

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ

IGOR ROSSI REMENCHE

**PATOLOGIAS EM OBRAS DE ARTE ESPECIAIS: ESTUDO DE CASO EM UMA
PONTE NA CIDADE DE CURITIBA (PR)**

CURITIBA

2022

IGOR ROSSI REMENCHE

**PATOLOGIAS EM OBRAS DE ARTE ESPECIAIS: ESTUDO DE CASO EM UMA
PONTE NA CIDADE DE CURITIBA (PR)**

**Pathologies in special works art: case study on a bridge in the city of Curitiba
(PR)**

Trabalho de conclusão de curso de graduação apresentada como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).

Orientador(a): Prof. Dr. Adauto José Miranda de Lima.
Coorientador(a): Prof. Dr. Wellington Mazer.

CURITIBA

2022



[4.0 Internacional](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)

Esta licença permite compartilhamento, remixe, adaptação e criação a partir do trabalho, mesmo para fins comerciais, desde que sejam atribuídos créditos ao(s) autor(es). Conteúdos elaborados por terceiros, citados e referenciados nesta obra não são cobertos pela licença.

IGOR ROSSI REMENCHE

**PATOLOGIAS EM OBRAS DE ARTE ESPECIAIS: ESTUDO DE CASO EM UMA
PONTE NA CIDADE DE CURITIBA (PR)**

Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação
apresentado como requisito para obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil da Universidade
Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).

Data de aprovação: 30 de novembro de 2022

Adauto José Miranda de Lima
Professor Pós-Doutor
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

Arthur Medeiros
Professor Doutor
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

Amacin Rodrigues Moreira
Professor Doutor
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

Wellington Mazer
Professor Doutor
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

CURITIBA

2022

Dedico este trabalho à minha família, aos meus amigos e às demais pessoas que contribuíram com a minha caminhada ao longo da universidade.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente gostaria de deixar meu agradecimento a Deus, por ter me dado força e coragem para superar os desafios que passei e por chegar até aqui.

Agradeço à minha família, pela paciência, pelo amor, pelos ensinamentos e por terem me encorajado a estudar. Mesmo com a distância, nunca deixaram de me auxiliar e sempre cuidaram de mim nos momentos difíceis.

Gostaria também de agradecer aos professores Adauto e Wellington por terem aceitado me orientar, pela paciência na orientação e pelo acolhimento.

É preciso ter esperança, mas ter esperança do verbo esperar; porque tem gente que tem esperança do verbo esperar. E esperança do verbo esperar não é esperança, é espera. Esperançar é se levantar, esperançar é ir atrás, esperançar é construir, esperançar é não desistir! Esperançar é levar adiante, esperançar é juntar-se com outros para fazer de outro modo.
(Paulo Freire, 1992, s.p.)

RESUMO

A presente pesquisa constituiu-se em um estudo de caso que visa analisar as manifestações patológicas presentes em uma ponte, por meio das normas NBR 9452 (ABNT, 2019) e a COST 345 (COST, 2007), a fim de verificar as diferenças e aproximações no resultado da análise. A ponte estudada foi construída em concreto armado, em 1970 e está localizada na cidade de Curitiba-PR. Para a realização da análise, foi efetuada uma inspeção visual a fim de se mapear as manifestações patológicas evidenciadas no elemento estrutural e uma inspeção especial, a partir de ensaios não destrutivos para caracterizar a qualidade do concreto. Foi utilizado um software para determinar o aumento de momento sofrido no meio do vão da ponte com o avanço da normativa de carga móvel em obra de artes especiais. Por fim, foram aplicadas as normas de inspeção para verificar a condição atual em que a estrutura se encontra. Os resultados da análise evidenciaram que a ponte apresenta diversas manifestações patológicas e também sofreu um aumento de momento positivo com o avanço da normativa NB 6 (ABNT, 1960) para NBR 7188 (ABNT, 2013) devido a alteração do trem tipo que passou de 360 toneladas para 450 toneladas. Além disso, os resultados obtidos para o concreto superficial na inspeção especial para o pacômetro, foram insatisfatórios para alguns elementos estruturais e para o ultrassom foi evidenciado que a qualidade do concreto superficial estava muito pobre e pobre. Por fim, concluiu-se que as normativas NBR 9452 (ABNT, 2019) e COST 345 (COST 2007) obtiveram o mesmo resultado e ambas as normas possuem um potencial orientativo quanto a inspeção de pontes e viadutos.

