



UNIVERSIDADE FEDERAL DO SUL E SUDESTE DO PARÁ
INSTITUTO DE ENGENHARIA DO ARAGUAIA
CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

MAYANNE VIEIRA DE PAIVA

**ESTUDO DE PREVISÃO DE VIDA ÚTIL RESIDUAL DE PONTE EM CONCRETO
ARMADO POR MEIO DE ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS**

SANTANA DO ARAGUAIA - PA

2023

MAYANNE VIEIRA DE PAIVA

**ESTUDO DE PREVISÃO DE VIDA ÚTIL RESIDUAL DE PONTE EM CONCRETO
ARMADO POR MEIO DE ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS**

Trabalho de Conclusão de Curso submetido a Faculdade de Engenharia Civil do Instituto de Engenharia do Araguaia da Universidade Federal do Sul e Sudeste do Pará, como requisito para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Marcus Vinicius Pereira de Freitas, Me.

Coorientador: Prof. Hamilton Damasceno Costa, Me.

SANTANA DO ARAGUAIA - PA

2023

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Universidade Federal do Sul e Sudeste do Pará
Biblioteca Setorial Campus do Instituto de Engenharia do Araguaia

P149e Paiva, Mayanne Vieira de
Estudo de previsão de vida útil residual de ponte em concreto armado por meio de ensaios não destrutivos. / Mayanne Vieira de Paiva. — 2023.
79 f.: il. Color.

Orientador(a): Marcus Vinicius Pereira de Freitas; coorientador(a): Hamilton Damasceno costa.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) - Universidade Federal do Sul e Sudeste do Pará, Instituto de Engenharia do Araguaia, Faculdade de Engenharia Civil, Curso Bacharelado em Engenharia Civil, Santana do Araguaia, 2023.

1. Pontes de concreto – Projetos e construção. 2. Materiais de construção – Vida útil. 3. Pontes de concreto – Condições ambientais. 4. Rodovias – Manutenção e reparos. I. Freitas, Marcus Vinicius Pereira de, orient. II. Costa, Hamilton Damasceno, coorient. III. Título.

CDD: 22. ed.: 624.25

MAYANNE VIEIRA DE PAIVA

**ESTUDO DE PREVISÃO DE VIDA ÚTIL RESIDUAL DE PONTE EM CONCRETO
ARMADO POR MEIO DE ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS**

Trabalho de Conclusão de Curso submetido a Faculdade de Engenharia Civil do Instituto de Engenharia do Araguaia da Universidade Federal do Sul e Sudeste do Pará, como requisito para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Data de aprovação: Santana do Araguaia (PA), 10 de agosto de 2023.

Banca examinadora

Prof. Me. Marcus Vinicius Pereira de Freitas
Orientador

Prof. Me. Hamilton Damasceno Costa
Examinador Externo

Prof. Me. Andre Margalho Daltro
Examinador Interno

Aos amantes de Engenharia.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus por me permitir finalizar essa jornada com êxito e por me dar forças pra continuar. Às minhas meninas, Francisca, Mayara e Dhayare, e toda minha família, pelo apoio e torcida de sempre, vocês são meu porto seguro. Ao Luiz, por embarcar nessa jornada comigo, pelas conversas e por não medir esforços pra que esse trabalho acontecesse. Aos amigos Willian e Vitória, que colocaram a mão na massa e sempre estavam dispostos a ajudar. À Hemelli, que iluminou minha mente na definição do tema de pesquisa, e por sempre acreditar em mim. Aos orientadores Marcus Vinícius e Hamilton, pelo direcionamento e paciência comigo, à professora Suanne, pelas palavras de incentivo e pela compreensão. Aos professores e colegas que direta ou indiretamente contribuíram para a realização deste trabalho, e que tornaram o processo mais leve, sou muito grata a todos.

RESUMO

As pontes rodoviárias brasileiras, conhecidas como Obras de Arte Especiais (OAE), são bens com alto investimento inicial, devendo, portanto, serem projetadas e construídas de forma a garantir sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o prazo correspondente à sua vida útil, considerando-se as condições do ambiente onde a obra se localiza, bem como o uso adequado das estruturas. Visto que a carbonatação é um dos principais mecanismos de deterioração das estruturas, este trabalho buscou realizar um estudo de caso da ponte sobre o Rio Água Preta em Redenção - PA, sobre a BR-158, fazendo uma estimativa de previsão da vida útil residual referida à despassivação por carbonatação dos elementos da sua mesoestrutura, e avaliando suas condições de durabilidade conforme os requisitos normativos. Os métodos utilizados para atingir os resultados consistiram na realização dos ensaios não destrutivos de pacometria, carbonatação e esclerometria, fornecendo dados para a aplicação de modelos matemáticos deterministas de previsão, propostos por Tuutti (1982) e Possan (2010), os quais abordam alguns dos parâmetros de influência da carbonatação relativos às condições ambientais, condições de exposição à chuva e qualidade do concreto. Para a avaliação da durabilidade, foram observados os requisitos normativos aplicáveis à ponte estudada, como cobertura, classe de agressividade ambiental, e qualidade do concreto, comparando com as informações obtidas durante o estudo, e verificando se estes atendiam aos critérios estabelecidos. Ressalta-se que, apesar de comparar valores de relação água/cimento e consumo de cimento por exemplo, com os valores tabelados por norma, esta avaliação foi realizada com uma abordagem qualitativa, limitando-se a indicar o atendimento aos parâmetros de durabilidade citados. Os resultados da estimativa da VUR referida à despassivação das armaduras forneceu valores que não se enquadram no limite de projeto (VUP), ou seja, abaixo de 100 anos, indicando pontos de fragilidade em alguns dos elementos ensaiados, por outro lado, a avaliação dos requisitos de durabilidade demonstrou uma adequação da obra aos limites estabelecidos em projeto. Assim, o trabalho forneceu informações e dados relevantes para a aplicação em uma avaliação mais aprofundada, não devendo serem tomados como decisivos das reais condições da estrutura, e sim como um estudo inicial das pontes da região sul do Pará, devendo estas serem submetidas a inspeções e manutenções periódicas.

Palavras-chave: vida útil residual; carbonatação; ensaios não destrutivos.

ABSTRACT

Brazilian road bridges, known as Obras de Arte Especiais (OAE), are assets with a high initial investment, and therefore must be designed and built in order to guarantee their safety, stability and suitability for service during the period corresponding to their useful life. , considering the conditions of the environment where the work is located, as well as the proper use of structures. Since carbonation is one of the main mechanisms of deterioration of structures, this work sought to carry out a case study of the bridge over the Água Preta River in Redenção - PA, on the BR-158, making a forecast estimate of the referred residual useful life to depassivation by carbonation of the elements of its mesostructure, and evaluating its durability conditions according to normative requirements. The methods used to achieve the results consisted of carrying out non-destructive tests of pacometry, carbonation and sclerometry, providing data for the application of deterministic mathematical models of prediction, proposed by Tuutti (1982) and Possan (2010), which address some of the parameters of influence of carbonation related to environmental conditions, conditions of exposure to rain and concrete quality. For the evaluation of durability, the normative requirements applicable to the studied bridge were observed, such as covering, environmental aggressiveness class, and concrete quality, comparing with the information obtained during the study, and verifying if they met the established criteria. It should be noted that, despite comparing water/cement ratio values and cement consumption, for example, with the values tabulated by standard, this evaluation was carried out with a qualitative approach, limiting itself to indicating compliance with the aforementioned durability parameters. The results of the estimated VUR referred to the depassivation of the reinforcement provided values that do not fit the design limit (VUP), that is, below 100 years, indicating points of fragility in some of the tested elements, on the other hand, the evaluation of the durability requirements demonstrated that the work was adequate to the limits established in the project. Thus, the work provided relevant information and data for the application in a more in-depth evaluation, and should not be taken as decisive of the real conditions of the structure, but as an initial study of the bridges in the southern region of Pará, which must be submitted to inspections and periodic maintenance.

Keywords: residual service life; carbonation; non-destructive testing.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Classificação das OAEs.	21
Figura 2 – Ponte sobre o rio Curuçá - AM, na BR-319.	22
Figura 3 – Ponte sobre o rio Tocantins, TO-255.....	24
Figura 4 – Representação da passivação das armaduras.	28
Figura 5 – Representação do avanço da carbonatação e alteração do pH do concreto no tempo.	29
Figura 6 – Conceituação de vida útil das estruturas de concreto.	38
Figura 7 – Fluxograma de atividades.	50
Figura 8 – Localização da ponte sobre o Rio Água Preta.	51
Figura 9 – Vista lateral da ponte sobre o Córrego Água Preta.	51
Figura 10 – Planta da mesoestrutura da ponte.....	52
Figura 11 – Vista inferior da ponte sobre o Córrego Água Preta.	53
Figura 12 – Planta da ponte sobre o Rio Água Preta.	54
Figura 13 – Vista do tabuleiro da ponte sobre o Rio Água Preta.....	55
Figura 14 – Localização dos pontos de ensaio.....	57
Figura 15 – Leituras do ensaio de pacometria nos pilares.	59
Figura 16 – Leituras do ensaio de pacometria nas travessas.....	59
Figura 17 – Preparação e teste da solução de fenolftaleína.	60
Figura 18 – Etapas do ensaio de carbonatação em diferentes elementos (continua).	60
Figura 19 – Realização do ensaio de esclerometria.....	61
Figura 20 – Equações isoladas do modelo de Possan (2010).	67

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Classificação da resistência dos concretos frente ao risco de corrosão das armaduras.	32
Quadro 2 – Resumo dos principais mecanismos de transporte de gases.	41

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Teor de CO ₂ de alguns ambientes.	30
Tabela 2 – Relação da umidade relativa que favorece a carbonatação.	30
Tabela 3 – Classe de agressividade ambiental (CAA).	34
Tabela 4 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.	35
Tabela 5 – Limites de composição do cimento Portland (porcentagem de massa). .	36
Tabela 6 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o revestimento nominal.	37
Tabela 7 – Principais modelos matemáticos de previsão da vida útil referida à despassivação por carbonatação e suas variáveis de entrada.	42
Tabela 8 – Características dos concretos.	53
Tabela 9 – Parâmetros adotados.	56
Tabela 10 – Resultados do ensaio de carbonatação.	62
Tabela 11 – Estado das armaduras quanto à carbonatação.	62
Tabela 12 – Índices esclerométricos obtidos no ensaio.	63
Tabela 13 – Tratamento dos índices esclerométricos.	63
Tabela 14 – Resistência à compressão superficial dos pilares.	64
Tabela 15 – Tabela estimativa do tipo de cimento (continua).	65
Tabela 16 – Tempo de vida útil residual por carbonatação pelo modelo de Tuutti (1982).	66
Tabela 17 – Parâmetros de entrada para o modelo de Possan (2010).	67
Tabela 18 – Tempo de vida útil residual por carbonatação pelo modelo de Possan (2010).	68

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CAA	Classe de Agressividade Ambiental
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes
END	Ensaio Não-Destrutivo
INMET	Instituto Nacional de Meteorologia
MPF	Ministério Público Federal
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
OAE	Obra de Arte Especial

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	PROBLEMA	20
1.2	JUSTIFICATIVA.....	22
1.3	OBJETIVOS	25
1.3.1	Objetivo geral	25
1.3.2	Objetivos específicos	25
2	REFERENCIAL TEÓRICO	25
2.1	MECANISMOS DE ENVELHECIMENTO	26
2.1.1	Degradação relativa ao concreto	26
2.1.2	Degradação relativa às armaduras	27
2.1.2.1	<i>Passivação das armaduras</i>	27
2.1.2.2	<i>Corrosão por carbonatação</i>	28
2.1.2.3	<i>Fatores de influência</i>	29
2.2	CRITÉRIOS DE DURABILIDADE	32
2.2.1	Desempenho	33
2.2.2	Segurança	33
2.2.3	Agressividade ambiental	34
2.2.4	Qualidade do concreto	34
2.2.5	Cobrimento	36
2.3	VIDA ÚTIL.....	37
2.3.1	Definições	38
2.3.2	Métodos de estimativa	39
2.3.2.1	<i>Com base em experiências anteriores</i>	40
2.3.2.2	<i>Com base em ensaios acelerados</i>	40
2.3.2.3	<i>Com enfoque determinista</i>	41
2.3.2.4	<i>Com enfoque estocástico ou probabilista</i>	45
2.3.3	Orientações normativas	45
2.4	ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS	46
2.4.1	Pacomtria	46
2.4.2	Esclerometria	46
2.4.3	Indicador de pH	48
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL	49

3.1	CARACTERIZAÇÃO DA PONTE.....	50
3.2	COLETA DE DADOS	55
3.3	REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS.....	57
3.3.1	Inspeção visual	57
3.3.2	Ensaio de pacometria	58
3.3.3	Ensaio de carbonatação.....	60
3.3.4	Ensaio de esclerometria.....	61
4	APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS.....	61
4.1	TRATAMENTO DOS DADOS.....	62
4.2	APLICAÇÃO DOS MODELOS MATEMÁTICOS.....	66
4.2.1	Tuutti (1982).....	66
4.2.2	Possan (2010).....	67
5	DISCUSSÕES.....	68
5.1	PREVISÃO DA VIDA ÚTIL RESIDUAL REFERIDA À DESPASSIVAÇÃO .	68
5.2	CONFORMIDADE COM CRITÉRIOS DE DURABILIDADE NORMATIVOS	70
6	CONCLUSÃO	74
	REFERÊNCIAS	76

1 INTRODUÇÃO

As pontes das rodovias federais brasileiras, conhecidas como Obras de Arte Especiais (OAE), são bens públicos de valor inestimável pela importância que representam para o desenvolvimento econômico e social do país (VITÓRIO, 2007). Portanto, devem ser projetadas e construídas de forma a conservar sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o prazo correspondente à sua vida útil, levando em consideração as condições ambientais previstas na época em que o projeto foi elaborado e a correta utilização das estruturas (VITÓRIO, 2002).

A crescente urbanização e expansão das cidades gera um tráfego maior de veículos, o que leva à uma maior emissão de dióxido de carbono (CO₂) na atmosfera. Consequentemente, as estruturas de concreto localizadas nesses ambientes ou nas proximidades são afetadas pelo fenômeno da carbonatação, que irá reduzir seu ciclo de vida e sua durabilidade (POSSAN, 2010).

A carbonatação do concreto desencadeia o processo de corrosão do aço, patologia esta apontada como uma das mais frequentes nas estruturas de concreto armado, correspondendo a índices que variam entre 14 a 64% de ocorrência. Esse fenômeno reduz o pH do concreto e despassiva a armadura, deixando-a exposta à ação da umidade, desencadeando o processo de corrosão, que compromete a segurança e a durabilidade da estrutura (POSSAN, 2010 e FARIAS & SILVA, 2019).

A redução da durabilidade das OAEs, gera um aumento no consumo de matérias-primas, produção de poluentes, gastos energéticos e custos adicionais com reparos, renovação e manutenção das construções. Medeiros *et al.* (2011), afirmam que o aumento da vida útil representa uma solução econômica e sustentável em longo prazo, pois possibilita a preservação de recursos naturais, redução de impactos, economia de energia e prolongamento do potencial de extração de reservas naturais.

Para garantir uma maior vida útil dessas obras, com desempenho funcional e estrutural satisfatório, fazem-se necessárias manutenções adequadas, tanto preventivas como corretivas, ao longo do tempo. Essa manutenção envolve a realização de vistorias periódicas, em busca de identificar falhas estruturais que possam existir e diagnosticá-las, para então definir as ações de recuperação, caso sejam necessárias (VITÓRIO, 2002).

De acordo com a NBR 5674 (ABNT, 2012), a omissão em relação à atenção necessária para a manutenção das edificações pode ser constatada nos frequentes

casos de edificações que foram retiradas de serviço muito antes de cumprir sua vida útil projetada (VUP), causando muitos transtornos aos seus usuários e um sobrecusto intensivo dos serviços de recuperação ou construção de novas edificações.

Possan (2010) afirma que os problemas de degradação devido à carbonatação e corrosão do aço no concreto, somados às necessidades construtivas e exigências de durabilidade no setor da construção civil, levam à uma tendência à elaboração de projetos com foco na extensão da vida útil de estruturas de concreto armado. Com isso, vêm sendo desenvolvidos modelos de previsão de vida útil, que possam descrever adequadamente o processo de degradação das estruturas de concreto armado ao longo do tempo.

Os mecanismos preponderantes de deterioração relativos às armaduras são os mais estudados, pois são considerado os que tem mais incidência sobre a vida útil das estruturas, além de maiores prejuízos econômicos. Os métodos existentes podem ter abordagem determinística ou probabilística, sendo que o primeiro possibilita previsões por meio de dados de entrada que podem ser obtidos ou calculados com certa facilidade. Assim, surgiram modelos matemáticos simples e complexos, com potencial de aplicação generalizada.

Nesse cenário, o presente trabalho buscou realizar um estudo de caso da ponte sobre o Rio Água Preta, na BR-158 localizada em Redenção – PA, a fim de realizar uma estimativa do tempo de vida útil residual referida á despassivação da armadura por carbonatação, verificar o atendimento à vida útil de projeto e avaliar as condições de durabilidade dessa estrutura.

Aplicando os modelos matemáticos de Tuutti (1982) e Possan (2010), o trabalho pretende ampliar os estudos sobre a vida útil das estruturas e colaborar com outras pesquisas na área, apontando a viabilidade de aplicação dos métodos e a importância do atendimento aos requisitos de durabilidade em projetos.

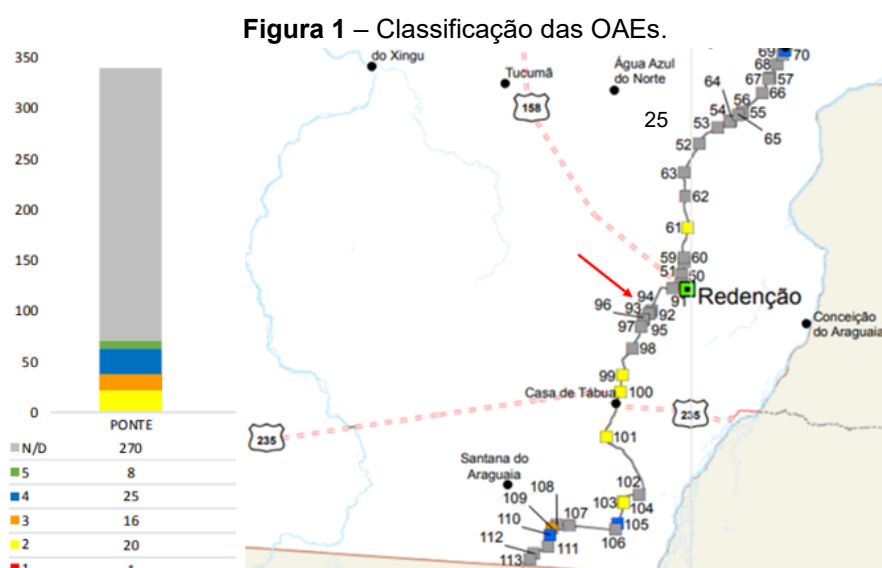
1.1 Problema

A manutenção preventiva das obras de arte especiais é essencial para sua conservação, a ausência desse serviço resulta em um crescente grau de deterioração das estruturas com o passar do tempo, vindo a apresentar danos graves. A recuperação das pontes comprometidas gera um custo mais elevado em comparação com as medidas de prevenção que poderiam ter sido realizadas (LEMOS, 2005 *apud* SILVA, 2019).