Palavras-chave: Manifestações Patológicas; Normas; Obra de arte especial; Pontes.

ABSTRACT

The present research consisted of a case study that aims to analyze the pathological manifestations present in a bridge, through the NBR 9452 (ABNT, 2019) and COST 345 (COST, 2007) standards, in order to verify the differences and approximations on the result of the analysis. The studied bridge was built on reinforced concrete in 1970 and is located in the city of Curitiba-PR. To carry out the analysis, a visual check was carried out in order to map the pathological manifestations evidenced in the structural element and a special inspection, using non-destructive tests to characterize the quality of the concrete. Also, a software was used to determine the moment increase suffered in the middle of the span of the bridge with the advance of the mobile load regulations in special engineering works. Finally, verification standards were applied to verify the current condition of the structure. The results of the analysis showed that the bridge has several pathological manifestations and also suffered an increase in positive momentum with the advancement of the NB 6 (ABNT, 1960) to NBR 7188 (ABNT, 2013) regulations due to the change in the type train, which went from 360 tons to 450 tons. In addition, the results obtained for the surface concrete in the special shielding for the pacometer, were unsatisfactory for some external elements and for the ultrasound it was evidenced that the quality of the surface concrete was very poor and poor. Finally, it was concluded that the NBR 9452 (ABNT, 2019) and COST 345 (COST 2007) standards obtained the same result and both standards have a guiding potential regarding the protection of bridges and viaducts.

Keywords: Pathological Manifestations; Standard; Special artwork; Bridges.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIGURA 1 – DESEMPENHO DA ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO AO LONGO DO TEMPO.	20
FIGURA 2 – ESQUEMA ILUSTRATIVO DA COMPOSIÇÃO DAS PONTES.....	22
FIGURA 3 - DENOMINAÇÕES DOS ELEMENTOS RELATIVOS À SEÇÃO TRANSVERSAL.	23
FIGURA 4 – APARELHOS DE APOIO NOS PILARES DE UMA OAE.....	24
FIGURA 5 – DANOS OBSERVADOS EM PONTES QUE SE ENCONTRAVAM EM SITUAÇÃO DE RISCO.	25
FIGURA 6 – TIPOS DE CORROSÃO DE UMA BARRA DE AÇO IMERSA EM MEIO CONCRETO.....	27
FIGURA 7 – DIFERENTES FASES DO MECANISMO DE CORROSÃO DE ARMADURA.	28
FIGURA 8 – EFLORESCÊNCIA SOBRE PONTES DE CONCRETO ARMADO. ...	30
FIGURA 9 – CAMADA DE CONCRETO CARBONATADA.	33
FIGURA 10 - MUDANÇA DAS PROPRIEDADES EM FUNÇÃO DE AGENTES BIODEGRADANTES.	37
FIGURA 11 – CONFIGURAÇÕES DE FORMAÇÃO DAS FISSURAS EM FUNÇÃO DO TIPO DE SOLICITAÇÃO.	39
FIGURA 12 – FISSURAÇÃO DEVIDO AO RECALQUE DIFERENCIAL NOS APOIOS.....	41
FIGURA 13 – ULTRASSOM PUNDIT 200 – PROCEQ.	43
FIGURA 14 – ESCLERÔMETRO ORIGINAL SCHIMIDT N/L – PROCEQ.....	44
FIGURA 15 – PROFOMETER 5+ - PROCEQ.....	45
FIGURA 16 - VISTA FRONTAL DA OAE.....	51
FIGURA 17 – VISTA LATERAL DA OAE ESTUDADA.....	51
FIGURA 18 – REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DA NOMENCLATURA PARA A PONTE.....	53
FIGURA 19 - LOCALIZAÇÃO DA PONTE ESTUDADA.	54
FIGURA 20 – VISTA DE TOPO DA PONTE.....	54
FIGURA 21 – EXTREMIDADE DA LAJE EXPOSTA AO FOGO.	55
FIGURA 22 – ARMADURAS EXPOSTAS DA LAJE.	56
FIGURA 23 – VISTA INFERIOR DAS ARMADURAS EXPOSTAS DA LAJE.	56
FIGURA 24 – LADO COM MENOR EXPOSIÇÃO DE CHAMAS.	57
FIGURA 25 – ARMADURAS LONGITUDINAIS DA VIGA LONGARINA 1.....	57
FIGURA 26 – FOTO APROXIMADA DA EXPOSIÇÃO DAS ARMADURAS NA VIGA LONGARINA 1.....	58