A interdição de uma ponte para reparos de emergência, as repercussões no tráfego e a possibilidade de um colapso estrutural, gera um sentimento de insegurança nos usuários, e dúvidas quanto ao estado de conservação dessas estruturas (VITÓRIO,2002). Soma-se a isso, os baixos investimentos em ações de conservação nos últimos anos, levando a uma deterioração da malha rodoviária e de suas OAEs.

O Mapa de Obras de Arte Especiais para o estado do Pará, aponta a existência de 340 pontes sob a responsabilidade administrativa do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), das quais 37 foram classificadas entre “regular”, “ruim” e “péssimo”, sendo atribuídas as notas 3, 2 e 1, respectivamente (DNIT, 2023).

A **Figura 1** apresenta o gráfico de classificação das pontes e a localização de algumas delas, ao longo da BR-158 no sul do Pará. Nota-se que 80% das pontes ainda não foram classificadas, representadas por N/D (não determinada), incluindo a ponte sobre o Rio Água Preta, indicada pela seta vermelha (94).



Fonte: DNIT (2023).

A ausência da nota de classificação aponta para uma falta de inspeção nessas obras, gerando um quadro preocupante devido ao fato de que essas pontes estão sujeitas a um processo de deterioração que evolui ao longo do tempo, reduzindo sua vida útil. Em pontes recentes, a preocupação se justifica pela falta de acompanhamento e monitoramento dos mecanismos de envelhecimento e deterioração. A ausência de danos visíveis não exclui a necessidade de verificação das patologias existentes e avaliação da sua durabilidade, sendo estes uma ferramenta essencial para a gestão e conservação dessas estruturas.

Nesse cenário, nota-se uma lacuna no que se refere às informações sobre o real estado das pontes do Pará, especificamente no sul do estado, sendo estas de grande importância econômica e social para a região.

1.2 Justificativa

Por meio das manutenções preventivas e das inspeções periódicas é possível identificar manifestações patológicas precocemente, de forma que possam ser tratadas e a segurança da estrutura seja conservada. Por outro lado, a falta destas permite que pequenos problemas se agravem com o passar do tempo, diminuindo a vida útil das pontes e fragilizando a estrutura, podendo vir a causar desastres em casos mais graves.

Foi o que ocorreu recentemente no estado do Amazonas, quando duas pontes na BR-319 desabaram num intervalo de dez dias nas proximidades de Manaus, causando prejuízos financeiros e perdas de vidas. A primeira ponte situa-se sobre o rio Curuçá, e desabou no dia 28 de setembro de 2022, conforme observa-se na **Figura 2**, deixando sete veículos submersos e ferindo várias pessoas, das quais quatro vieram a óbito (SASSINE, 2022).

Figura 2 – Ponte sobre o rio Curuçá - AM, na BR-319.



Fonte: Sassine (2022).

Segundo a ficha de inspeção técnica do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), a ponte possuía uma nota 4 de 5, ou seja, não apresentava sinais de comprometimento da estrutura e não necessitava de ações corretivas, apenas serviços de manutenção. No entanto, um relatório técnico realizado por fiscais de empresas contratadas pelo próprio DNIT na véspera do desabamento,

apontou situação crítica de alguns pontos da estrutura, devido a detecção de fissuras e trincas nos pilares próximos ao bueiro (SASSINE, 2022).

No dia 8 de outubro, dez dias depois do primeiro desabamento, a ponte sobre o rio Autaz Mirim também cedeu, isolando a população dos municípios vizinhos à capital Manaus - AM. Em nota, o DNIT declarou que a ponte já havia sido interditada no dia anterior à queda, logo após uma inspeção técnica que identificou o comprometimento da estrutura, o que evitou que houvesse feridos no incidente (ROCHA, 2022).

A empresa responsável pela manutenção do trecho da BR-319 no qual as duas pontes estavam localizadas, teve os contratos rescindidos pelo DNIT por falta de execução, apenas alguns dias antes dos desabamentos. Documentos enviados ao Ministério Público Federal (MPF), revelaram que existia um processo de erosão avançada no quilômetro onde se situa a ponte do rio Curuçá, sendo contratada a mesma empresa para a recuperação do trecho em caráter emergencial, contrato este que também não foi cumprido. Os serviços de manutenção foram designados a uma nova empresa, contratada apenas uma semana antes da queda (SASSINE, 2022).

Casos como estes alertam para a importância das manutenções e vistorias nas pontes, ao mesmo tempo em que demonstram o descaso com que esses serviços tem sido tratados. Vitório (2002) aponta que não existem procedimentos sistemáticos para inspeção e manutenção nas pontes e viadutos das rodovias federais brasileiras, comprometendo a gestão e conservação destas, além de gerar um desperdício de verbas com obras de correção, que em certos casos não seriam necessárias caso houvesse um programa de manutenção preventiva adequado.

Outro caso relevante a se discutir, é o da ponte sobre o Rio Tocantins, localizada no município de Porto Nacional - TO, na Rodovia Estadual TO-255, apresentada na **Figura 3**, a qual consistia em uma ligação essencial entre a BR-153 e a Ferrovia Norte-Sul, sendo o principal modal de escoamento da produção do estado. A ponte apresenta diversas manifestações patológicas que se agravaram pela ausência de manutenção, levando à restrição de uso em 2011 e suspensão do tráfego em 2019, liberado apenas para pedestres, bicicletas e motocicletas (SILVA, 2019).

Figura 3 – Ponte sobre o rio Tocantins, TO-255.



Fonte: Silva (2019).

Uma das patologias mais frequentes observada, foi a corrosão eletroquímica generalizada por carbonatação, originada por diversos fatores como cobrimento inadequado, concreto muito poroso, fissuras decorrentes de outras manifestações patológicas e infiltração (SILVA, 2019).

Os resultados desse estudo possibilitam a constatação de que o principal problema que levou à deterioração das estruturas, foi a perda de seção das armaduras por corrosão, além do rompimento de armaduras (SILVA, 2019). A maioria das patologias relativas ao concreto identificadas, também afetam as armaduras, devido à degradação da camada de cobrimento.

Ao se observar os casos de degradação em pontes apresentados, percebe-se a importância de se avaliar e monitorar o processo de envelhecimento e deterioração dessas estruturas, sejam elas novas ou antigas.

Do ponto de vista técnico, a realização deste estudo se fez necessária pela preocupação em se conhecer as condições de deterioração da ponte sobre o Rio Água Preta, como forma de verificar sua durabilidade frente a ocorrência da carbonatação.

Do ponto de vista econômico, a ponte ajuda a impulsionar o transporte de cargas no sul do Pará, pois está situada sobre a BR-158, que representa um importante corredor logístico para a região, que alimenta os portos e terminais ferroviários do estado.

Em relação ao fator social, a ponte faz parte da ligação entre os municípios de Redenção e Santa Maria das Barreiras, trecho que também permite o transporte entre Santana do Araguaia e o restante do estado, sendo a principal via de acesso.

Assim, a mobilidade da população depende basicamente das boas condições de trafegabilidade da rodovia, bem como da conservação de suas obras de arte especiais.

Dessa forma, o estudo de vida útil residual se justifica pela importância técnica, econômica e social da ponte estudada, indicando a necessidade de uma atenção para os procedimentos de inspeção e manutenção a fim de garantir a durabilidade e segurança dessa estrutura.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo geral

O presente estudo tem como principal objetivo realizar um estudo de caso da ponte sobre o Rio Água Preta localizado na BR-158 no sul do Pará, fazendo uma estimativa do período de tempo desde a vistoria da estrutura, até que ocorra a despassivação das armaduras por efeito da carbonatação.

1.3.2 Objetivos específicos

- a) Realizar o ensaio de pacometria, para identificar a posição das armaduras nos pilares e travessas da ponte.
- b) Realizar o ensaio de fenolftaleína, para medir a frente de carbonatação dos elementos.
- c) Realizar o ensaio de esclerometria nos pilares, para se conhecer a resistência superficial do concreto.
- d) Aplicar os métodos matemáticos para previsão da vida útil residual.
- e) Realizar uma análise comparativa dos resultados encontrados com cada método.
- f) Avaliar as condições de durabilidade da estrutura em estudo.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Nesta seção, são apresentados alguns tópicos para fundamentação e entendimento do tema, caracterizando o objeto do estudo, abordando os principais conceitos analisados no trabalho, bem como os métodos que serão aplicados e descrevendo os ensaios que serão realizados.

2.1 Mecanismos de envelhecimento

As pontes de concreto armado, embora sejam reconhecidas pelo baixo custo de manutenção e pela durabilidade, estão sujeitas à deterioração pelos mesmos problemas observados em pontes construídas com outros materiais, como envelhecimento, falta de controle tecnológico na construção, estruturas subdimensionadas para cargas móveis cada vez mais elevadas e projetos deficientes para os padrões atuais (DNIT, 2010).

As patologias encontradas em pontes podem ser classificadas como falhas congênitas, que decorrem da concepção de projetos, as falhas adquiridas durante a construção, as falhas causadas por acidentes, ou ainda, pelo desgaste natural dos seus elementos, devido às condições de exposição (VITÓRIO, 2002).

Os mecanismos de envelhecimento e de deterioração das estruturas de concreto armado mais frequentes, são descritos na NBR 6118 (ABNT, 2014) e NBR 12655 (ABNT, 2015), os quais são classificados como mecanismos de deterioração relativos ao concreto e relativos às armaduras, além de mecanismos de deterioração da própria estrutura, como ações mecânicas, movimentações de origem térmica, fadiga, deformações, entre outros.

2.1.1 Degradação relativa ao concreto

Em relação ao concreto, a NBR 6118 (ABNT, 2014) cita a lixiviação, a expansão por sulfatos e a reação álcali-agregado como mecanismos preponderantes de deterioração.

A lixiviação é responsável por dissolver e carrear os compostos hidratados da pasta de cimento por ação de águas puras, carbônicas agressivas, ácidas e outras. Já a expansão por sulfatos, ocorre pela ação de águas ou solos que contenham ou estejam contaminados com sulfatos, dando origem a reações expansivas e deletérias com a pasta de cimento hidratado. Outro mecanismo frequente de deterioração é a reação álcali-agregado, uma expansão por ação das reações entre os álcalis do concreto e agregados reativos (ABNT NBR 6118, 2014).

Embora estes mecanismos não ataquem diretamente o aço, Medeiros *et al.* (2011) afirmam que existe um efeito de sinergia entre as partes do sistema estrutural, ou seja, uma interação entre os componentes do concreto armado que gera uma reação em cadeia, devido ao comportamento conjunto dos materiais que o constitui.

Um exemplo disso é a reação álcali-agregado, que ao ocorrer em uma estrutura tende a causar expansão e fissuração do concreto, que por sua vez facilita a entrada de agentes agressivos que causarão a corrosão das armaduras.

2.1.2 Degradação relativa às armaduras

Os mecanismos de deterioração relativos à armadura correspondem ao fenômeno de corrosão, que pode ocorrer pelo avanço da frente de carbonatação no concreto e pela penetração de íon cloro (cloreto) em teores elevados. Devido ao objetivo da pesquisa, esta seção terá como foco a descrição do processo de despassivação por carbonatação e dos fatores que favorecem sua ocorrência.

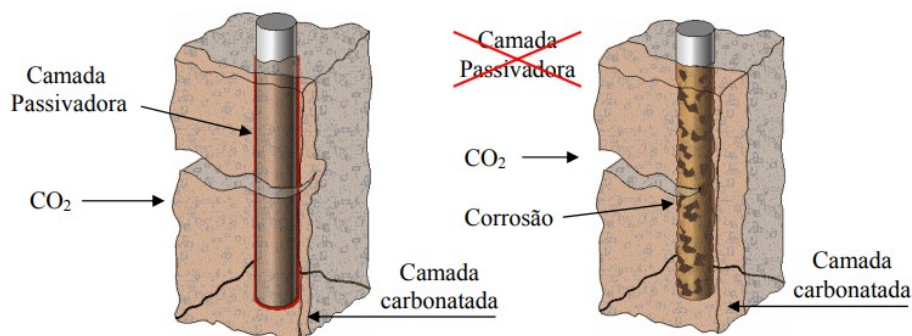
2.1.2.1 Passivação das armaduras

Para compreender o processo de corrosão das armaduras, é preciso entender como ocorre a passivação do aço no interior do concreto. A solução dos poros que envolve o aço é altamente alcalina desde o início da concretagem (TUUTTI, 1982). Essa alcalinidade é obtida principalmente devido à formação do hidróxido de cálcio, ou portlandita (Ca(OH)_2) durante a hidratação do cimento, mas outros álcalis presentes na pasta também contribuem para essa condição (CARMONA, 2005).

Existem variações na literatura quanto ao valor de pH do concreto para que ocorra a passivação, sendo compreendido entre 12,5 e 14. Esse ambiente estimula o processo de formação de uma camada passivadora na superfície do metal, pela formação de produtos de corrosão, que são difíceis de dissolver, com uma permeabilidade tão alta que a taxa de corrosão se torna praticamente zero (TUUTTI, 1982 e CARMONA, 2005).

Essa delgada camada sobre o metal é formada por óxidos e hidróxidos que atua como uma barreira de proteção, estabilizada pela elevada alcalinidade da solução dos poros do concreto, impedindo o progresso da corrosão (CARMONA, 2005). A Figura 4 representa a passivação das armaduras no interior do concreto.

Figura 4 – Representação da passivação das armaduras.



Fonte: Tula (2000).

Conforme a camada de cobertura alcalina é neutralizada pelo ingresso do gás carbônico (CO_2) no concreto, o ambiente mais próximo do aço é alterado desestabilizando os produtos da camada de passivação, e dando espaço para a ocorrência da corrosão (TUUTTI, 1982).

2.1.2.2 Corrosão por carbonatação

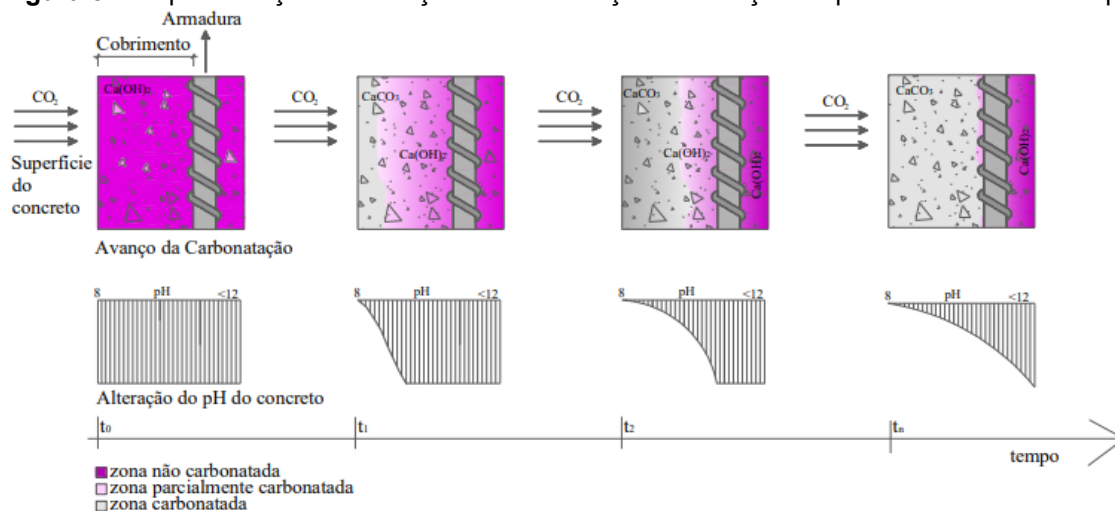
A carbonatação ocorre pela redução do pH do concreto e é um dos principais fenômenos físico-químicos que pode limitar a vida útil de estruturas de concreto armado (POSSAN, 2010). Nessas estruturas, o aço é a parte mais sensível ao ataque do meio ambiente e por isso as armaduras devem ficar protegidas através de uma espessura de concreto de cobertura.

O fenômeno da carbonatação se dá pela neutralização do pH do concreto. Segundo Vitório (2002), essa perda de pH representa um problema, pois o ambiente alcalino do concreto é o que protege as armaduras contra a corrosão, e conforme esse índice diminui, ocorre o início do processo de formação de células eletroquímicas de corrosão, levando ao surgimento de fissuras e desprendimentos da camada de cobertura conforme o tempo.

A carbonatação se inicia a partir da superfície para o interior do concreto, alterando a alcalinidade (devido à redução do pH) e a estrutura porosa do material (devido à precipitação dos carbonatos). No avanço da frente de carbonatação são identificadas três zonas, uma carbonatada com pH de 8,3, outra parcialmente carbonatada com pH aproximadamente de 10, e uma não carbonatada, com pH acima de 12,5. No tempo t_0 , o concreto encontra-se com o pH inalterado, sem zona carbonatada. Conforme o ingresso do dióxido de carbono (CO_2) através do concreto no tempo (t_1 e t_2) e as reações deste gás com o $\text{Ca}(\text{OH})_2$ disponível na matriz

cimentante, ocorre a formação do CaCO_3 , e a conseqüente redução do pH do concreto. Quanto esse processo chega às proximidades da armadura (t_n), diz-se que a mesma está despassivada (desprotegida), estando suscetível à corrosão (POSSAN, 2010). A Figura 5, representa o avanço gradual da frente de carbonatação.

Figura 5 – Representação do avanço da carbonatação e alteração do pH do concreto no tempo.



Fonte: Possan (2010).

O fenômeno da carbonatação não é perceptível a olho nu, não reduz a resistência do concreto até aumenta sua dureza superficial. A identificação da frente ou profundidade de carbonatação requer alguns ensaios específicos. Ao atingir a armadura, dependendo das condições de umidade ambiente, pode promover séria corrosão com o aparecimento de manchas, fissuras, destacamento de pedaços do concreto e até perda da seção resistente e aderência, promovendo o colapso da estrutura ou de suas partes (HELENE, 1997).

2.1.2.3 Fatores de influência

A carbonatação ocorre em maior ou menor grau a depender de alguns fatores de influência, que podem acelerar a velocidade de avanço da frente de carbonatação. Entre esses fatores, os principais são relacionados às condições ambientais, às condições de exposição e às características do concreto (POSSAN, 2010).

Como condições ambientais, tem-se a concentração ou teor de CO_2 e a umidade relativa do ar. Segundo Carmona (2005), quanto maior a concentração externa de dióxido de carbono, mais rápida será a carbonatação, por este ser um fenômeno regido pela difusão do CO_2 para o interior do concreto. A **Tabela 1** apresenta alguns teores médios da concentração de CO_2 no ar, apontados por

diferentes autores. Apesar das divergências, observa-se que para um ambiente rural ou cidade com baixa taxa de poluição, é considerado o valor médio de 0,033%.

Tabela 1 – Teor de CO₂ de alguns ambientes.