FIGURA 27 – EXPOSIÇÃO DAS ARMADURAS NA VIGA LONGARINA 2 (VL2).....	58
FIGURA 28 – MANCHAS DE EFLORESCÊNCIA PRÓXIMOS AOS TUBOS DE DRENAGEM.	59
FIGURA 29 – EFLORESCÊNCIA NA LAJE.....	59
FIGURA 30 – ARMADURAS EXPOSTAS ABAIXO DO ACOSTAMENTO.	60
FIGURA 31 – MANCHAS DE EFLORESCÊNCIA NA LAJE PRÓXIMO A VIGA LONGARINA 2.....	61
FIGURA 32 – OUTRO LADO DA LAJE PRÓXIMO A VIGA LONGARINA 2.....	61
FIGURA 33 – FISSURA DE 0,2 MM NA VIGA LONGARINA 2.....	62
FIGURA 34 – FISSURAS DE 0,3 MM NA VIGA LONGARINA 1.	62
FIGURA 35 – GUARDA CORPO NA OAE.....	63
FIGURA 36 – PARTE DANIFICADA DA OAE.	63
FIGURA 37 – VISTA DO PILAR 1 DE DENTRO DA PONTE.....	64
FIGURA 38 – VISTA DO PILAR 1 NA PARTE DE FORA DA PONTE.	64
FIGURA 39 – VISTA FRONTAL DO PILAR 2.	65
FIGURA 40 – VISTA FRONTAL DO PILAR 3.	65
FIGURA 41 – VISTA LATERAL DO PILAR 4.	66
FIGURA 42 – VISTA DAS TRANSVERSINAS.	67
FIGURA 43 – RETIRADA DO CORPO DE PROVA.....	68
FIGURA 44 – PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO DO CORPO DE PROVA 1.....	70
FIGURA 45 – PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO DO CORPO DE PROVA 2.....	70
FIGURA 46 – PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO DO CORPO DE PROVA 3.....	71
FIGURA 47 – PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO DO CORPO DE PROVA 4.....	71
FIGURA 48 – MARCAÇÃO DAS ARMADURAS NA VIGA LONGARINA 1 (VL1).....	73
FIGURA 49 – ENSAIO DE ESCLEROMETRIA NA VL1.	74
FIGURA 50 – VALORES DA RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO PARA OS ELEMENTOS ESTRUTURAIS.	78
FIGURA 51 – ENSAIO DE ULTRASSOM NO P2.....	79
FIGURA 52 – VISTA SUPERIOR DA ESTRUTURA.	84
FIGURA 53 – VISTA LATERAL DA ESTRUTURA (VL1).	85
FIGURA 54 – VISTA LATERAL DA ESTRUTURA (VL2).	85
FIGURA 55 – PERSPECTIVA 3D DA ESTRUTURA (OAE).....	86