Local	Teor médio (%)	Pesquisador
Ambiente normal*	0,033	Da Silva (1998)
Ambiente normal*	0,030 a 0,050	Papadakis et al. (1989)
Campo Aberto	0,015	Saetta e Vitaliani (2004)
Estábulo	0,075	Saetta e Vitaliani (2004)
Estábulo ventilado	0,046	Saetta e Vitaliani (2004)
Laboratório não ventilado	> 0,100	Neville (1997)
Laboratório (sala climatizada)	0,088	Pauletti (2009)
Túneis	0,100 a 0,300	Parrot (1987)
Zona industrial	0,045	Saetta e Vitaliani (2004)
Zona rural	0,030 a 0,050	Helene (1993)
Zona rural	0,035%	Papadakis e Efstathiou (2006)
Zona rural	0,030	Neville (1997)
Zona rural	0,0325	Schiessl (1976)
Zona rural	0,03	Khunthongkeaw, et al. (2006)
Zona rural	0,033	Tuutti (1982)
Zona urbana	0,036	Saetta e Vitaliani (2004)
Zona urbana	0,100	Tuutti (1982)
Zona urbana	0,08	Papadakis e Efstathiou (2006)
Zona urbana	0,006	Khunthongkeaw, et al. (2006)
Zona urbana, grandes centros	0,100	Schiessl (1976)
Zona urbana, grandes cidades	0,300	Neville (1997)
Zona urbana, Madrid, Espanha	0,033 a 0,058	Da Silva (1998)
Zona urbana, margens do rio Rin, Alemanha	0,0434 a 0,0542	Schiessl (1976)
Zona urbana, região de Munich, Alemanha	0,0325 a 0,0434	Schiessl (1976)
Zona urbana, tráfego intenso	0,1 a 1,20	Helene (1993)
Zona Urbana, Grande Porto Alegre, RS	0,063	Pauletti (2009)
Zonas agressivas	1,000	Tuutti (1982)

* pode ser considerado um ambiente rural ou uma cidade com baixa taxa de poluição atmosférica.

Fonte: Possan (2010).

A umidade relativa (UR) é um fator determinante para a ocorrência da carbonatação. De acordo com Helene (1997), a despassivação nociva só ocorre de forma significativa em ambiente com UR média (entre 60 e 98%), ou em ambientes sujeitos a ciclos de molhagem e secagem, possibilitando a instalação da corrosão. Esses valores possuem variações, e apesar de não haver um consenso sobre o valor que ocasiona maior profundidade de carbonatação, os dados compilados por Possan (2010) e apresentados na **Tabela 2**, indicam UR entre 40 a 85%.

Tabela 2 – Relação da umidade relativa que favorece a carbonatação.

Pesquisador	Umidade
Parrot (1987)	60%
Helene (1986)	Entre 65 e 85%
Ying-Yu e Qui-Dong (1987)	entre 50 e 75%
Papadakis, Vayenas e Fardis (1989)	Entre 50 e 65%
Wolf e Dal Molin (1989)	70%,
Ceukelaire e Nieuwenburg (1993)	50%
Saetta, Schrefler e Vitaliani (1995)	Entre 40 e 80%
Neville (1997)	Entre 50 e 70%
ACI 222 (1991)	50%
Andrade (1992)	Entre 50 e 80%
Isaia (1999)	Entre 50 a 80%
Russell et al. (2001)	Entre 55 e 75%

Fonte: Possan (2010).

Nessas condições, uma pequena camada de água sobre a parede dos poros permite a reação química de carbonatação sem impedir a difusão do CO₂ para o interior do concreto. Nos poros secos o dióxido de carbono se difunde facilmente, mas não reage por ausência de água, enquanto que, em poros saturados, a velocidade de difusão é muito menor. A situação intermediária é a que promove uma maior velocidade de carbonatação (TUUTTI, 1982).

Os concretos tendem a umedecer rapidamente, enquanto que secam muito lentamente. Em decorrência disso, concretos em ambiente externos (submetidos a ciclos de molhagem e secagem) permanecem mais tempo úmidos (poros saturados). Conseqüentemente, há uma redução significativa da difusão de CO₂ e da profundidade carbonatada. Em concretos expostos à chuva, o progresso da carbonatação é lento, devido à absorção e evaporação da água. Nestas condições, a profundidade de carbonatação pode ser limitada pela profundidade de secagem (SCHIESSI, 1988 e MEYER, 1969 *apud* POSSAN, 2010).

Além destes fatores, a taxa de carbonatação também é influenciada pela relação água/cimento, condições de cura, grau de hidratação, tipo e quantidade de cimento, quantidade de álcalis na pasta de cimento hidratada, e pela presença de fissuras no concreto (POSSAN, 2010). A relação água cimento controla todas as propriedades relacionadas com a microestrutura do concreto endurecido. A redução desta relação provoca uma alteração significativa na dimensão dos poros e capilares, dificultando a difusão do gás carbônico através do concreto (HELENE, 1993).

As adições pozolânicas na composição do cimento podem favorecer a carbonatação pelo efeito da diminuição do teor de produtos carbonatáveis, devido à redução do teor de álcalis quando a sílica reage com o Ca(OH)₂ pela reação pozolânica. Isso resulta em frentes de carbonatação mais velozes para os concretos com adições (POSSAN, 2010). No entanto, Tutti (1982) afirma que a menor reserva alcalina dos cimentos com adições é compensada pela estrutura porosa mais fechada dos concretos com esse tipo de cimento, propiciando o refinamento dos poros e dos grãos, e diminuindo a permeabilidade.

O Quadro 1 apresenta uma classificação da classe do concreto quanto à relação água/cimento (*a/c*) e ao teor de adições do cimento, frente ao risco de deterioração por carbonatação.

Quadro 1 – Classificação da resistência dos concretos frente ao risco de corrosão das armaduras.

classe de concreto	classe de resistência (ABNT NBR 8953:2009)	máxima relação a/c	deterioração por carbonatação
			teor de adições
durável	≥ C50	≤ 0,38	≤ 10% de pozolana, metacaulim ou escória de alto forno
resistente	C35 C40 C45	≤ 0,50	≤ 10% de pozolana ou metacaulim ≤ 15% de escória de alto forno
normal	C25 C30	≤ 0,62	Qualquer
efêmero	C10 C15 C20	qualquer	Qualquer

Fonte: Medeiros et al. (2011).

As medidas de prevenção da carbonatação descritas pela NBR 6118 (ABNT, 2014), buscam dificultar a entrada dos agentes agressivos para o interior do concreto, recomendando cobrimentos mínimos das armaduras para cada classe de agressividade do ambiente, um controle de fissuração e a utilização de um concreto de baixa porosidade para minimizar este efeito.

2.2 Critérios de durabilidade

Durabilidade é um termo qualitativo, utilizado para expressar uma condição, ou seja, quando a edificação ou seus sistemas mantêm o desempenho requerido durante sua vida útil. Em outras palavras, a durabilidade é a capacidade da edificação de cumprir com suas funções ao longo do tempo e sob condições especificadas no manual de uso, operação e manutenção (ABNT NBR 15575-1, 2021).

Segundo o Manual de Recuperação de Pontes e Viadutos Rodoviários do Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes (DNIT, 2010), “a vida útil da estrutura e sua durabilidade estão intimamente associadas” fazendo-se necessário o conhecimento e combate da agressividade ambiental e das causas das deficiências estruturais.

Para Helene (1997), do ponto de vista econômico, todas as medidas visando durabilidade, que sejam tomadas durante a fase de projeto e de dosagem do concreto são sempre muitas vezes mais convenientes, mais seguras e mais econômicas que medidas protetoras tomadas posteriormente. Os custos de intervenção na estrutura para atingir certo nível de durabilidade e proteção crescem progressivamente quanto mais tarde for essa intervenção.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) classifica os requisitos de qualidade das estruturas de concreto em três grupos distintos sendo um deles a durabilidade, e estabelece exigências para conservação da segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o prazo que corresponde à sua vida útil. Na sequência são apresentados os conceitos relacionados às diretrizes de durabilidade, bem como critérios de projeto exigidos por norma.

2.2.1 Desempenho

O desempenho de uma edificação e de seus sistemas refere-se ao seu comportamento em uso (ABNT NBR 15575-1, 2021), definição essa que também se aplica às OAEs, influenciando diretamente na sua vida útil. Esse desempenho é afetado pelos danos existentes na estrutura, o tempo e as condições de exposição, que são fatores que contribuem para a redução da vida útil da construção.

2.2.2 Segurança

No Brasil, a norma que estabelece os requisitos para verificação da segurança das estruturas é a NBR 8681 (ABNT, 2003). Esses requisitos são definidos como estados limites, que são aqueles a partir dos quais a estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades da construção, e podem ser estados limites últimos ou estados limites de serviço.

Os Estados Limites Últimos (ELU) estão associados ao colapso dos elementos, sendo exigido que a estrutura seja projetada com uma pequena probabilidade de ruína, garantindo a segurança. Já os Estados Limites de Serviço (ELS), estão ligados ao desempenho da construção, devendo atender aos limites de flechas, abertura de fissuras e vibrações, além dos requisitos de estanqueidade, conforto térmico e acústico, etc. Em construções especiais, pode ser necessário verificar a segurança em relação a outros estados limites de serviço não definidos nesta norma.

Com foco no projeto para a durabilidade, a ISO 13823 (2008) inseriu uma nova categoria de estado limite, denominado Estado Limite de Durabilidade (ELD), o qual precede a ocorrência dos estados limites citados, referindo-se ao início da degradação (POSSAN, 2010). Para Medeiros *et al.* (2011) esse conceito representa uma evolução das ideias de definição da vida útil, pois define valores mínimos aceitáveis para o

desempenho, ou os máximos aceitáveis para a degradação, que uma estrutura deve apresentar para fins de estimativa da vida útil de projeto.

2.2.3 Agressividade ambiental

A agressividade ambiental é uma das diretrizes de durabilidade estabelecidas pela NBR 6118 (ABNT, 2014), e se relaciona às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, térmicas, e outras previstas no dimensionamento das estruturas. A norma orienta a classificação da agressividade ambiental (CAA) por meio da **Tabela 3**, permitindo uma avaliação simplificada da estrutura ou de suas partes, de acordo com as condições de exposição.

Tabela 3 – Classe 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	Insignificante
		Submerso	
II	Moderada	Urbano ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinho ^a	Grande
		Industrial ^{a, b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c}	Elevado
		Respingos de maré	

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

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

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas, elementos em contato com solo contaminado ou água subterrânea contaminada.

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

Um ambiente considerado como agressivo pode acelerar, ou desencadear um processo patológico, introduzindo pela porosidade e pela rede de capilaridades do concreto, gases e líquidos que contenham agentes químicos agressivos. Este é um problema encontrado nas cidades litorâneas e nos grandes centros urbanos, causado pela crescente industrialização, que aumenta a agressividade atmosférica e impõe mudanças no comportamento e variações dos materiais, resultando nos efeitos de corrosão precoce e carbonatação acelerada das estruturas (SILVA, 1995).

2.2.4 Qualidade do concreto

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), a durabilidade das estruturas é altamente dependente das características do concreto e da espessura e qualidade do

concreto do cobrimento da armadura. A norma orienta que os parâmetros mínimos a serem atendidos devem ser estabelecidos por meio de ensaios que comprovem o desempenho da durabilidade da estrutura frente ao tipo e classe de agressividade prevista em projeto.

Na falta destes ensaios, é permitida a adoção dos requisitos mínimos expressados na **Tabela 4**, devido à existência de uma forte correspondência entre a relação água/cimento e a resistência à compressão do concreto e sua durabilidade.

Tabela 4 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	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	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.
^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.
^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

A durabilidade do concreto feito com cimento hidráulico é definida pela sua capacidade de resistir aos processos de deterioração descritos na seção 2.2. Para ser considerado um produto durável, o concreto deve conservar sua forma original, qualidade e boas condições de utilização (DNIT, 2010).

A quantidade de água empregada para promover as reações de hidratação dos compostos do cimento e garantir trabalhabilidade à massa, irá definir características como densidade, compacidade, permeabilidade, capilaridade e a própria fissuração, sem levar em conta a resistência mecânica. O uso de água em excesso provoca vazios e capilaridades no concreto, facilitando o transporte de fluidos nocivos do ambiente até o interior da peça, ocasionando a carbonatação do concreto e a corrosão das armaduras (CURCIO, 2008).

Os limites mínimos e máximos admissíveis na composição de cada tipo de cimento, são estabelecidos pela NBR 16697 (ABNT, 2018), conforme a **Tabela 5**.

Tabela 5 – Limites de composição do cimento Portland (porcentagem de massa).

Designação normalizada		Sigla	Classe de resistência	Sufixo	Clínquer + sulfatos de cálcio	Escória granulada de alto-forno	Material pozolânico	Material carbonático
Cimento Portland comum		CP I	25, 32 ou 40	RS ou BC	95 – 100	0 – 5		
		CP I-S			90 – 94	0	0	6 – 10
Cimento Portland composto com escória granulada de alto-forno		CP II-E			51 – 94	6 – 34	0	0 – 15
Cimento Portland composto com material pozolânico		CP II-Z			71 – 94	0	6 – 14	0 – 15
Cimento Portland composto com material carbonático		CP II-F			75 – 89	0	0	11 – 25
Cimento Portland de alto forno		CP III			25 – 65	35 – 75	0	0 – 10
Cimento Portland pozolânico		CP IV			45 – 85	0	15 – 50	0 – 10
Cimento Portland de alta resistência inicial		CP V ^a	ARI		90 – 100	0	0	0 – 10
Cimento Portland branco	Estrutural	CPB	25, 32 ou 40		75 – 100	–	–	0 – 25
	Não estrutural		–	–	50 – 74	–	–	26 – 50

^a No caso de cimento Portland de alta resistência inicial resistente a sulfatos (CP V-ARI RS), podem ser adicionadas escórias granuladas de alto-forno ou materiais pozolânicos.

Fonte: ABNT NBR 16697 (2018).

As características da qualidade do concreto, como resistência mecânica, relação água/aglomerante, entre outros, a espessura de cobrimento e a cura, controlam a permeabilidade e a porosidade da matriz cimentante e o processo de difusão, que por sua vez dificultam ou facilitam o ingresso dos agentes agressivos para o interior do concreto. Um concreto de boa qualidade, ou seja, bem adensado e com relação a/c inferior a 0,5, apresenta poucos poros e pouca conectividade entre eles, baixa permeabilidade, baixa difusibilidade e absorção, com baixa condutividade elétrica (alta resistividade), o que pode limitar a ação destes mecanismos, garantindo maior durabilidade à estrutura (POSSAN, 2010).

2.2.5 Cobrimento

O cobrimento das armaduras tem uma importância fundamental no que se refere à vida útil das estruturas, assim como os procedimentos executivos têm consequências relevantes na sua qualidade. Sendo assim, é imperativo que o cobrimento seja projetado e executado adequadamente, a fim de garantir o desempenho projetado para a estrutura. Trata-se de uma camada de concreto sobre o aço, e possui características variáveis ao longo do tempo. Após o adensamento e durante o período de cura, ela é altamente alcalina com pH de aproximadamente 12,6. A partir da interrupção da cura, inicia-se o processo de envelhecimento, que tende a avançar até a despassivação das armaduras (MEDEIROS et al., 2011).

Um dos critérios de aceitação de projeto segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) é o cobrimento mínimo da armadura (c_{\min}), que corresponde ao menor valor que deve ser respeitado ao longo de todo o elemento. Para que o c_{\min} seja garantido, seu valor deve ser acrescido da tolerância de execução (Δ_c), estabelecido como igual ou maior que 10 mm em obras correntes.

A soma do c_{\min} e da Δ_c equivalem ao cobrimento nominal (c_{nom}), o qual deve ser considerado no projeto e na execução, influenciando diretamente nas dimensões das armaduras e espaçadores. A **Tabela 6** apresenta a correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal, para $\Delta_c = 10$ mm.

Tabela 6 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga ^b /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).

Medeiros *et al.* (2011) apontam que é possível reduzir a espessura de cobrimento ao se empregar um concreto de melhor qualidade, mantendo a mesma vida útil de projeto. A combinação adequada e inteligente desses fatores permite um certo grau de liberdade no dimensionamento das estruturas, porém isso só será possível admitindo-se que o adensamento e a cura sejam muito bem executados, em qualquer circunstância.

2.3 Vida útil

De modo geral, as estruturas das pontes apresentam grande durabilidade, no entanto, elas não possuem vida útil infinita. Como apresentado na seção anterior, as

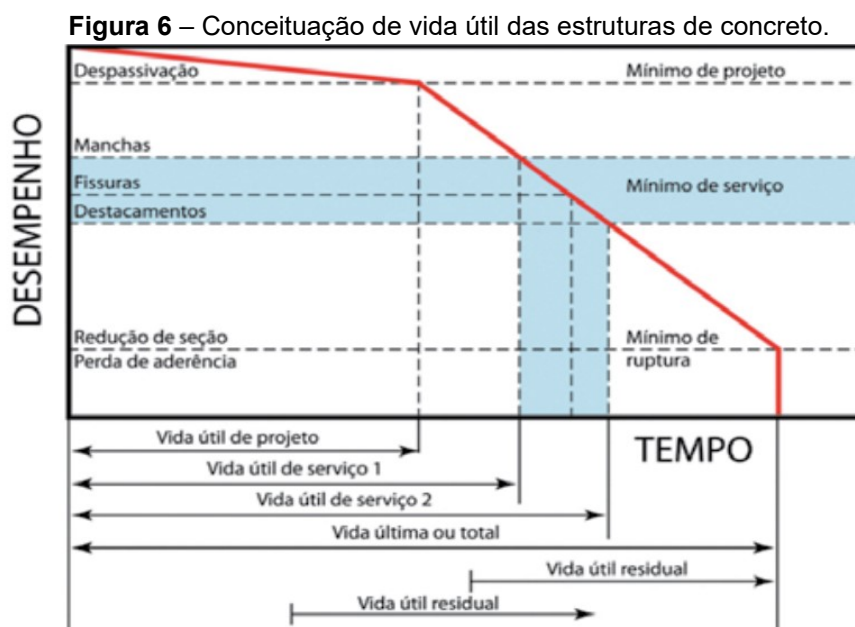
estruturas das pontes estão sujeitas a diversos mecanismos de degradação e envelhecimento que comprometem seu desempenho e diminuem sua vida útil.

2.3.1 Definições

A norma de desempenho das edificações NBR 15575-1 (ABNT, 2021) define a vida útil (VU) como o valor final de tempo atingido pela edificação, sendo esta, uma composição do valor teórico calculado como vida útil de projeto (VUP), influenciado positivamente ou negativamente pelas ações de limpeza e manutenção, uso e operação, alterações climáticas e níveis de poluição, entre outros fatores.

Esse conceito de vida útil é aplicável tanto para a estrutura como um todo, quanto para partes específicas, pois alguns elementos podem ter um valor de vida útil diferente, como por exemplo, as juntas de movimentação e os aparelhos de apoio, demandando uma consideração especial (ABNT NBR 6118, 2014).

Para Helene (1993) a vida útil pode ser distinguida em três situações. São elas a vida útil de projeto, a vida útil de serviço ou de utilização e vida útil total. A Figura 6 apresenta o modelo de vida útil de estruturas de concreto armado proposto pelo autor, tendo como referência o fenômeno da corrosão das armaduras.



Fonte: Helene (1997).

A vida útil de projeto, também denominada como período de iniciação, trata-se do período de tempo que vai até a despassivação da armadura. Ela corresponde ao tempo necessário para que a frente de carbonatação atinja as armaduras, e deve ser adotada no projeto estrutural, visando a segurança. O fato da carbonatação atingir

a armadura e teoricamente despassivá-la, não significa que a partir desse momento, necessariamente haverá uma corrosão significativa, porém geralmente isso ocorre.

A vida útil de serviço ou de utilização, corresponde ao período de tempo até aparecerem manchas na superfície do concreto, fissuras no concreto de cobrimento, ou ainda quando ocorrer o destacamento do concreto de cobrimento. Ela é muito variável pois, enquanto em certas estruturas o surgimento de manchas de corrosão ou fissuras é considerada inadmissível, em outras, o fim da vida útil de serviço só é considerado quando há queda de pedaços de concreto, momento no qual admite-se o comprometimento da funcionalidade e segurança da estrutura, colocando em risco a integridade dos usuários.