FIGURA 56 – MOMENTO POSITIVO DAS CARGAS PERMANENTES.....	88
FIGURA 57 – MOMENTO POSITIVO E NEGATIVO.	89
FIGURA 58 – MOMENTOS POSITIVO E NEGATIVO PARA O TB-360.....	89

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – CLASSES DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL.	21
TABELA 2 – COEFICIENTES DAS CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO E DAS CONDIÇÕES AMBIENTAIS.	32
TABELA 3 – COEFICIENTES DAS CONDIÇÕES DE EXPOSIÇÃO DO CONCRETO.....	32
TABELA 4 – TRANSFORMAÇÕES SOFRIDA PELO AQUECIMENTO DO CONCRETO.....	35
TABELA 5 – EXIGÊNCIAS DE DURABILIDADE RELACIONADAS À FISSURAÇÃO EM FUNÇÃO COM A CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL.....	38
TABELA 6 – CLASSIFICAÇÃO DA QUALIDADE DO CONCRETO PELA VELOCIDADE DE PULSO DO ULTRASSOM.....	43
TABELA 7 – CARACTERIZAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS SEGUNDO A RELEVÂNCIA NO SISTEMA INDUSTRIAL.....	49
TABELA 8 – SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO UTILIZADO NA ESLOVÊNIA.....	50
TABELA 9 – LOCALIZAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA.....	69
TABELA 10 – TEMPO ESTIMADO ATÉ QUE A CARBONATAÇÃO ATINJA A ARMADURA.	72
TABELA 11 – DADOS DA ESCLERÔMÉTRICOS PARA A VL1, VL2.....	75
TABELA 12 – DADOS ESCLERÔMÉTRICOS PARA OS ELEMENTOS P1 E P2.....	75
TABELA 13 – DADOS ESCLERÔMÉTRICOS PARA AS LAJES ESQUERDA E DIREITA DA PONTE.	76
TABELA 14 – VALORES DA RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO PARA AS VIGAS.	77
TABELA 15 – VALORES DA RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO PARA OS PILARES.	77
TABELA 16 – VALORES DA RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO PARA A LAJE ESQUERDA E DIREITA.....	78
TABELA 17 – RESULTADOS DO ULTRASSOM NA VIGA LONGARINA 1.....	80
TABELA 18 – RESULTADOS DO ULTRASSOM NA VIGA LONGARINA 2.....	80
TABELA 19 – RESULTADOS DO ULTRASSOM PARA O PILAR 1.....	81
TABELA 20 – RESULTADOS DO ULTRASSOM PARA O PILAR 2.....	81
TABELA 21 – RESULTADOS OBTIDOS PARA O INTERVALO DE CONFIANÇA DO ULTRASSOM (VL1).	82
TABELA 22 – RESULTADOS OBTIDOS PARA O INTERVALO DE CONFIANÇA DO ULTRASSOM (VL2).	82

TABELA 23 – RESULTADOS OBTIDOS PARA O INTERVALO DE CONFIANÇA DO ULTRASSOM (P1).	82
TABELA 24 – RESULTADOS OBTIDOS PARA O INTERVALO DE CONFIANÇA DO ULTRASSOM (P2).	83
TABELA 25 – CARGAS UTILIZADAS SEGUNDO A NORMA NBR 7188 (ABNT, 2013).....	87
TABELA 26 – NOTA DA ESTRUTURA QUANTO A NORMA COST 345 PARA A SEGREGAÇÃO DO CONCRETO.....	91
TABELA 27 – NOTA DA ESTRUTURA QUANTO A NORMA COST 345 PARA A CORROSÃO DA ARMADURA.	92
TABELA 28 – NOTA DA ESTRUTURA QUANTO A NORMA COST 345 PARA A EFLORESCÊNCIA.....	92
TABELA 29 – NOTA DA ESTRUTURA QUANTO A NORMA COST 345 PARA O CONCRETO QUEIMADO.	93

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
BS	British Standards
CAA	Classe de Agressividade Ambiental
Coef.	Coeficiente
CEB	Comite Euro Internacional Du Beton
CIA	Coeficiente de Impacto Adicional
CIV	Coeficiente de Impacto Vertical
CNF	Coeficiente do Número de Faixas
DER	DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
ISO	Organização Internacional de Normalização
NBR	Normas Brasileiras
OAE	Obra de Arte Especial
P1	Pilar 1
P2	Pilar 2
P3	Pilar 3
P4	Pilar 4
RAA	Reação Alkali Agregado
VL1	Viga Longarina 1
VL2	Viga Longarina 2

LISTA DE SÍMBOLOS

CaCO_3	Carbonato de Cálcio
Fe	Ferro
H_2O	Água
H_2CO_3	Ácido Carbônico
$\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$	Bicarbonato de Cálcio
$\text{Ca}(\text{OH})_2$	Hidróxido de Cálcio
CO_2	Gás Carbônico

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	17
1.1	Objetivos	18
1.1.1	Objetivo geral	18
1.1.2	Objetivos específicos	18
1.2	Justificativa	18
2	REFERENCIAL BIBLIOGRÁFICO	19
2.1	Conceitos fundamentais	19
2.1.1	Vida útil	19
2.1.2	Desempenho	20
2.1.3	Classe de agressividade ambiental	21
2.2	Obras de arte especiais	22
2.2.1	Superestrutura	22
2.2.2	Mesoestrutura	23
2.2.3	Infraestrutura	24
2.3	Manifestações patológicas em obras de arte especiais	25
2.3.1	Corrosão	25
2.3.2	Infiltração e danos causados por umidade	28
2.3.3	Manchas de fogo	34
2.3.4	Desagregação do concreto por ação biológica	36
2.3.5	Trincas e Fissuras	37
2.3.6	Ensaio não destrutivo	42
3	PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS	46
3.1	Método da NBR 9452 (ABNT, 2019)	46
3.2	Método da norma COST 345 (COST, 2007)	49
3.3	Inspeção na OAE	50
3.4	Procedimento para a coleta e análise de dados	52
3.5	Caracterização da região	53
4	APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS E DISCUSSÕES	55
4.1	Inspeção visual	55
4.2	Inspeção especial	67
4.2.1	Carbonatação	67
4.3	Esclerometria	72
4.4	Ultrassom	79

4.5	Mapeamento das manifestações patológicas.....	83
4.6	Verificação da super-estrutura.....	85
4.6.1	Cargas Permanentes e Variáveis	86
4.6.2	Coeficiente Majorador das Cargas Móveis	87
4.6.3	Resultados a partir da análise do Software	88
4.7	Classificação da ponte.....	89
4.7.1	Classificação da OAE quanto NBR 9452	90
4.7.2	Classificação da OAE quanto COST 345	91
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	94
6	REFERÊNCIAS.....	96

1 INTRODUÇÃO

As Obras de Arte Especiais (OAE), comumente caracterizadas como pontes e viadutos, são necessárias para o desenvolvimento de um país, especialmente se esse tiver como modal principal o rodoviário. Isso ocorre porque uma ponte tem como principal objetivo estabelecer continuidade a uma via e, assim, promover o fluxo de pessoas, mercadorias, entre outros.

Uma grande quantidade de OAE's no Brasil foram construídas anteriormente a data de 1984, ano que registra a norma brasileira NBR 7188 (ABNT, 1984) relacionada à carga móvel em estruturas como pontes, viadutos, passarelas, etc. (MENDES, 2009 *apud* LIMA e CALIXTO, 2014). Desde a década de 1990, essa norma vem passando por modificações e por alterações tendo como última versão a NBR 7188 (ABNT, 2013). Tais mudanças se devem às diferenças de evolução da frota de veículos presentes naquela época e nos dias atuais, pois houve uma ampliação considerável da frota.