A vida útil última ou total é o período de tempo que vai até a ruptura ou colapso parcial ou total da estrutura. Nesse período há uma redução significativa da seção resistente da armadura e/ou uma perda importante da aderência entre a armadura e o concreto, ocasionando o colapso da estrutura.

Além dessas três situações, Helene (1993) introduz um outro conceito, o qual denomina de vida útil residual, que corresponde ao período de tempo em que a estrutura ainda será capaz de desempenhar suas funções, contada após a realização de uma vistoria, que pode ser feita a qualquer instante da vida em uso da estrutura. Nesse caso, o prazo final pode ser tanto o limite de projeto, o limite das condições de serviço, quanto o limite de ruptura, dando origem a três vidas úteis residuais. A primeira é mais curta, contada até a despassivação da armadura, a segunda vai até o fim da vida útil de serviço e a terceira e mais longa, é contada até a perda da capacidade resistente ou colapso do elemento estrutural.

2.3.2 Métodos de estimativa

O estudo sobre a durabilidade das estruturas de concreto armado têm evoluído nos últimos anos devido ao avanço nos conhecimentos sobre os mecanismos de transporte de íons, gases e líquidos em meios porosos, como o concreto. Isso possibilita que o tempo seja associado aos modelos matemáticos que expressam esses mecanismos de forma quantitativa. Em outras palavras, a avaliação da vida útil que antes era considerada apenas por critérios qualitativos de adequação da estrutura a um certo grau de exposição, agora pode ser expressa em número de anos (HELENE, 1997).

Para Medeiros et al. (2011), isso representa um grande passo no estudo da vida útil de estruturas de concreto armado. No entanto, apesar de existirem vários modelos disponíveis para a realização desses cálculos, é preciso validá-los a partir de comparações com resultados de campo, que envolve o monitoramento de estruturas em condições reais de utilização, onde a degradação ocorre de forma lenta. Helene (1997) descreve quatro métodos para se estimar a vida útil das estruturas de concreto, os quais serão abordados a seguir.

2.3.2.1 Com base em experiências anteriores

O primeiro e menos eficaz é com base nas experiências anteriores utilizado nas primeiras normas brasileiras, que consistia em garantir a durabilidade da estrutura de forma empírica, com base no julgamento de especialistas (POSSAN, 2010). Neste método, a durabilidade é tratada de forma qualitativa, e assegurada por meio de algumas exigências construtivas, que especificam espessuras mínimas de cobrimento, relação água/cimento e qualidade do cimento.

Apesar da contribuição para a criação da base das normas de concreto, o método se tornou inviável devido ao avanço tecnológico dos materiais e ao grau de agressividade do ambiente, sendo difícil realizar uma aplicação prática para aproximações de vida útil (POSSAN, 2010).

2.3.2.2 Com base em ensaios acelerados

O segundo método tem como base os ensaios de degradação acelerada, sugerindo a realização de ensaios acelerados de durabilidade, em busca de determinar um fator de relação da durabilidade com a evolução dos danos observada em condições naturais de envelhecimento. Essa relação é denominada coeficiente de aceleração, e expressa o número de vezes que o ensaio acelerado representa a degradação natural (POSSAN, 2010).

Apesar de que, o mecanismo de degradação nas condições do ensaio é diferente das condições reais, esses ensaios ainda podem ser utilizados para a estimativa da vida útil do concreto. A dificuldade de aplicação desse método se dá pela falta de dados de desempenho em uso a longo prazo das estruturas de concreto, para determinar a taxa de degradação em condições reais, necessária para a determinação do coeficiente de aceleração da degradação (MEDEIROS et al., 2011).

2.3.2.3 Com enfoque determinista

O método com enfoque determinista tem como base científica, os mecanismos físicos relacionados com a deterioração das estruturas, considerando separadamente a corrosão da armadura e a deterioração do concreto. Para a despassivação das armaduras, existem modelos mais desenvolvidos, enquanto que, para o concreto, ainda não há modelos matemáticos satisfatórios, sendo possível apenas considerações qualitativas da durabilidade (HELENE, 1997).

Considerando-se a corrosão das armaduras, o método divide-se em dois modelos de previsão, referentes ao período de iniciação e ao período de propagação, sendo a soma destes, equivalente à vida útil de serviço (TUUTTI, 1982). Para o período de iniciação, estimado até a despassivação, é considerado o princípio da termodinâmica da corrosão, com base nos quatro mecanismos de transporte de fluidos e de íons através dos poros do concreto (permeabilidade, absorção capilar, difusão de gases e íons e migração de íons) (HELENE, 1997).

O Quadro 2 foi elaborado por Possan (2010) através da compilação dos dados de trabalhos de outros autores, e descreve os principais mecanismos de transporte de gases nos poros do concreto. Pelas definições apresentadas, percebe-se que o mecanismo mais relevante para os estudos e modelos de previsão de vida útil de estruturas de concreto armado é a difusão, a qual é influenciada pela estrutura e composição dos poros do concreto, além da temperatura e do teor de umidade.

Quadro 2 – Resumo dos principais mecanismos de transporte de gases.

Mecanismo	Parâmetro (indicador de durabilidade)	Definição	Esquema
Permeabilidade	Coefficiente de Permeabilidade a água - k (mm/s)	Fluxo de um fluido através do concreto devido a um gradiente de pressão ($P_1 > P_2$)	
Difusão	Coefficiente de Difusão - D (cm ² /s)	Ingresso Cl^- ou CO_2 através do concreto devido a um gradiente de concentração dos agentes agressivos ($C_1 > C_2$).	
Sucção capilar	Coefficiente de Absorção de água - A (g/cm ² .h ^{1/2})	Ingresso de agentes agressivos e água através do concreto devido à pressão capilar (P_0).	
Migração iônica	Resistividade elétrica - ρ (ohm.cm)	Movimento de íons através dos poros do concreto devido a um potencial elétrico (E_1 e E_2).	

Fonte: Possan (2010)

No caso do período de propagação após a despassivação, aplica-se a cinética da corrosão, por meio dos mecanismos de perda da massa do aço (equação de Faraday), difusão da ferrugem (equação de Fick), da geometria das peças e das equações de resistência dos materiais. Para se estimar a velocidade de avanço da corrosão, ou taxa de corrosão da armadura em um concreto, é necessário ter conhecimento da umidade de equilíbrio do concreto e sua resistividade elétrica ou corrente de corrosão, é admitir que esses parâmetros sejam constantes no tempo (HELENE, 1997).

Dentre os dois modelos, o primeiro é o que apresenta maior facilidade de aplicação, visto que existem diversos modelos matemáticos de previsão, muitos deles com dados de fácil obtenção, enquanto que o modelo após a despassivação depende de parâmetros mais complexos, com certa dificuldade na obtenção dos dados.

A **Tabela 7** apresenta alguns dos principais modelos matemáticos utilizados para obtenção da profundidade de carbonatação em função do tempo, os quais podem ser aplicados para a previsão da vida útil até a despassivação da armadura.

Tabela 7 – Principais modelos matemáticos de previsão da vida útil referida à despassivação por carbonatação e suas variáveis de entrada.

Modelos	Parâmetros, fatores ou variáveis de entrada													
	f_{ck}	a/c ou quantidade de água	Tipo de cimento	Teor de adições	Reserva alcalina	Difusividade do CO ₂	Concentração de CO ₂	Umidade relativa	Temperatura	Condições de exposição	Condições de cura	Idade da estrutura	Tempo de exposição	Outros
Smolczyk (1976)	x	*	-	-	-	*	-	-	-	x	-	x	x	-
Tuutti (1982)	*	*	-	-	-	x	-	-	-	-	-	-	x	-
Vesikari(1988)	*	x	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	x	-
CEB 238 (1997)	*	x	*	*	x	x	x	x	-	x	x	x	x	-
Lagerblad (2005)	x	*	*	x	*	-	-	-	-	x	-	-	-	x
EHE (2008)	x	*	*	*	*	-	-	-	-	x	-	-	x	x
Modelo de Possan	x	*	x	x	*	*	x	x	-	x	-	x	x	-

Legenda: x fator contemplado no modelo. * fator considerado indiretamente⁹⁷. - fator não considerado.

Fonte: Possan (2010).

De forma simplificada, estes métodos consideram parâmetros relacionados com a qualidade do concreto, as condições ambientais e o percurso do agente agressivo até atingir as armaduras em concentração significativa para deteriorar a estrutura. Devido a possibilidade de se obter os dados, optou-se pela utilização de um modelo mais simples, porém amplamente difundido, desenvolvido por Tuutti (1982) e outro mais complexo, envolvendo mais variáveis, proposto por Possan (2010), para as estimativas realizadas neste trabalho.

A forma mais simples de expressar a profundidade carbonatada é em função da raiz quadrada do tempo, modelo proposto por Tuutti (1982), que é baseado na primeira lei de Fick, conhecida como lei da difusão, a qual relaciona a espessura carbonatada, o coeficiente de carbonatação e o tempo, conforme Equação 1.

$$x = k_{CO_2} \sqrt{t} \quad (1)$$

Onde:

x = profundidade de carbonatação (cm);

k_{CO_2} = coeficiente de carbonatação (cm²/ano);

t = tempo (anos).

O valor de k_{CO_2} depende da difusividade, da reserva alcalina, da concentração de CO₂ no ambiente, das condições de exposição da estrutura, do tipo de cimento, entre outros fatores. Medeiros *et al.* (2011) apontam que o valor de k deve ser tomado com bom senso caso o método seja utilizado para calcular a vida útil de projeto, pois este depende de diversos parâmetros que o engenheiro projetista pode não ter conhecimento no momento da concepção das estruturas.

Não é o caso da estimativa de vida útil restante de uma obra existente, da qual podem ser extraídos dados da degradação real para o cálculo desse coeficiente. Helene (1997) afirma que conhecidas a idade da estrutura e a espessura carbonatada, é possível calcular a constante k_{CO_2} , e dessa forma, prever a velocidade de avanço da frente de carbonatação. Encontrando o valor desse coeficiente e conhecendo-se a espessura total de cobertura da armadura, pode-se calcular o tempo que levará até a carbonatação atingir as armaduras, desde que ainda não a tenham atingido na data da vistoria.

O período de tempo contado desde a data da vistoria até a frente de carbonatação atingir as armaduras é denominado por Helene (1997) como vida útil residual referida à despassivação.

O segundo modelo foi desenvolvido por Possan (2010), e serve como suporte para análise de durabilidade de estruturas de concreto armado, podendo ser aplicado para se estimar a profundidade de carbonatação do concreto ou para prever a vida útil residual de estruturas existentes.

O modelo matemático proposto é apresentado na Equação 2, e se trata da junção das relações individuais referentes à cada fator de influência estudado pela autora em sua tese, sendo estes a resistência característica à compressão do concreto, o fator tempo, o teor de adições pozolânicas, a umidade relativa do ambiente, a concentração de CO₂ no ambiente e as condições de exposição.

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

Onde:

y = Profundidade de carbonatação média do concreto, em mm;

f_c = Resistência característica 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 tipo de cimento utilizado (Tabelado);

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 do cimento utilizado (Tabelado);

UR = Umidade relativa média, em %*0,01;

k_{UR} = Fator variável referente à umidade relativa, em função do tipo de cimento utilizado (Tabelado);

CO₂ = Teor de CO₂ da atmosfera, em %;

k_{CO₂} = Fator variável referente ao teor de CO₂ do ambiente, em função do tipo de cimento utilizado (Tabelado);

k_{ce} = Fator variável referente à exposição à chuva, em função das condições de exposição da estrutura (Tabelado).

Para cada parâmetro envolvido na equação, foram definidas equações individuais em função dos seus efeitos na profundidade de carbonatação, que foram agrupadas, conduzindo à equação apresentada. Dessa forma, admitiu-se que o ingresso do CO₂ é inversamente proporcional à resistência à compressão axial do concreto, aos 28 dias de cura (POSSAN, 2010).

Quanto ao tipo de cimento, a autora afirma que a composição química influencia no teor de álcalis formados durante a hidratação, ou seja, quanto maior o teor de produtos carbonatáveis, menor a profundidade de carbonatação.

A presença de adições tem dois efeitos na carbonatação, conforme discutido na seção 2.2.2.3. Para Possan (2010), o efeito predominante depende da relação a/c, abordada na equação por meio da resistência à compressão, assim, para resistências elevadas predominam as alterações microestruturais, enquanto que, para baixas resistências prepondera o efeito da reserva alcalina.

As reações de carbonatação dependem da umidade dos poros do concreto, quando estes estão parcialmente cheios de água, tem-se a maior velocidade de difusão do CO₂. Essas reações também são facilitadas pelo teor de CO₂ no ambiente e da porosidade da matriz cimentante (POSSAN, 2010).

As condições de exposição são características relacionadas ao processo de molhagem e secagem do concreto e do equilíbrio da sua umidade interna, associada indiretamente à umidade relativa do ambiente.

Quando ao fator tempo, Possan (2010) explica que os carbonatos formados nas reações de carbonatação tendem a preencher os poros do concreto, o que dificulta o acesso de CO₂ e reduz a velocidade de carbonatação.

2.3.2.4 Com enfoque estocástico ou probabilista

Os métodos estocásticos ou probabilísticos possibilitam a consideração das incertezas na estimativa da vida útil residual, inserindo as variabilidades do processo de degradação nos modelos de comportamento, e fornecendo estimativas mais próximas da realidade (POSSAN, 2010). Apesar das vantagens apresentadas, esse método consiste em processos mais complexos de cálculo, e necessitam de uma extensa base de dados para sua aplicação. Sendo assim, o presente estudo limitou-se à aplicação de modelos deterministas para as estimativas efetuadas.

2.3.3 Orientações normativas

As pontes de concreto armado são usualmente projetadas para uma vida útil de projeto elevada, em torno de 100 anos, um período de tempo que corresponde ao dobro da VUP especificada para estruturas de edificações habitacionais. De acordo com a NBR 15575-1 (ABNT, 2021), os valores da VUP podem ser confirmados por meio do atendimento à normas brasileiras, regionais, internacionais ou estrangeiras.

Portanto, para os estudos comparativos realizados neste trabalho, utilizou-se como referência a VUP mínima de 100 anos, recomendada pelas normas internacionais ISO 2394 (2015) e EN 206-1 (2007) para obras de arte especiais. A norma inglesa BS 7543, (1992) é ainda mais exigente quanto à especificação da VUP, indicando um tempo igual a 120 anos para as pontes (MEDEIROS *et al.*, 2011).

2.4 Ensaios não destrutivos

Uma forma de avaliar as condições estruturais das OAEs, é por meio dos ensaios não-destrutivos (END). Os ENDs são aqueles que causam pouco ou nenhum dano aos elementos ensaiados, ou seja, não provocam uma perda da capacidade resistente da estrutura. Devido a este fato, os ENDs podem ser empregados em obras novas ou antigas, visando verificar a qualidade e uniformidade do concreto, monitorar a evolução da sua resistência, analisar e monitorar a deterioração do concreto ao longo do tempo, avaliar a durabilidade da estrutura, além de fornecer informações essenciais para se detectar a necessidade de reparos ou reforços na construção (MONTEIRO & CONCEIÇÃO, 2021).

2.4.1 Pacometria

A pacometria trata-se de um ensaio realizado usando um detector de armadura, conhecido como pacômetro. Esse aparelho permite detectar as armaduras, estimar seu diâmetro e o espaçamento horizontal entre elas, assim como o cobrimento de concreto. O procedimento de ensaio consiste em percorrer pontos previamente marcados com uma sonda, identificando por meio de sinal sonoro e luminoso, a existência de armadura nas proximidades do ponto (SANTOS *apud* OLIVEIRA, 2015).

Essa identificação se dá por meio da interação entre as armaduras e a baixa frequência de um campo eletromagnético criado pelo próprio aparelho, fornecendo dados como intensidade e frequência, possibilitando localizar as barras de aço (SANTOS *apud* OLIVEIRA, 2015).

2.4.2 Esclerometria

O ensaio de esclerometria é um método utilizado para medir a dureza superficial de um elemento possibilitando a estimativa da sua resistência à compressão, e é normatizado pela NBR 7584 (ABNT, 2012). O instrumento utilizado é o esclerômetro de reflexão, que consiste em uma massa-martelo impulsionada por

uma mola, que se choca com a área de ensaio por meio de uma haste com ponta em forma de calota esférica.

A norma orienta que o tipo de esclerômetro deve ser definido de acordo com as características da estrutura e o grau de precisão desejado, sendo o mais comumente utilizado em casos normais de construção de edifícios e elementos estruturais, o instrumento com energia de percussão de 2,25 N.m, com ou sem fita registradora, que fornece informações a respeito da dureza superficial a cerca de 20 mm de profundidade.

O esclerômetro deve ser aferido antes da sua utilização ou a cada 300 impactos, por meio da efetuação de 10 impactos sobre uma bigorna especial de aço de 16 kg, fornecendo um coeficiente de correção do índice esclerométrico (k), obtido pela Equação 3.

$$k = \frac{n \cdot I_{Enom}}{\sum_{i=0}^n I_{Ei}} \quad (3)$$

Onde:

k = coeficiente de correção do índice esclerométrico

n = número de impactos na bigorna de aço

I_{Enom} = índice esclerométrico nominal na bigorna de aço, fornecido pelo fabricante

I_{Ei} = índice esclerométrico obtido em cada impacto do esclerômetro na bigorna de aço

O ensaio deve ser realizado preferencialmente, em superfícies verticais, e a área de ensaio deve ser preparada por meio de polimento enérgico e limpeza a seco. Em cada área de ensaio, devem ser realizados 16 impactos únicos, com distância mínima de 30 mm entre os centros de dois pontos (ABNT NBR 7584, 2012), totalizando uma área de 14 400 mm².

O ensaio pode ser aplicado em obras novas ou antigas para avaliação da qualidade do concreto como ensaio complementar na avaliação de estruturas. Os resultados dos índices esclerométricos obtidos devem ser tratados conforme o item 5 da norma, realizando-se as devidas correções.

Para o cálculo da resistência deve ser utilizada uma correlação fornecida pelo fabricante do instrumento. O resultado obtido se refere à resistência à compressão na data do ensaio, ou seja, aos j dias (f_{ckj}), devendo ser corrigido caso se deseje estimar

a resistência inicial do concreto (f_{ck}). Essa correção pode ser realizada por meio da Equação 4, conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), no item 12.3.3.

$$f_{ckj} = f_{ck} \cdot \exp \left\{ s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} \quad (4)$$

Onde:

s = fator variável que depende do tipo de cimento, sendo igual a 0,38 para concreto de cimento CP III e CP IV; 0,25 para CP I e CP II; e 0,20 para CP V ARI.

t = idade efetiva do concreto, expressa em dias.

Os resultados do ensaio podem ser influenciados por alguns fatores como o tipo de cimento e agregados, o tipo e condições de umidade da superfície, a idade do concreto, a carbonatação, entre outros fatores.

A (ABNT NBR 7584, 2012) sugere que superfícies carbonatadas sejam evitadas, pois podem superestimar a resistência do concreto em mais de 50% dos valores reais, e que, portanto, devem ser definidos coeficientes corretivos para minimizar este efeito. Isso ocorre porque a introdução do gás carbônico (CO_2) para o interior do concreto promove a formação de carbonato de cálcio nos poros, o que torna a superfície do concreto mais densa e interfere na reflexão do esclerômetro (SOUSA & GOMES, 2018).

Apesar da a norma mostrar que a carbonatação é um dos fatores que tem influência no ensaio de esclerometria, a proporção dessa influência não é mensurada, fazendo com que haja apenas um aspecto qualitativo da relação entre a carbonatação e o ensaio de esclerometria. Portanto essa quantificação deve ser realizada através de estudos que mostram o quanto a carbonatação influencia os ensaios de esclerometria, através de métodos como o uso de corpos de prova com diferentes tempos de exposição ao CO_2 (PAIVA *et al.*, 2021).