Devida a essa evolução normativa e a necessidade de garantir vistoria e certificação para as estruturas, verifica-se, com o passar dos anos, um aumento nos estudos patológicos a fim de se mapear os motivos causadores para essas manifestações nas OAE's.

Desse modo, é importante destacar que no Brasil existem duas normas quanto a inspeção e certificação em pontes e viadutos de concreto armado e protendido, sendo essas: DNIT 010 (DNIT, 2004) e a NBR 9452 (ABNT, 2019). Tendo em vista a norma mais atual, observou-se que com o avanço da normativa, teve-se melhorias quanto ao procedimento e metodologia de notar os elementos estruturais de pontes e viadutos.

A norma NBR 9452 (ABNT, 2019) segue a mesma metodologia de avaliação de pontes do DNIT, em função de cinco notas. Contudo, a NBR 9452 (ABNT, 2019) considera outros parâmetros que a norma DNIT 010 (DNIT, 2004) não considerava, são esses: parâmetros estruturais, parâmetros funcionais da ponte, parâmetros de durabilidade, relevância do elemento estrutural no sistema e os elementos complementares utilizados em pontes e viadutos.

Nesse contexto, o presente estudo visa analisar as manifestações patológicas existentes em uma ponte de Curitiba – Paraná, situada no bairro Cidade Industrial, e avaliar as condições de segurança para sua utilização, considerando a comparação

entre duas normas, sendo essas a NBR 9452 (ABNT, 2019) e a norma eslovena COST 345 (COST, 2007). Tal análise busca contribuir não só com futuras pesquisas na área de estudo, como também com futuros projetos de engenharia.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho é analisar as manifestações patológicas presentes em uma ponte, por meio das normas NBR 9452 (ABNT, 2019) e a COST 345 (COST, 2007).

1.1.2 Objetivos específicos

Para se alcançar o objetivo geral, estabeleceu-se como objetivos específicos deste trabalho:

- Comparar as aproximações e diferenças na aplicação das normas NBR 9452 (ABNT, 2019) e a COST 345 (COST, 2007).
- Determinar a condição da estrutura por meio de critérios presentes nas normas brasileiras.
- Verificar o aumento sofrido do momento com o avanço da normativa referente à carga móvel.

1.2 Justificativa

Nesse estudo, realizou-se a retomada teórica sobre as possíveis manifestações patológicas presentes em pontes e viadutos. Além disso, retomou-se conceitos, ensaios e manifestações patológicas que podem ocorrer na estrutura de uma ponte.

No terceiro capítulo, apresenta-se a metodologia mobilizada no estudo e os ensaios para saber como se encontra o estado da estrutura. Para tanto, foi utilizado em conjunto normas brasileiras e uma norma eslovena.

Por fim, nas considerações finais, apresentam-se os resultados obtidos com a visita na ponte, a análise simplificada da ponte em um software e, a partir da aplicação das normas em estudo, se a ponte se encontra segura para sua utilização ou se é necessária uma intervenção.

2 REFERENCIAL BIBLIOGRÁFICO

2.1 Conceitos fundamentais

Nesta seção, serão apresentados os conceitos usualmente utilizados ao discorrer sobre manifestações patológicas na construção civil. Esses termos, são: vida útil, desempenho e classe de agressividade ambiental (CAA).

2.1.1 Vida útil

A norma de projetos de estrutura de concreto NBR 6118 (ABNT, 2014) emprega o termo vida útil de projeto para se referir ao período de tempo que a estrutura pode desempenhar sua função, sem intervenções significativas, atendendo ao manual de uso e operação realizados pela construtora ou projetista.

Já a norma de desempenho NBR 15575 (ABNT, 2021) utiliza o termo vida útil para nomear o tempo compreendido entre o início de utilização de uma edificação até o momento em que não se pode mais utilizá-la e que ainda consiga atender os níveis de desempenho. Essa norma complementa que é necessário a manutenção da estrutura e que seja seguido o manual de uso, operação e manutenção.