2.4.3 Indicador de pH

Ainda não há norma brasileira que oriente o ensaio de carbonatação, sendo seguido para este estudo, as orientações da norma alemã DIN EN 14630 (2007), Produtos e sistemas para proteção e reparo de estruturas de concreto - Métodos de ensaio - Determinação da profundidade de carbonatação em concreto endurecido pelo método da fenolftaleína.

A Fenolftaleína é um composto químico utilizado para obter o valor do potencial de hidrogênio do concreto (pH), também chamado de indicador ácido-base. É o método mais utilizado para essa finalidade, apesar de existirem outras soluções para indicação do pH. O ensaio de carbonatação com o uso de fenolftaleína visa identificar a porção do concreto afetado pela frente de carbonatação, indicando se a superfície do concreto está perdendo sua capacidade de proteção das armaduras, deixando-as expostas à corrosão.

O método consiste na aspersão da solução de fenolftaleína na superfície de concreto até que fique saturado, evitando-se o escorrimento da solução. Quando a solução concentrada é aplicada em concreto com alta alcalinidade (pH entre 12 a 14), a reação causada apresenta coloração rosa carmim, enquanto que na camada carbonatada, a solução não muda de cor.

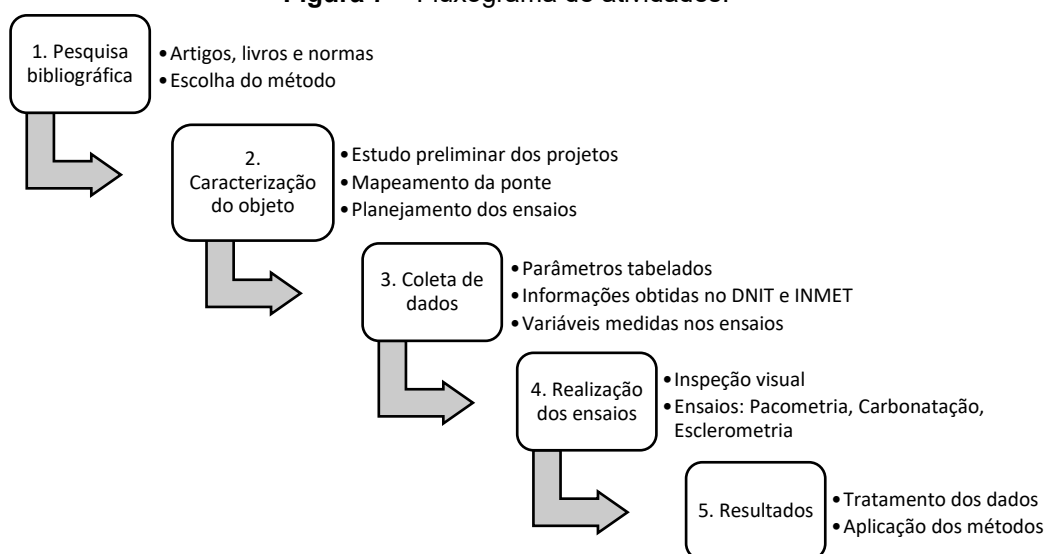
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O presente trabalho foi elaborado com base em uma pesquisa bibliográfica por meio de livros, normas e da literatura técnica disponível, a partir da qual foi possível definir as limitações da pesquisa, e os métodos de cálculo a serem aplicados no estudo de previsão da vida útil residual.

A metodologia empregada neste estudo envolveu as seguintes atividades:

- a) Estudo preliminar dos projetos da ponte para identificar os elementos da estrutura, suas dimensões, geometria e especificações dos materiais empregados;
- b) Inspeção visual, a fim de verificar a viabilidade de realização dos ensaios e determinar os pontos a serem ensaiados;
- c) Realização de ensaios não destrutivos com objetivo de identificar o posicionamento das armaduras, determinar a resistência superficial e medir a frente de carbonatação existente nos elementos da mesoestrutura da ponte;
- d) Aplicação do método determinista de previsão de vida útil referida à despassivação das armaduras por meio dos modelos matemáticos de Tutti (1982) e Possan (2010), realizando uma previsão da vida útil residual dos elementos da ponte e avaliando sua durabilidade.

A Figura 7 apresenta um fluxograma da organização das atividades do estudo, descrevendo cada etapa realizada.

Figura 7 – Fluxograma de atividades.

Fonte: Autora (2023).

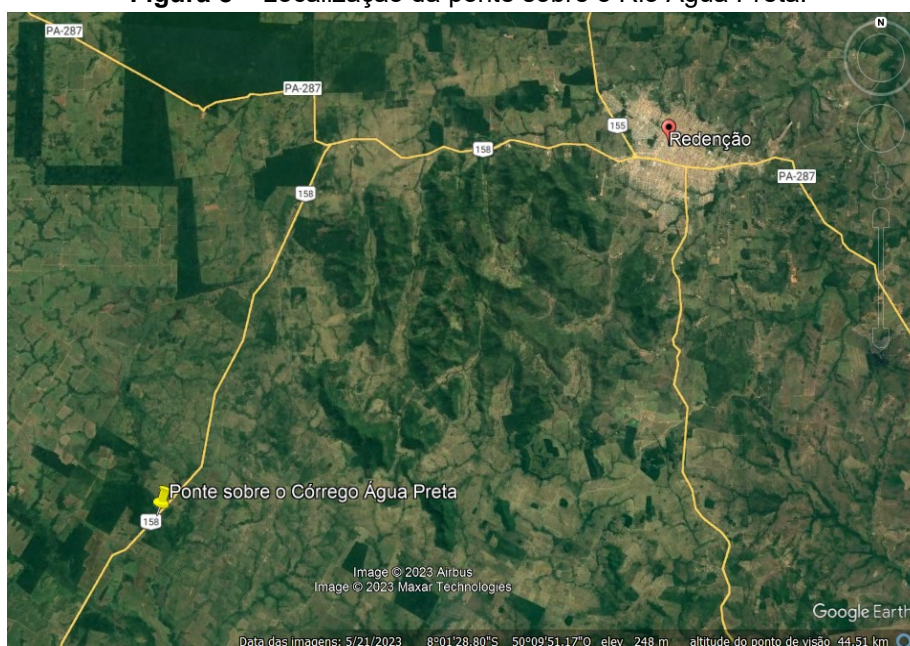
Os ensaios a serem realizados foram definidos conforme os dados necessários à aplicação dos modelos de cálculo definidos para o estudo, bem como a disponibilidade de equipamentos do Laboratório de Materiais da Universidade Federal do Sul e Sudeste do Pará, *campus* Santana do Araguaia (IEA/UNIFESSPA).

Para a aplicação dos modelos matemáticos com suas diversas variáveis, foram utilizadas planilhas elaboradas no *software* Excel 2019, alimentadas com os dados obtidos nos ensaios. As avaliações e análises foram elaboradas com base na correlação destes resultados, e embasadas no referencial teórico.

3.1 Caracterização da ponte

O objeto deste estudo é uma ponte mista em aço e concreto armado que fica sobre o Rio Água Preta, localizada na BR-158, no trecho entre os municípios Santa Maria das Barreiras (Agrovila) e Redenção - PA, conforme a Figura 8. A estrutura encontra-se exposta a fatores ambientais como chuva, umidade e gases, além de passar por um ciclo de molhagem/secagem devido à cheia do rio no período de inverno amazônico, o que colabora para o avanço da frente de carbonatação do concreto e ocasiona outros tipos de mecanismos de deterioração, como a lixiviação do concreto da estrutura.

Figura 8 – Localização da ponte sobre o Rio Água Preta.



Fonte: Google Earth (2023).

A superestrutura da ponte tem uma extensão de 63 metros, com lajes de aproximação de 4,00 m em cada extremidade. Sua largura é de 12,80 metros, divididos em duas faixas de tráfego de 3,5 m cada uma, acostamentos com 2,5 m, além de defensas do tipo New Jersey com 0,40 m dos dois lados da pista. O tabuleiro é composto por uma laje pré-moldada sobre longarinas metálicas, apoiadas em placas elastoméricas de neoprene fretado de 0,55 m por 0,40 m.

A Figura 9 apresenta uma vista lateral da ponte, na qual é possível identificar alguns elementos da superestrutura, da mesoestrutura, e parte dos blocos.

Figura 9 – Vista lateral da ponte sobre o Córrego Água Preta.

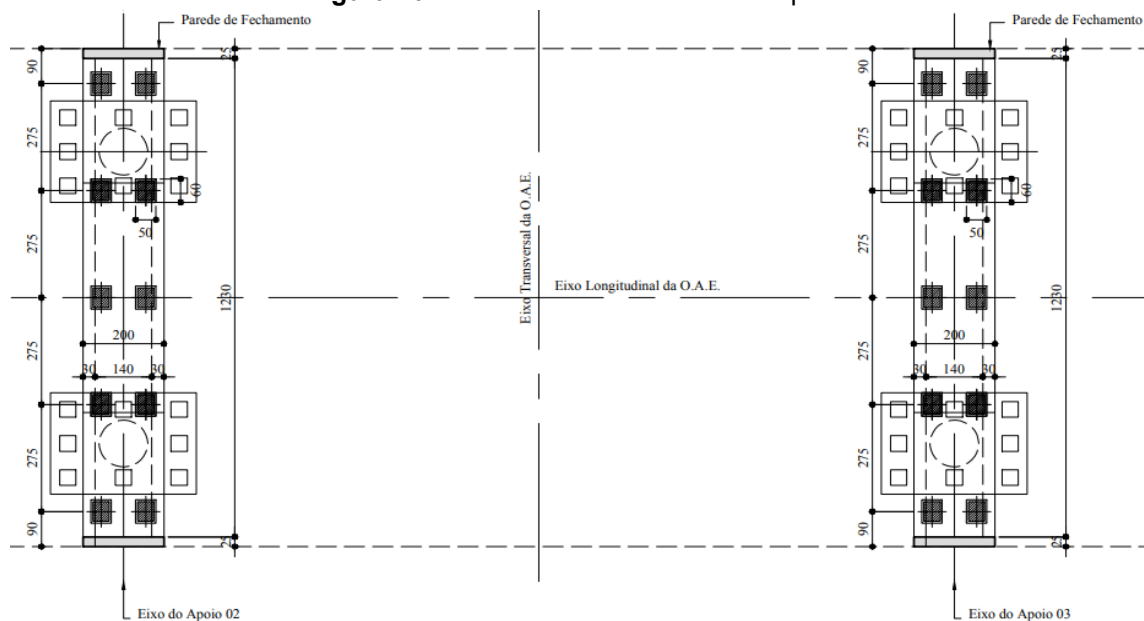


Fonte: Autora (2023).

A mesoestrutura é composta por quatro pilares de seção circular com 1,20 m de diâmetro, sendo dois com 2 m de altura e dois com 2,20 m. Os pilares são unidos

por duas vigas travessas de seção trapezoidal, que possuem 1,40 m de largura na base inferior, chanfro de 135° e altura total de 1,50 m por 12,30 m de comprimento, com paredes de fechamento laterais, como pode ser visto na Figura 9. Os encontros são por meio de cortinas de 0,25 m de espessura sobre blocos corridos, que são ligadas às alas de contenção. A Figura 10 apresenta os detalhes dos elementos da mesoestrutura.

Figura 10 – Planta da mesoestrutura da ponte.



Fonte: DNIT (2018).

Para as fundações, foram adotados dois sistemas, um para os pilares e outro para os encontros. O primeiro consiste em blocos de coroamento sob os pilares, de 2,60 m por 3,60 m com altura de 1,40 m, ligados por vigas baldrame de 0,30 m de largura por 1,00 metro de altura, conforme Figura 11. Os blocos distribuem as cargas para oito estacas pré-moldadas, com comprimentos variáveis de 11, 12 e 13 m, dependendo da profundidade do solo resistente. Sob os encontros, foram empregados blocos corridos de 2 m de largura total por 1,00 m de altura ao longo da cortina, distribuindo as cargas para 18 estacas pré-moldadas.

Figura 11 – Vista inferior da ponte sobre o Córrego Água Preta.



Fonte: Autora (2023).

A ponte foi projetada segundo a norma NBR 7188 (ABNT, 2013), e enquadra-se na Classe 45t, ou seja, suporta uma carga móvel de Trem Tipo igual a 450 kN. Para as especificações das características do concreto e dos requisitos de durabilidade, seguiu-se a classe de agressividade ambiental II, ambiente considerado como moderado (urbano) com risco de deterioração pequeno, estabelecido pela NBR 6118 (ABNT, 2014), a qual ainda estava vigente no período de elaboração do projeto. Para a classe de agressividade especificada, os cobrimentos adotados foram de 2,5 cm para laje e pré-laje, e 3 cm para vigas, pilares e demais elementos.

Os concretos utilizados na estrutura são especificados de acordo com sua resistência, sendo o de 15 MPa utilizado apenas para lastro de regularização, 25 MPa para as barreiras de proteção, 30 MPa utilizado para lajes, vigas, pilares e fundações, e o concreto de 40 MPa foi empregado nas vigotas pré-moldadas (pré-laje). A Tabela 8 apresenta as características de cada concreto, indicadas em projeto para os componentes da estrutura.

Tabela 8 – Características dos concretos.

Fck (MPa)	Relação a/c (l/kg)	Consumo de cimento (kg/m ³)
15	<0,79	246
25	<0,61	344
30	<0,55	374
40	<0,44	514

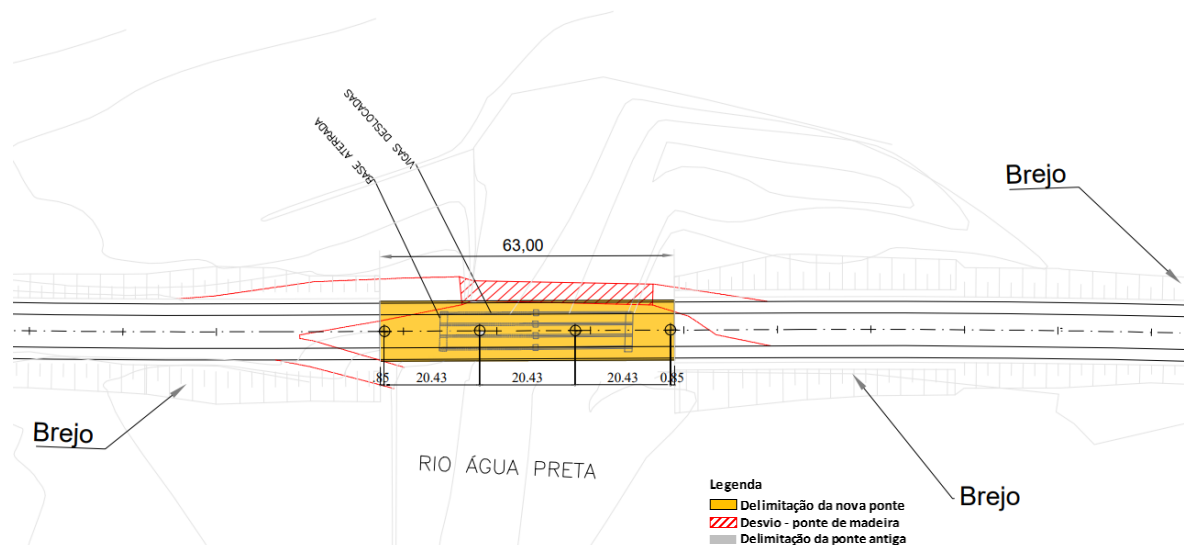
Fonte: DNIT (2018).

Pouco se tem disponível sobre a execução da ponte e o histórico do trecho no qual ela se localiza, mesmo no banco de dados do DNIT não se obteve respostas

conclusivas sobre o processo construtivo e outros serviços executados, como inspeções e manutenções, sendo acessível somente os projetos.

Através dos documentos disponíveis, observou-se que até o ano de 2018 (data do projeto), existia no local da ponte uma estrutura semiacabada de uma construção anterior que não atende ao vão existente, além não estar locada corretamente. A travessia do rio era realizada por meio de um desvio sobre ponte de madeira, conforme Figura 12.

Figura 12 – Planta da ponte sobre o Rio Água Preta.

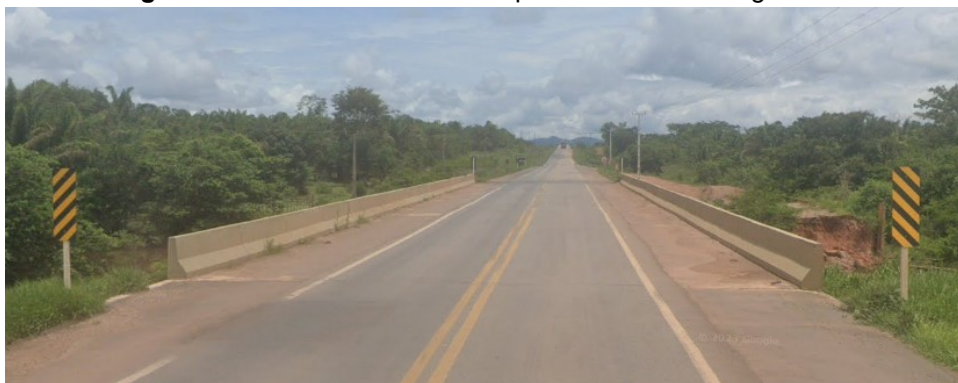


Fonte: DNIT (2018).

Em 2019 foi assinada a ordem de serviço para a construção da ponte, que deveria ser iniciada ainda naquele ano (DNIT, 2019), sendo concluída entre os anos de 2020/2021. Assume-se então, uma idade de 3 anos para a estrutura. De acordo com o projeto, a ponte foi projetada para um tempo de vida útil de 100 anos.

A Figura 13 mostra a vista atual do tabuleiro da ponte sobre o Rio Água Preta. Na sua placa de identificação, está descrita a extensão de 30 metros, no entanto, a ponte possui 63 metros de comprimento, de acordo com o projeto e confirmado por medição no local. Supõe-se que a placa seja referente à antiga estrutura, a qual foi reconstruída devido ao alargamento do córrego, que passou a ser denominado Rio Água Preta.

Figura 13 – Vista do tabuleiro da ponte sobre o Rio Água Preta.



Fonte: Autora (2023).

A escolha por avaliar a mesoestrutura da ponte se deu primeiramente pela composição dos seus elementos, construídos em concreto armado moldado no local, visto que esse é o material de interesse do estudo. Outro motivo foi a viabilidade de execução dos ensaios, pois a infraestrutura e a superestrutura são de difícil acesso e seria preciso o uso de equipamentos específicos para avaliá-los, portanto, optou-se pela verificação dos pilares e travessas dessa estrutura.

3.2 Coleta de dados

Para a aplicação do método de Tutti (1982), as variáveis necessárias são a profundidade de carbonatação existente no concreto (x), que aqui será denominada como p_{carb} , em centímetros, obtida por meio do ensaio de carbonatação, a idade atual da estrutura (t), igual a 3 anos, obtida por meio de informações no site do DNIT, o coeficiente de carbonatação (k) em cm^2/ano , obtido pela aplicação da Equação 1, e o cobrimento real das armaduras, denominado como c_{real} , medido in loco. O resultado final será a vida útil residual, que será denominada como VUR.

A aplicação do método Possan (2010), requer a entrada de alguns dados, que podem ser agrupados em função de sua origem, sendo, portanto, parâmetros tabelados, variáveis obtidas em órgãos especializados e dados coletados nos ensaios.

Não foi possível obter a informação exata do tipo de cimento utilizado e o teor de adição pozolânica, portanto, foram realizadas algumas estimativas para definir o tipo mais provável, de acordo com a profundidade de carbonatação medida. Estimou-se que o CP IV foi provavelmente o tipo empregado na construção dos elementos, com adição pozolânica de 33%. O detalhamento dos cálculos realizados nessa estimativa será apresentado na seção de resultados.

Dessa forma, os parâmetros a serem utilizados na aplicação do modelo são descritos na Tabela 9, onde encontram-se os fatores referentes às características do concreto, às condições ambientais e à condição de exposição à chuva.

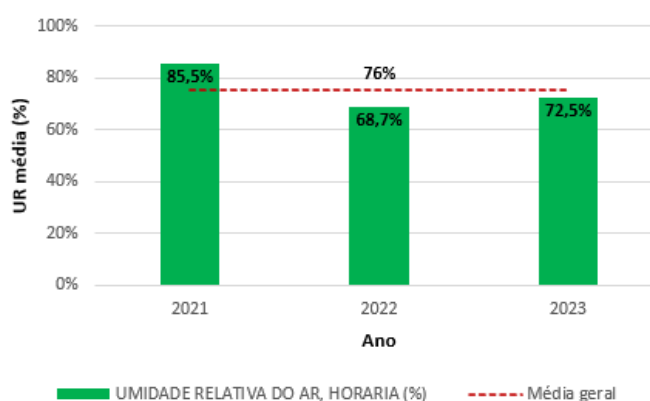
Tabela 9 – Parâmetros adotados.

Fator variável	Descrição	Valor adotado
Características do concreto		
k_c	tipo de cimento empregado	33,27
k_{fc}	resistência axial à compressão do concreto	1,70
k_{ad}	adição pozolânica do concreto, em função do tipo de cimento	0,32
Condições ambientais		
k_{UR}	umidade relativa	1000
k_{CO_2}	concentração de CO ₂ na atmosfera	15,50
Condições de exposição à chuva		
k_{ce}	Ambiente externo protegido da chuva	1,00

Fonte: Possan (2010).

A umidade relativa média (UR) foi obtida por meio de relatório do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET), a partir da série histórica disponível para a estação de Redenção - PA, município no qual a ponte está localizada. Com os dados obtidos, foi realizada uma média anual dos anos de 2021, 2022 e 2023, conforme Gráfico 1, resultando em uma UR média de 76 %.

Gráfico 1 – Médias da umidade relativa do ar.



Fonte: INMET (2023).

A concentração de gás carbônico no ambiente (CO₂) não pôde ser medida no local por falta de equipamento adequado, portanto, considerou-se o valor médio de 0,033%, indicado na Tabela 1 para o ambiente em estudo.

As variáveis medidas nos ensaios não-destrutivos se referem à profundidade de carbonatação (p_{carb}), o cobrimento das armaduras (c_{real}), e a resistência superficial

do concreto na data do ensaio (f_c), denominado como f_{ckj} . A obtenção dos valores finais a serem utilizados no cálculo da VUR, se deu por meio do tratamento dos dados, que será descrito durante a apresentação dos resultados.

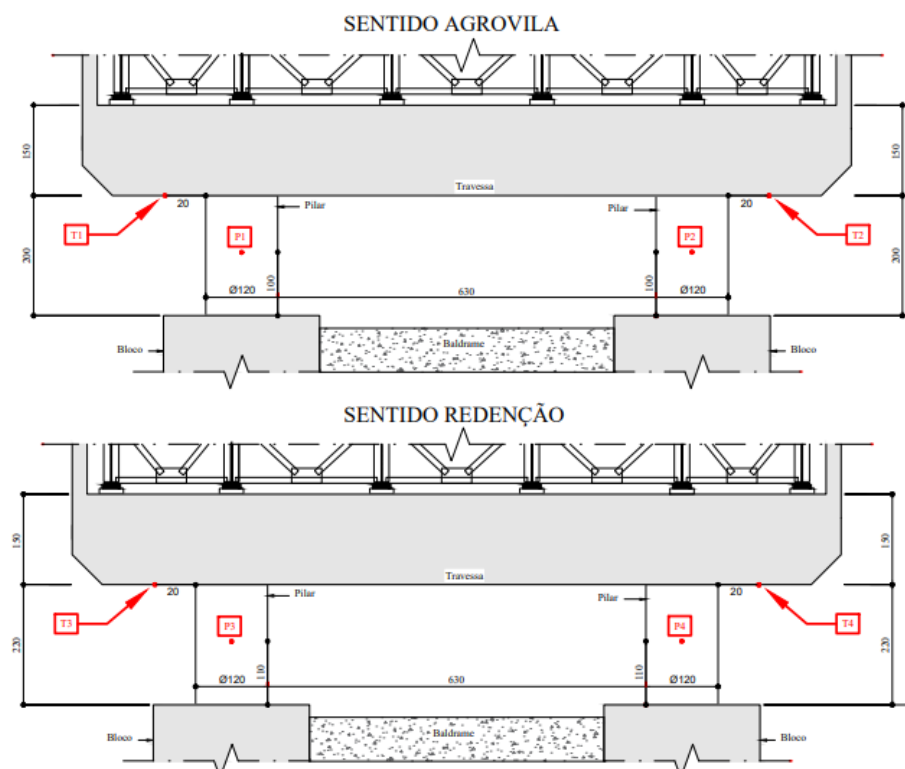
3.3 Realização dos ensaios

3.3.1 Inspeção visual

Foi realizada uma inspeção visual na ponte no dia 12 de junho de 2023, com o objetivo de fazer o reconhecimento do local e das suas condições de exposição, bem como determinar os pontos onde seria viável a execução dos ensaios.

Para os pilares, foram definidos um ponto por elemento (P1 ao P4), centralizados geometricamente nos elementos e evitando-se o topo e a base destes, segundo recomendações da NBR 7584 (ABNT, 2012). Nas travessas, pela inviabilidade de acesso para realização do ensaio de esclerometria em uma superfície vertical afastada dos apoios, conforme recomenda a norma, foi realizado apenas o ensaio de pacometria e carbonatação na face inferior dos elementos, sendo definidos dois pontos em extremidades longitudinais opostas (T1 e T2 na primeira travessa e T3 e T4 na segunda). Os pontos de ensaio são apresentados na Figura 14, as cotas indicadas estão em centímetros.

Figura 14 – Localização dos pontos de ensaio.



Fonte: Autora (2023).

Na ocasião da inspeção, também foi feito um levantamento das dimensões dos elementos da mesoestrutura (pilares e travessas) com auxílio de uma trena de 30 metros e outra de 5 metros, a fim de comparar as medidas *in loco* com as dimensões especificadas no projeto. Foi verificada apenas uma divergência entre as dimensões reais e as especificadas, os pilares do eixo do apoio 02 (Figura 14, sentido Redenção) possuem 1 metro de altura em projeto, porém conforme as medidas *in loco*, estes possuem 2,20 metros de altura.

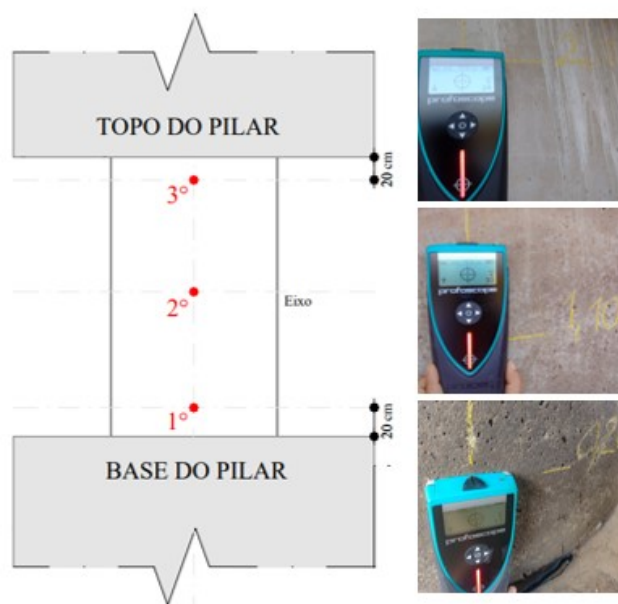
3.3.2 Ensaio de pacometria

Posteriormente, no dia 13 de julho de 2023, foram realizados os ensaios não destrutivos, possibilitando a obtenção de dados sobre a deterioração da ponte, e sobre suas reais condições de exposição ao ambiente. Os ensaios foram realizados no período da tarde, das 15:00 hrs às 19:00 hrs, e seguiram um roteiro pré-definido com base nos procedimentos estabelecidos pela NBR 7584 (ABNT, 2013) e por orientações presentes na literatura técnica.

O ensaio de pacometria foi realizado seguindo uma metodologia bem simples, pois o objetivo foi apenas guiar os ensaios seguintes. O pacômetro utilizado é da marca Proceq, modelo HM – 197, o qual foi calibrado conforme manual do próprio aparelho.

O pacômetro foi posicionado a 20 cm da base dos pilares, e movimentado lateralmente até coincidir com uma barra de aço. Foi feita uma marcação com giz no local indicado pelo aparelho e registrada a espessura de cobertura obtida. A partir da localização da posição da barra, sua direção foi confirmada a partir de leituras na metade da altura dos pilares (1,00 m e 1,10 m), e a 20 cm do topo (1,80 m e 2,00 m), conforme ilustra a Figura 15.

Figura 15 – Leituras do ensaio de pacometria nos pilares.

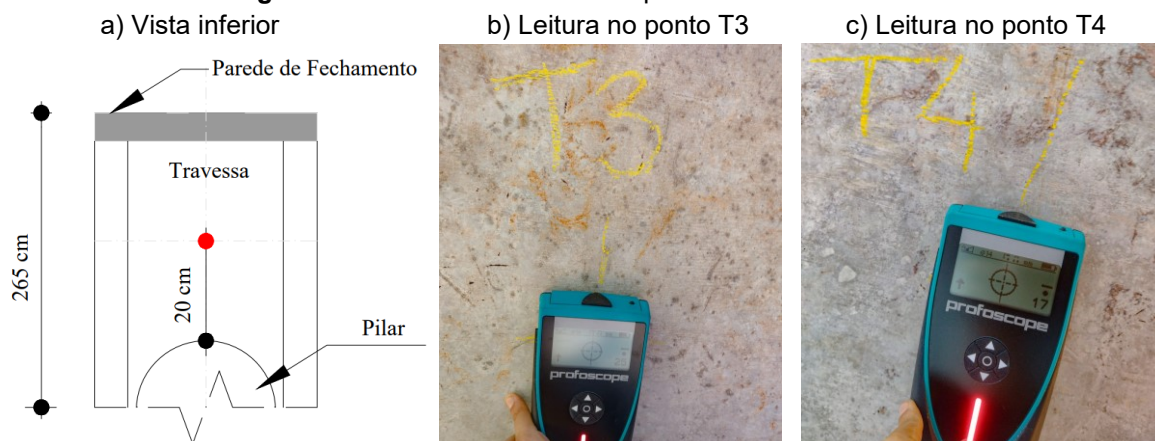


Fonte: Autora (2023).

Após a identificação do sentido longitudinal da barra, foi realizada mais uma leitura para verificar o espaçamento entre as armaduras, de forma que fosse possível evitar a barra no ensaio de esclerometria. Foram identificadas barras longitudinais espaçadas em 15 cm, e demarcado o espaço para a aplicação dos golpes com o esclerômetro entre as barras.

Nas travessas, as armaduras foram detectadas na face inferior, a 20 cm do encontro externo com os pilares, as quais foram identificadas com giz e registrados o cobrimento de cada uma. A Figura 16 mostra uma representação do ensaio de pacometria nas travessas.

Figura 16 – Leituras do ensaio de pacometria nas travessas.

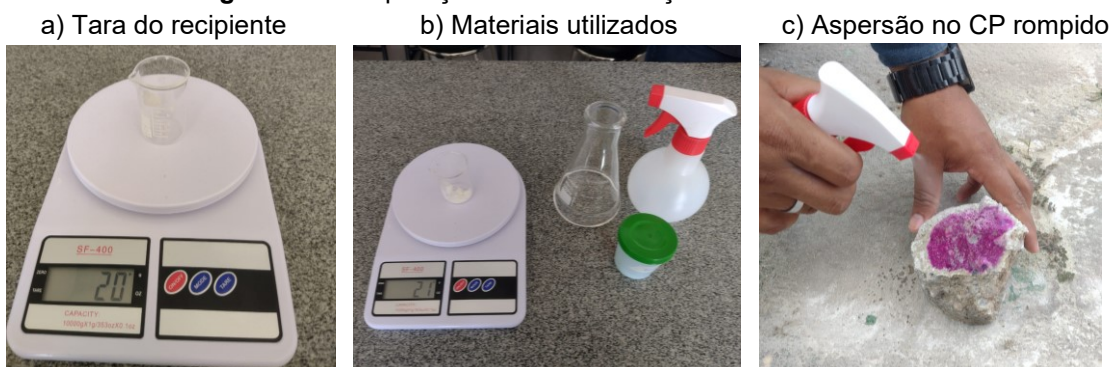


Fonte: Autora (2023).

3.3.3 Ensaio de carbonatação

Para a realização do ensaio de carbonatação, foram utilizados um paquímetro digital de 150 mm da marca MTX, além de régua e trena de 5 metros. A solução de fenolftaleína foi preparada previamente, na proporção de 1 g de fenolftaleína dissolvida em 100 ml de solução de álcool etílico a 95%, e testada em um corpo de prova (CP) rompido, conforme a Figura 17.

Figura 17 – Preparação e teste da solução de fenolftaleína.



Fonte: Autora (2023).

O ensaio seguiu as seguintes etapas, ilustradas na Figura 18:

- Demarcação da área do ensaio, na metade da altura dos pilares;
- Execução do furo para o ensaio com martelo e golpes com a talhadeira;
- Identificação e limpeza do furo;
- Obtenção da profundidade de cobertura;
- Aspersão da solução de fenolftaleína e obtenção da profundidade carbonatada em três pontos do furo;
- Recuperação da área exposta, com argamassa de reparo (graute) 50 MPa.

Figura 18 – Etapas do ensaio de carbonatação em diferentes elementos (continua).

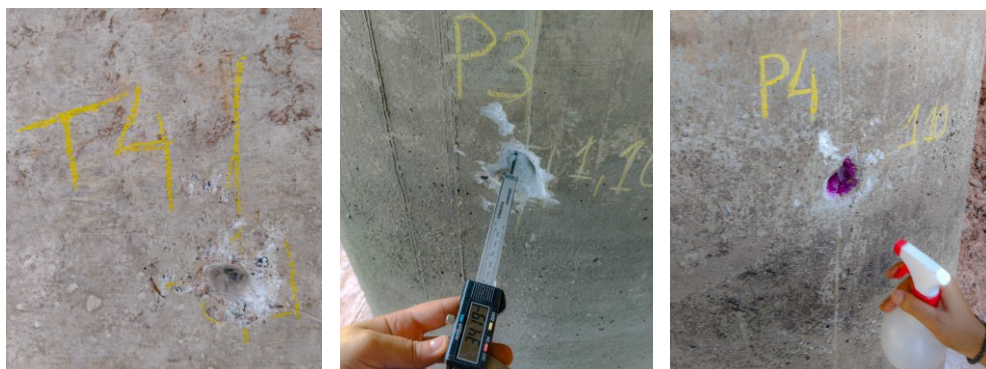


Figura 18 – Etapas do ensaio de carbonatação em diferentes elementos (conclusão).

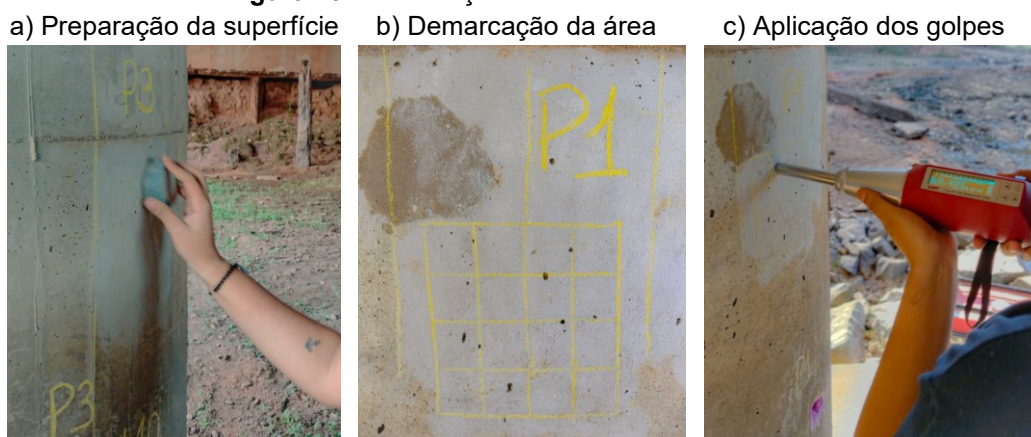


Fonte: Autora (2023).

3.3.4 Ensaio de esclerometria

O ensaio de esclerometria foi realizado apenas em superfícies verticais (pilares), com o esclerômetro posicionado na horizontal. O aparelho utilizado é da marca SADT, modelo HT-225, com energia de percussão de 2,25 N·m. Os procedimentos contemplaram a regularização da superfície, com auxílio de uma pedra de carborundum em movimentos circulares, como mostra a Figura 19a, a marcação dos 16 pontos de ensaio, distanciados em 30 mm um dos outros e evitando as barras de aço, conforme Figura 19b, e a aplicação dos golpes com o aparelho e o registro dos índices esclerométricos de cada ponto da zona, ilustrado na Figura 19c.

Figura 19 – Realização do ensaio de esclerometria.



Fonte: Autora (2023).

4 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Nesta seção, serão apresentados os resultados obtidos no trabalho, descrevendo os processos realizados para o tratamento dos dados e posteriormente, a aplicação destes nos modelos matemáticos apresentados na seção 2.3.2.3.

4.1 Tratamento dos dados

No ensaio de carbonatação, o valor adotado para a profundidade do cobrimento carbonatado (p_{carb}) corresponde à média entre três medições, realizadas em locais diferentes em cada furo. A Tabela 10 apresenta os resultados das medições e suas respectivas médias para cada ponto ensaiado.

Tabela 10 – Resultados do ensaio de carbonatação.

Elemento	Medições (mm)			p_{carb} (mm)
	1°	2°	3°	
Pilares				
P1	5,09	3,94	5,78	4,94
P2	5,77	5,60	6,15	5,84
P3	6,30	11,70	5,96	7,99
P4	7,08	4,45	5,57	5,70
Travessas				
T1	9,31	10,36	7,48	9,05
T2	15,19	8,50	13,88	12,52
T3	5,09	6,28	4,86	5,41
T4	7,97	8,87	6,13	7,66

Fonte: Autora (2023).

Os valores da profundidade carbonatada foram subtraídos do valor do cobrimento real (C_{real}) medido no ensaio, resultando na espessura de cobrimento restante das armaduras, ou profundidade não carbonatada (p_{rest}). Para os elementos onde p_{carb} é menor que C_{real} , foi atribuído o estado de armadura protegida, conforme a Tabela 11. Na última coluna, é apresentada a porcentagem da profundidade carbonatada em relação ao cobrimento total existente.

Tabela 11 – Estado das armaduras quanto à carbonatação.

Elemento	C_{real} (mm)	p_{rest} (mm)	Estado das armaduras	Carbonatação em relação ao cobrimento
Pilares				
P1	38,74	33,8	PROTEGIDA	13%
P2	35,61	29,8	PROTEGIDA	16%
P3	34,19	26,2	PROTEGIDA	23%
P4	45,63	39,9	PROTEGIDA	12%
Travessas				
T1	55,64	46,6	PROTEGIDA	16%
T2	47,50	35,0	PROTEGIDA	26%
T3	23,58	18,2	PROTEGIDA	23%
T4	22,96	15,3	PROTEGIDA	33%

Fonte: Autora (2023).

Os valores dos índices obtidos no ensaio de esclerometria para os quatro pilares (P1, P2, P3 e P4) estão apresentados na Tabela 12 e foram tratados conforme orientações descritas na seção 3.3.4. Todos os impactos foram executados em superfície vertical, com o esclerômetro na posição horizontal, indicado pela letra H.

Tabela 12 – Índices esclerométricos obtidos no ensaio.

Elemento		P1		Elemento		P2		Elemento		P3		Elemento		P4	
Posição		H		Posição		H		Posição		H		Posição		H	
42,5	41,8	42,4	41,8	41,6	42,4	41,4	40,6	41,9	44,2	43,9	43,7	42,0	41,8	42,5	42,2
42,4	42,6	40,5	41,1	41,9	44,0	42,0	42,9	41,2	41,3	43,1	43,9	41,6	42,0	41,7	43,1
40,5	40,3	42,5	40,3	41,6	42,8	41,9	41,0	38,3	40,6	42,4	40,7	25,8	39,5	43,8	22,9
41,4	39,1	40,7	40,0	40,1	41,5	39,0	40,7	41,7	42,2	41,0	43,2	43,1	41,9	43,6	40,2

Fonte: Autora (2023).

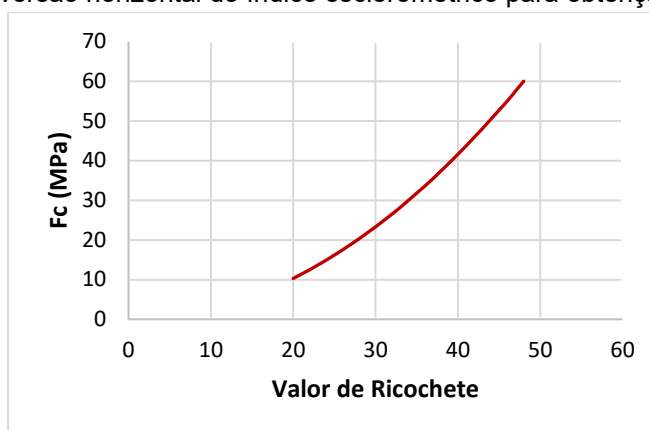
Foi calculada a média aritmética individual ($IE_{Méd}$) dos 16 pontos de impacto para cada área de ensaio, desprezando os valores afastados em mais de 10% da média, recalculou-se então a nova média, denominada como $IE_{ef Méd}$. Para a obtenção do índice esclerométrico médio efetivo, ou $IE_{\alpha Méd}$, foi utilizado o valor de k, calculado a partir da Equação 3, na qual o IE_{nom} equivale a 80 e a média dos 10 impactos fornecida pelo fabricante é 80,6, resultando em um coeficiente de correção igual a 0,9926. A Tabela 13 apresenta os resultados obtidos em cada etapa.

Tabela 13 – Tratamento dos índices esclerométricos.

Pilar	$IE_{Méd}$	-10%	+10%	$IE_{ef Méd}$	K	$IE_{\alpha Méd}$
P1	41,24	37,12	45,37	41,24	0,9926	40,94
P2	41,59	37,43	45,75	41,59	0,9926	41,28
P3	42,08	37,87	46,29	42,08	0,9926	41,77
P4	39,86	35,87	43,84	39,86	0,9926	39,56

Fonte: Autora (2023).

De posse do $IE_{\alpha Méd}$, foi possível obter o valor da resistência superficial dos pilares na data do ensaio, denominado como f_{ckj} . Os valores de ricochete e o valor de força (F_c) medido em MPa para a posição horizontal, fornecidos em tabela pelo fabricante do esclerômetro, foram relacionados por meio do Gráfico 2.

Gráfico 2 – Conversão horizontal do índice esclerométrico para obtenção da resistência.

Fonte: Autora (2023).

Por meio do gráfico, foi possível obter uma equação potencial que descreve a curva gerada pelos dados, onde R representa o $I_{E,\alpha \text{ Méd}}$, apresentada na Equação 5.

$$F_{ckj} = 0,0251 \cdot R^{2,0094} \quad (5)$$

Com a obtenção da resistência aos j dias (F_{ckj}) foi possível estimar a resistência característica do concreto, na data de concepção da estrutura logo após o período de cura (28 dias), conforme apresentado na seção 2.4.2, a fim de verificar se estas atendem à resistência característica de projeto ($f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$). Para a aplicação da Equação 4, considerou-se o valor de $s = 0,38$ relativo a concretos de cimento CP III e CP IV, sendo j equivalente à idade do elemento em dias, ou seja, 1095 dias. A Tabela 14 exibe os resultados encontrados para as resistências descritas.

Tabela 14 – Resistência à compressão superficial dos pilares.

Pilar	$I_{E,\alpha \text{ Méd}}$	$f_{ckj} \text{ (MPa)}$	$f_{ck} \text{ (MPa)}$
P1	40,94	43,56	31,65
P2	41,28	44,29	32,19
P3	41,77	45,35	32,96
P4	41,76	45,33	32,94
Média	41,44	44,63	32,43

Fonte: Autora (2023).

Como citado anteriormente, o tipo de cimento utilizado não foi informado, fazendo-se necessária uma estimativa para definir os coeficientes relacionados a esse parâmetro. O cálculo foi realizado pela equação de Possan (2010), Equação 2, conforme os dados já obtidos para resistência na data do ensaio (f_{ckj}), umidade relativa, teor de CO_2 e condições de exposição. Para o tempo, foi inserido a idade de

3 anos, obtendo como resultado, profundidades de carbonatação teórica ($p_{\text{teórico}}$) para cada ponto, as quais foram comparadas com o valor real medido em ensaio (p_{carb}).

Foram considerados os cimentos apresentados na Tabela 5, e para a porcentagem de adições, seguiu-se os limites inferiores e superiores estabelecidos na NBR 16697 (ABNT, 2018), inserindo-se algumas porcentagens intermediárias, conforme relacionado na Tabela 15. Para a verificação da aproximação, foram calculados o desvio padrão (Dp) de p_{carb} e de cada $p_{\text{teórico}}$ encontrado conforme o tipo e adições de cimento, dispensados os valores que se afastavam de Dp, e calculada uma nova média, resultando em 5,49 para p_{carb} . A aproximação foi verificada pela relação entre a média corrigida da carbonatação existente e dos valores da carbonatação teórica calculada.

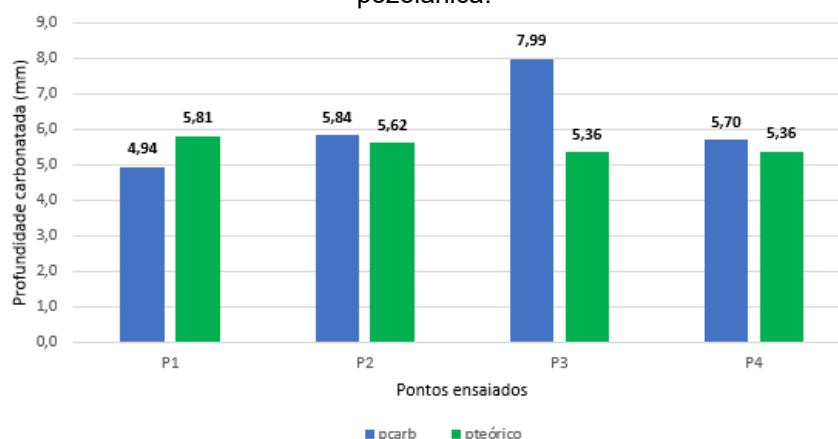
Tabela 15 – Tabela estimativa do tipo de cimento (continua).

Tipo de cimento	Adição pozzolânica (%)	Média corrigida	Proximidade (%)
CP I	0	1,49	27
	5	1,54	28
CP II E	0	1,98	36
CP II F	0	2,01	37
CP II Z	6	2,21	40
	10	2,35	43
	14	2,54	46
CP III	0	2,29	42
	15	3,32	60
	20	3,74	68
	30	4,95	90
CP IV	33	5,45	99
	35	5,82	106
	40	6,92	126
	50	10,10	184
	CP V ARI	0	1,49

Fonte: Autora (2023).

O Gráfico 3 apresenta os valores obtidos com o cimento CP IV com 33% de adição pozzolânica, sendo este o que mais se aproximou dos valores de carbonatação real (99% de proximidade), assim, é possível deduzir que foi este o cimento utilizado na obra, sendo considerado para os cálculos realizados neste trabalho.

Gráfico 3 – Profundidade carbonatada real *versus* teórica, para CP IV com 33% de adição pozolânica.



Fonte: Autora (2023).

4.2 Aplicação dos modelos matemáticos

O método estudado tem enfoque determinista, utilizando valores médios para as variáveis de entrada e admitindo que os parâmetros sejam constantes no tempo. A aplicação dos modelos matemáticos definidos para a realização da estimativa de previsão da vida útil residual referida à desp passivação, são apresentados a seguir.

4.2.1 Tuutti (1982)

A aplicação do método foi realizada em duas etapas. A primeira consiste em aplicar os valores de p_{carb} em cm e da idade da estrutura em anos, para se obter o coeficiente de carbonatação k , que representa sua velocidade de avanço. O segundo passo é calcular o tempo restante até que carbonatação despasse as armaduras, utilizando o coeficiente k calculado e a espessura não carbonatada (p_{rest}). Os resultados, em anos, são apresentados na Tabela 16.

Tabela 16 – Tempo de vida útil residual por carbonatação pelo modelo de Tuutti (1982).

Pilar	Dados de entrada			Dados de saída	
	p_{carb} (cm)	p_{rest} (cm)	t (anos)	k (cm ² /ano)	VUR (anos)
Pilares					
P1	0,49	3,38	3	0,29	141
P2	0,58	2,98	3	0,34	78
P3	0,80	2,62	3	0,46	32
P4	0,57	3,99	3	0,33	147
Travessas					
T1	0,91	4,66	3	0,52	80
T2	1,25	3,50	3	0,72	23
T3	0,54	1,82	3	0,31	34
T4	0,77	1,53	3	0,44	12

Fonte: Autora (2023).

4.2.2 Possan (2010)

Os dados definidos para este modelo foram inseridos na planilha elaborada. Para a variável y , foi utilizado o valor da profundidade carbonatada (p_{carb}), apresentada na Tabela 11, e para o valor de f_c relativo à resistência, considerou-se a resistência obtida para a idade atual, ou seja, o F_{ckj} , conforme a Tabela 14. A relação dos parâmetros de entrada é exibida na Tabela 17.

Tabela 17 – Parâmetros de entrada para o modelo de Possan (2010).

Elemento	p_{rest} (mm)	f_{ckj} (MPa)	ad (%)	UR (%*0,01)	CO2 (%)
P1	33,8	43,56	33	0,76	0,0330
P2	29,8	44,29	33	0,76	0,0330
P3	26,2	45,35	33	0,76	0,0330
P4	39,9	45,33	33	0,76	0,0330

Fonte: Autora (2023).

A Equação 2 foi subdividida de acordo com os fatores de influência utilizados por Possan (2010), a fim de facilitar os cálculos. A relação referente à resistência à compressão foi denominada como y_r , a relação quanto ao teor de adição pozolânica, concentração de CO_2 e a umidade relativa foram denominadas como y_{ad} , y_{CO_2} e y_{UR} respectivamente, e a relação exponencial entre esses três parâmetros, multiplicado pelo fator de condição de exposição à chuva (k_{ce}) foi denominada como Exp . A Figura 20 indica a subdivisão realizada.

Figura 20 – Equações isoladas do modelo de Possan (2010).

$$y = k_c \left(\frac{20}{f_c} \right)^{k_f} \cdot \left(\frac{t}{20} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \exp \left[\left(\frac{k_{ad} \cdot ad^{\frac{3}{2}}}{40 + f_c} \right) + \left(\frac{k_{co_2} \cdot CO_2^{\frac{1}{2}}}{60 + f_c} \right) - \left(\frac{k_{UR} \cdot (UR - 0,58)^2}{100 + f_c} \right) \right] \cdot k_{ce}$$

Fonte: Autora (2023).

A vida útil residual (VUR) foi obtida isolando-se o valor de t na equação geral, resultando na Equação 6.

$$t = 20 \cdot \left(\frac{y}{y_r \cdot Exp} \right)^2 \quad (6)$$

A Tabela 18 apresenta os dados de saída calculados pela planilha, e os valores de vida útil referentes a cada pilar.

Tabela 18 – Tempo de vida útil residual por carbonatação pelo modelo de Possan (2010).

Elemento	γ_r	γ_{ad}	γ_{CO_2}	γ_{UR}	exp	VUR (anos)
P1	8,860	0,726006	0,027	0,226	1,695	101
P2	8,612	0,719697	0,027	0,225	1,686	84
P3	8,272	0,710734	0,027	0,223	1,673	72
P4	8,278	0,710911	0,027	0,223	1,673	166

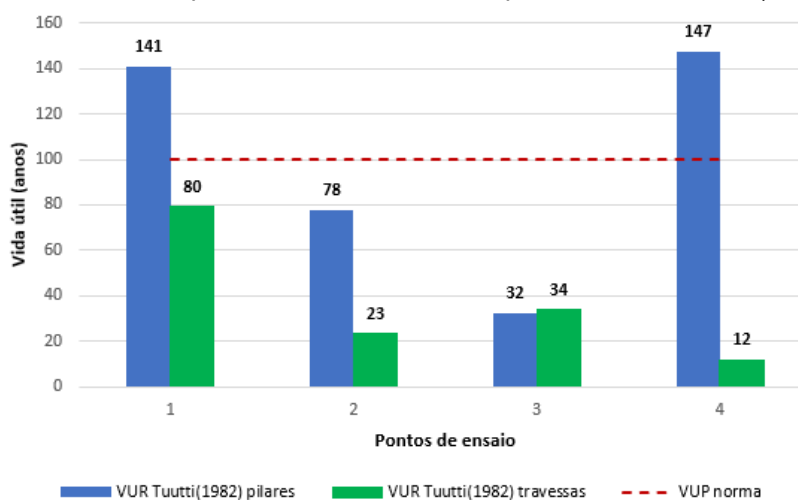
Fonte: Autora (2023).

5 DISCUSSÕES

5.1 Previsão da vida útil residual referida à despasseivação

Ao analisar os resultados encontrados a partir do modelo de Tuutti (1982), percebe-se que os pontos que apresentaram uma maior VUR são aqueles que possuem uma menor relação entre a profundidade carbonatada e o cobrimento, entre 12 a 16% (Tabela 11). Visto que a VUR estimada é diretamente proporcional à espessura da camada de cobrimento, é compreensível a obtenção de valores variáveis nos elementos, pois estes não apresentaram cobrimentos equivalentes ao especificado em projeto, além de possuírem profundidades de carbonatação também variáveis.

Ao comparar a VUR estimada com a VUP indicada em projeto correspondente a 100 anos, observa-se que apenas dois pontos apresentaram valores superiores (P1 e P4), conforme pode ser visto no Gráfico 4. O restante dos pontos de ensaio forneceu valores muito abaixo do esperado, visto que a estrutura possui apenas 3 anos, esperava-se que os valores atingissem pelo menos a marca de 97 anos de VUR, o que não foi observado.

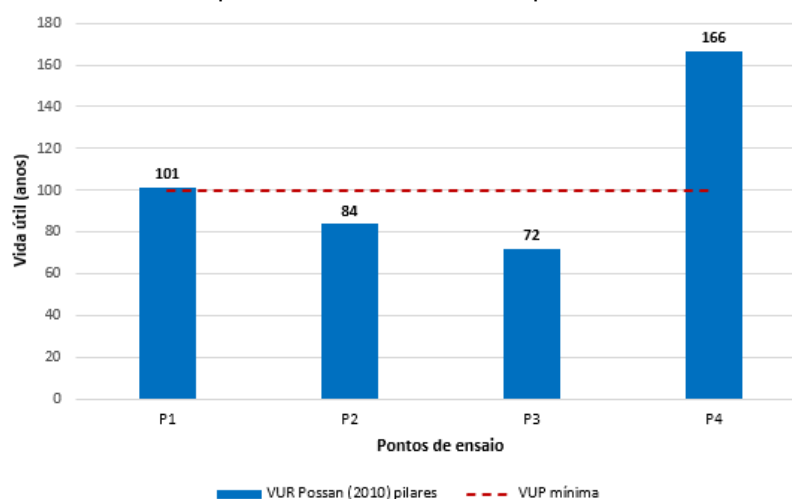
Gráfico 4 – Comparativo VUR versus VUP para o modelo Tuutti (1982).

Fonte: Autora (2023).

Dentre os pilares, o caso mais desfavorável foi encontrado no ponto P3, sendo obtida uma VUR de 32 anos. Para as travessas, o pior caso foi observado no ponto T4, para o qual obteve-se um valor de 12 anos até a despassivação das armaduras, sendo este considerado como o ponto crítico dentre todos os elementos ensaiados. Segundo a estimativa efetuada por este modelo, os elementos em estudo não demonstraram valores satisfatórios de vida útil residual, fazendo-se necessária uma avaliação mais cuidadosa dos pontos críticos indicados a fim de obter um diagnóstico preciso dos elementos da ponte.

Para o modelo de Possan (2010), foram observados que os pilares que apresentaram menor VUR são os mesmos que tiveram tempos menores no modelo anterior, confirmando a influência do cobrimento dos elementos na estimativa. Nota-se que, segundo a estimativa, o P3 é ponto crítico dentre os pilares ensaiados, com VUR de 72 anos, conforme mostra o Gráfico 5.

Gráfico 5 – Gráfico comparativo VUR versus VUP para o modelo Possan (2010).



Fonte: Autora (2023).

Neste modelo, foram consideradas muitas variáveis que tiveram seus valores estimados pela falta de informações precisas, tornando a previsão suscetível a margem de erros. Entre os fatores que podem ter interferido nesses resultados, podem ser citados a espessura de carbonatação, que de acordo com a NBR 7584 (ABNT, 2012) pode superestimar a resistência superficial, alterando, portanto, a vida útil estimada.

O tipo de cimento e sua composição é outro fator que pode ter influenciado nos resultados, visto que o tipo e teor de adições considerados foram fornecidos por meio de uma aproximação. Os parâmetros de comparação dessa estimativa (p_{carb} e

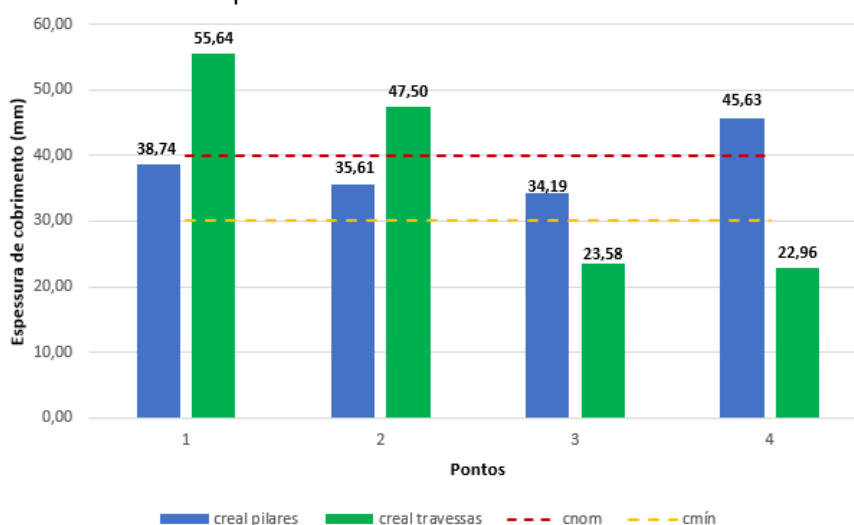
pteorico) apresentaram similaridade de 99%, ou seja, os resultados obtidos com esses fatores sempre apresentarão uma divergência de 1% da estimativa de VUR que seria obtida com o tipo e composição exatas empregadas na construção da ponte.

Os elementos encontram-se em um ambiente alagável, sendo os pilares os principais afetados pela água, no entanto, a cheia do rio pode favorecer a redução da velocidade da frente de carbonatação, pois segundo Possan (2010) a saturação dos poros dificulta o ingresso do CO_2 no concreto. Já as travessas estão sujeitas somente à umidade do ambiente, que varia entre 80% à noite e 25% durante o dia, sendo assim, considerando o intervalo de UR que favorece a carbonatação indicados por Possan (2010) (40 a 85%), pode-se presumir que a velocidade das reações é aumentada no período noturno.

Por fim, ressalta-se que este estudo se tratou de uma estimativa de caráter qualitativo, por meio da qual foi possível identificar alguns pontos de fragilidade nos elementos, não sendo estes representativos da estrutura como um todo, visto que os ensaios foram limitados à mesoestrutura, em uma quantidade pequena de áreas de ensaio.

5.2 Conformidade com critérios de durabilidade normativos

Conforme verificado em projeto, o $c_{\text{mín}}$ especificado para os pilares e travessas é de 30 mm, o que equivale a um c_{nom} de 40 mm, considerando-se uma Δ_c de 10 mm, conforme estabelece a NBR 6118 (ABNT, 2014), no entanto, o cobrimento medido durante o ensaio apresentou valores menores que o indicado. Foi realizado um comparativo entre o c_{real} e o c_{nom} , a fim de verificar a conformidade da espessura da camada, apresentado no Gráfico 6.

Gráfico 6 – Comparativo cobrimento real versus cobrimento nominal.

Fonte: Autora (2023).

Observa-se que entre os pilares, todos atendem ao cobrimento mínimo, sendo que em um deles (P4) o cobrimento real ultrapassou o cobrimento nominal. Nas travessas, dois pontos apresentaram um cobrimento abaixo do mínimo (T3 e T4), e outros dois tiveram tolerância executiva maior que 10 mm (T1 e T2), sendo que cada par de pontos se referem às extremidades da mesma travessa. Essa divergência explicaria a obtenção de valores menores da VUR pelo primeiro método para esses elementos, pois sua espessura de cobrimento ativo já está bastante comprometida.

Conforme as profundidades de carbonatação obtidas, verificou-se que a porção do concreto atingida apresentou uma relação de aproximadamente um terço do cobrimento (conforme a Tabela 11). Apesar do valor expressivo, Helene (1993) afirma que a carbonatação aumenta com rapidez nas primeiras idades e diminui seu avanço com o tempo, tendendo a uma profundidade máxima devido à hidratação crescente do cimento e pela ação dos produtos de transformação, que densificam os poros superficiais, dificultando o acesso de CO_2 presente no ar para o interior do concreto. Dessa forma, assume-se que os valores de k calculados terão uma redução com o passar dos anos.

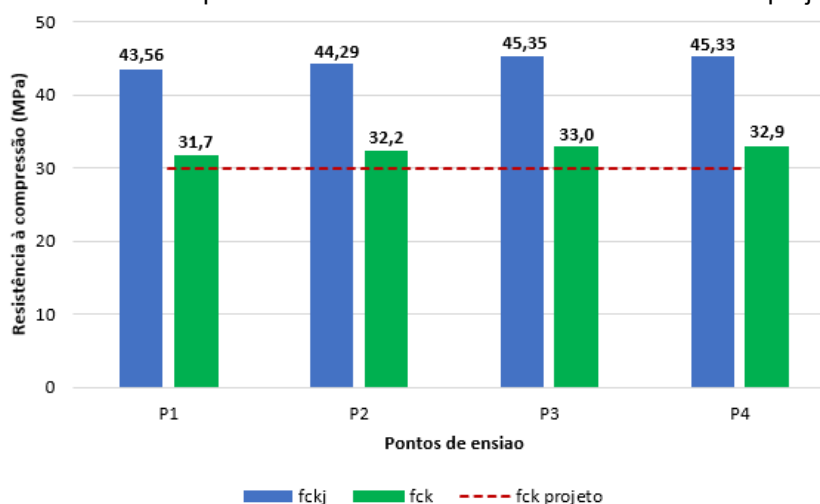
Esse estacionamento do fenômeno evidencia a necessidade de aplicação de análises mais precisas, considerando as variabilidades dos parâmetros como a velocidade da difusão da carbonatação, como forma de avaliar as condições reais de degradação da estrutura. As estimativas e aproximações realizadas para as aplicações dos métodos consideraram valores médios para os parâmetros de entrada,

obtendo-se assim, valores médios de VUR, que podem não ser tão exatos para uma determinação do tempo de despassivação.

Portanto, não é possível afirmar com exatidão a confiabilidade dos resultados obtidos, sendo necessária a aplicação de análises probabilísticas como um estudo complementar, para se verificar as probabilidades de falha e realizar uma previsão mais próxima da realidade. A introdução dos métodos deterministas em conjunto com métodos probabilistas nas normas, é visto por Medeiros *et al.* (2011) como um grande desafio para a engenharia civil, mas que, no entanto, tornará a análise de vida útil mais precisa, versátil e confiável.

A classe de agressividade ambiental adotada para o projeto da estrutura foi a Classe II. De acordo com a NBR 12655 (ABNT, 2015), para essa CAA, a relação a/c recomendada deve ser igual ou inferior que 0,60, o concreto de classe maior ou igual a C25 e um deve ter um consumo igual ou superior a 280 kg de cimento Portland por metro cúbico de concreto, conforme os dados da Tabela 3. Referente às especificações dos concretos, nota-se que as recomendações normativas mínimas foram seguidas, de forma que a relação a/c e classe do concreto podem ser enquadradas em um ambiente com agressividade classe III, enquanto que em relação ao consumo, o valor especificado é bem maior que o exigido por norma, atendendo a uma classe de agressividade IV.

Portanto, em relação à qualidade do concreto, a estrutura estudada atende aos requisitos de durabilidade, apresentando meios que dificultam a ação da carbonatação. Isso pode ser confirmado pela alta resistência estimada por meio do ensaio de esclerometria, com valores acima do limite normativo ($f_{ck \text{ projeto}} = 30 \text{ MPa}$), tanto para a data do ensaio (f_{ckj}), quanto para o período inicial da obra (f_{ck}), conforme relaciona o Gráfico 7.

Gráfico 7 – Comparativo entre as resistências estimadas e a de projeto.

Fonte: Autora (2023).

Observa-se que entre os requisitos de durabilidade avaliados, todos estão de acordo com os limites estabelecidos por norma, com exceção do cobrimento medido nos pontos T3 e T4. Assim, os elementos da ponte possuem as características necessárias para resistir à ação dos mecanismos de degradação com o tempo. Entretanto, essa observação não garante que a vida útil residual estimada seja atendida, visto que a garantia do prazo de vida útil da obra depende das suas condições de uso e das manutenções periódicas, que podem até aumentar sua VU.

Por falta de informações sobre a realização da inspeção cadastral ou rotineiras no decorrer dos 3 anos da obra, não é possível afirmar se a ponte está tendo a devida assistência determinada por norma. Somando-se os resultados da previsão da VUR, é notória a necessidade de uma avaliação mais aprofundada da estrutura, principalmente das travessas, que apresentaram cobrimentos inferiores ao valor mínimo, estabelecido em projeto. Como o processo de deterioração evolui em diferentes taxas para os distintos elementos das pontes, a avaliação simplificada da estrutura pode não ser suficiente para a indicação da real condição da ponte por métodos de predição. Ao se tratar de estruturas de elevado interesse, tanto por seu valor econômico quanto pelos riscos envolvidos, torna-se evidente o quão relevantes são os procedimentos de inspeção e manutenção nas pontes, que devem ser tratadas com a devida atenção (OLIVEIRA *et al.*, 2019 *apud* SIMÕES *et al.*, 2021).

6 CONCLUSÃO

O estudo realizou um breve estudo de caso da ponte sobre o Rio Água Preta, fazendo uma estimativa de previsão da vida útil residual com dados obtidos por meio de ensaios não destrutivos, aplicados nos elementos da mesoestrutura da ponte. Também foi avaliado o atendimento aos critérios de durabilidade exigidos por norma, com base em informações disponibilizadas em projeto.

Os métodos utilizados para atingir os resultados consistiram na realização dos ensaios de pacometria, carbonatação e esclerometria, fornecendo dados da degradação real para a aplicação de modelos matemáticos deterministas de previsão da vida útil residual propostos por Tuutti (1982) e Possan (2010), os quais abordam alguns dos parâmetros de influência da carbonatação relativos às condições ambientais, condições de exposição à chuva e qualidade do concreto.

A previsão da VUR devido à carbonatação resultou em um período de tempo abaixo do que está especificado em projeto (100 anos) para a maioria dos elementos, em ambos os modelos aplicados. Foi possível observar que o ponto crítico dentre as áreas de estudo foi o ponto T4, para o qual a VUR foi estimada pelo modelo de Tuutti (1982) e forneceu um tempo igual a 12 anos, muito abaixo dos limites usuais para estruturas desse porte.

Diante disso, surge a preocupação com a possibilidade de ocorrer corrosão nos pontos críticos, indicados por meio das estimativas feitas relacionadas à despassivação das armaduras, que podem levar à deterioração precoce dos elementos da ponte e ao comprometimento de sua segurança. Por mais que os resultados encontrados não sejam conclusivos devido à imprecisão de alguns dados, as áreas de fragilidade identificadas devem ser investigadas com mais cuidado, a fim de se confirmar o que aqui está exposto e verificar a real condição dos elementos, prevenindo o surgimento de patologias mais graves.

Para a avaliação da durabilidade, foram observados os requisitos da NBR 6118 (ABNT, 2014) aplicáveis a ponte estudada, como cobrimento, CAA, e qualidade do concreto, comparando com as informações obtidas durante o estudo dos projetos, e verificando se estes atendiam aos critérios estabelecidos. Ressalta-se que, apesar de comparar valores de relação água/cimento e consumo de cimento por exemplo, com os valores tabelados por norma, esta avaliação foi realizada com uma abordagem qualitativa, limitando-se a indicar o atendimento a esses parâmetros.

Pelas comparações realizadas, notou-se que os elementos em estudo estão em conformidade com os requisitos normativos, no entanto, não é possível afirmar se a ponte está atendendo ao desempenho em serviço, uma vez que o estudo se limitou a uma parte da estrutura e não a todos os seus componentes. Além disso, devem ser observados outros critérios de avaliação para classificar a estrutura, com a aplicação de ensaios complementares como ultrassom e ensaios destrutivos, para assim fazer um diagnóstico mais preciso da segurança na ponte.

Pontua-se também, que os ensaios empregados neste estudo serviram apenas como base para a análise dos elementos, os quais foram definidos conforme a disponibilidade de equipamentos do Laboratório de Materiais da Universidade Federal do Sul e Sudeste do Pará, *campus* Santana do Araguaia (IEA/UNIFESSPA), e que estes não substituem outros tipos de ensaios, podendo ser aplicados como ensaios complementares na avaliação da segurança e durabilidade das estruturas.

No mais, o presente trabalho visa contribuir com os estudos na área de durabilidade e estudo das patologias das construções, aumentando a conscientização do meio técnico para a importância da vida útil das estruturas. Espera-se que este estudo venha contribuir como uma pesquisa inicial para o mapeamento das pontes na região sul do Pará, que carecem de assistência e investimentos.

Conclui-se que o conhecimento da durabilidade e dos métodos de previsão da vida útil das estruturas são fundamentais para auxiliar na previsão do comportamento do concreto em longo prazo e prevenir manifestações patológicas precoces, contribuindo para a economia, sustentabilidade e durabilidade das estruturas e auxiliando no planejamento de ações de intervenções nas pontes de concreto armado.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12655**: Concreto de cimento Portland - Preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimento. 29 p. 3 ed. Rio de Janeiro, Brasil, 2015.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15575-1**: Edificações habitacionais - Desempenho – Parte 1: Requisitos gerais. 60 p. Rio de Janeiro, Brasil, 2021.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16697**: Cimento Portland — Requisitos. 12 p. 1 ed. Rio de Janeiro, Brasil, 2018.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. 238 p. Rio de Janeiro, Brasil, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7187**: Projeto de pontes, viadutos e passarelas de concreto. 72 p. Rio de Janeiro, Brasil, 2021.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188**: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, Brasil, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7584**: Concreto endurecido: avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão. Rio de Janeiro, 2012.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. 18 p. Rio de Janeiro, Brasil, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 9452**: Inspeção de pontes, viadutos e passarelas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2019.
- BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS 7543**. Durability of Buildings and Building Elements, Products and Components. Londres, 1992.
- CARMONA, Thomas Garcia. **Modelos de previsão da despassivação das armaduras em estruturas de concreto sujeitas à carbonatação**. 2005. 103 p. Dissertação (mestrado) – Engenharia de construção civil e urbana, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.
- CURCIO, Ronald Cristhian de Lima. **Pontes rodoviárias: levantamento das principais patologias estruturais**. 2008. 88 p. Monografia (Graduação) – Universidade São Francisco, Curso de Engenharia Civil, Itatiba, 2008.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES DNIT. **DNIT avança nas obras de adequação na estrutura de três pontes da BR-158/PA**. 2021. Disponível em: <https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/noticias/dnit->

avanca-nas-obras-de-adequacao-na-estrutura-de-tres-pontes-da-br-158-pa. Acesso em: 07 abril 2023.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES DNIT. **Governo Federal assina ordem de serviço para construção de ponte sobre o Igarapé Água Preta na rodovia BR-158/PA.** 2019. Disponível em: <https://www.gov.br/transportes/pt-br/assuntos/noticias/ultimas-noticias/governo-federal-assina-ordem-de-servico-para-construcao-de-ponte-sobre-o-igarape-agua-preta-na-rodovia-br-158-pa>. Acesso em: 01 maio 2023.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES DNIT. **Obras de arte especiais Pará.** 2023. Disponível em: https://www.gov.br/dnit/pt-br/rodovias/mapa-de-gerenciamento/mapas-de-obras-de-arte-especiais-marco-2023/162-9-mapa_pa_oae.pdf. Acesso em: 17 jul. 2023.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES DNIT. **Projeto básico e executivo de obras de arte especiais - Ponte sobre o Igarapé Água Preta.** Volume 2. 2018.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES DNIT. **Manual de recuperação de pontes e viadutos rodoviários.** 159p. IPR. Publ., 744. Rio de Janeiro, 2010.

DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. **DIN EN 14630:** Products and systems for the protection and repair of concrete, structures – Test methods – determination of carbonation depth in hardened concrete by the phenolphthalein method, English version, DIN. 10 p. Berlin, 2007.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION CEN. **EN 206-1.** Betão: Parte 1 – Especificação, desempenho, produção e conformidade. Portugal, 2007.

FARIAS, Gabriela Cipriano de; SILVA, Daiane dos Santos da. **Análise da evolução da profundidade de carbonatação em estruturas de concreto ao longo do tempo.** Revista técnico-científica de Engenharia Civil. UNESC – Universidade do Extremo Sul Catarinense. Santa Catarina, 2019.

HELENE, Paulo R. L. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado.** 1993. Tese (Livre Docência) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.

HELENE, P. **Manutenção para Reparo, Reforço e Proteção de Estruturas de Concreto.** 2 ed. São Paulo: Pini, 1997.

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA INMET. **Históricos de dados meteorológicos.** Dados históricos anuais (2021 – 2023). Disponível em: <https://portal.inmet.gov.br/dadoshistoricos>. Acesso em: 27 mai. 2023.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 13823:** General principles on the design of structures for durability. Geneva: ISO/TC, 2008.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 2394**: General principles on reliability for structures. Geneva: ISO/TC, 1998.

MEDEIROS, Marcelo Henrique Farias de; ANDRADE, Jairo José de Oliveira; HELENE, Paulo. **Durabilidade e Vida Útil das Estruturas de Concreto**. 2011. Cap 22. Concreto: Ciência e Tecnologia. Geraldo Cechella Isaia. IBRACON. 2011.

OLIVEIRA, Julio Cesar Costa de. **Técnicas para intervenção em estruturas de concreto armado**. 2015. 61 p. Monografia (Graduação) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Curso de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, 2015.

PAIVA, Mayanne Vieira de. FREITAS, Marcus Vinícius Pereira. SOARES, Carlos Eduardo. **Uma revisão bibliográfica dos fatores de influência no ensaio esclerométrico**. The Journal of Engineering and Exact Sciences – jCEC, Vol. 07 N. 01, 2021.

POSSAN, Edna. **Modelagem da Carbonatação e Previsão de vida útil de estruturas de concreto em ambiente urbano**. 2010. 265 p. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

PFEIL, Walter. **Pontes: Curso Básico: Projeto, construção e manutenção**. Editora Campus Ltda, Rio de Janeiro, 1983.

ROCHA, Karol. **Segunda ponte cai na BR-319; equipes do Dnit investigam causa do desabamento**. 2022. Agência Amazônia. Disponível em: <https://aamazonia.com.br/segunda-ponte-cai-na-br-319-equipes-do-dnit-investigam-causa-do-desabamento/>. Acesso em: 01 jul. 2023.

SASSINE, Vinicius. **Ponte que desabou no Amazonas tinha nota 4 de um máximo de 5**. 2022. Folha de S. Paulo. Disponível em: <https://www1.folha.uol.com.br/cotidiano/2022/10/ponte-que-desabou-no-amazonas-tinha-nota-4-de-um-maximo-de-5.shtml>. Acesso em: 07 abril 2023.

SILVA, Thamires Ramalho. **Análise das manifestações patológicas em obras de artes especiais**: Um estudo das ocorrências na ponte sobre o Rio Tocantins em Porto Nacional - TO. 2019. 105 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Luterano de Palmas, Palmas/TO, 2019.

SIMÕES, Luiz F; RODRIGUES, Pablo F.; PINHEIRO, Débora C. C.; **Análise crítica dos métodos de inspeção da ABNT NBR 9452:2019**. XII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. Congresso virtual. 2021.

SOUSA, P. A.; GOMES, T. **Estudo dos efeitos da carbonatação na vida útil de pontes de concreto armado**. Engineering Sciences Pag. 3 v.6 - n.2 Jun a Nov 2018.

TUUTTI, K. **Corrosion of Steel in Concrete**. Swedish Cement and Concrete Reserarch Institute, Stockhom, Suecis, 1982.

TULA, L. S. **Contribuição ao estudo da resistência à corrosão de armaduras de aço inoxidável**. São Paulo, 2000. 259p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

VITÓRIO, José Afonso Pereira. **Acidentes estruturais em pontes rodoviárias: Causas, diagnósticos e soluções**. Rio de Janeiro - RJ, 2007.

VITÓRIO, José Afonso Pereira. **Pontes rodoviárias: fundamentos, conservação e gestão**. Recife - PE, 2002.