A partir da análise de normas internacionais, Helene (1997) esclarece que a norma ISO 13823 (ISO, 2008) define vida útil como o período de tempo em que a estrutura pode desempenhar as atividades que foi designada sem nenhuma intervenção.

Nessa perspectiva, Bolina *et al.* (2019), complementam que “para se atender a uma vida útil, é imprescindível que os componentes dos sistemas de uma edificação sejam duráveis” (BOLINA *et al.*, 2019, p. 6). Tendo isso em vista, é possível dizer que vida útil e durabilidade são conceitos que dialogam. Medeiros *et al.*, (2011) sintetizam que vida útil deve ser compreendida como uma maneira geral na qual envolve: o projeto, a execução, os materiais, o uso, operação e a manutenção em função do desempenho, qualidade e sustentabilidade.

Ao se tratar de obras de concreto armado, é mais interessante que seja adotada uma boa solução para aumentar a vida útil. Pois, reduzindo a durabilidade dos materiais tem-se um maior consumo de insumos, aumento da produção de poluentes, gastos energéticos e custos adicionais com reparos, renovação e manutenção das construções (MEDEIROS *et al.*, 2011).

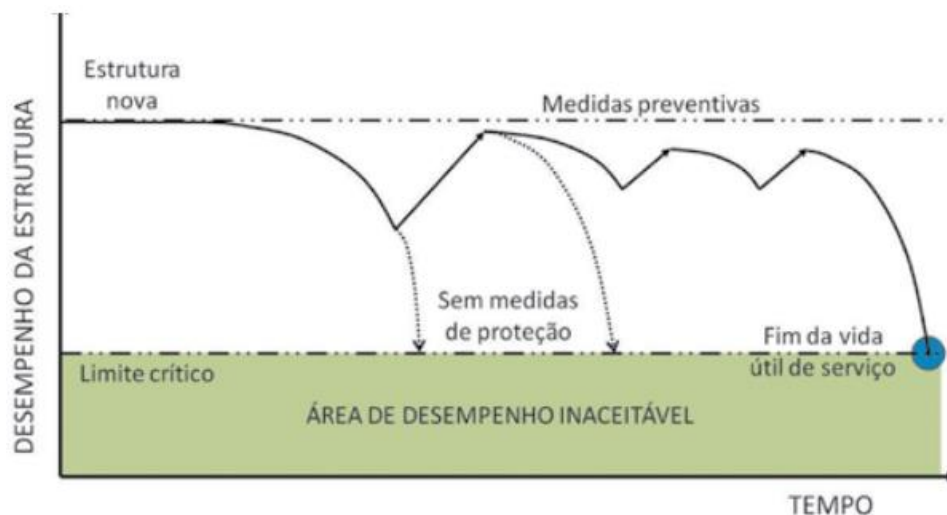
2.1.2 Desempenho

Para Helene (1997), a vida útil está intimamente ligada ao desempenho dos elementos e componentes que resistem às cargas, assim como os demais componentes da obra. Nesse sentido, a norma NBR 6118 (ABNT, 2014) define desempenho em serviço como a capacidade dos elementos estruturais desempenharem suas funções de maneira plena, não devendo haver prejuízos ao longo de sua vida.

Já para a norma de desempenho brasileira NBR 15575 (ABNT, 2021), o desempenho é visto como “comportamento em uso de uma edificação e de seus sistemas”. Porém, para que esse comportamento mantenha sua funcionalidade, é necessário que seja realizado manutenções contínuas.

Nesse âmbito, Medeiros *et al.* (2011) argumentam que toda estrutura possui uma vida útil e dessa maneira merece atenção e manutenção periódica para que consiga desempenhar, de forma satisfatória, as funções para que foi projetada. Na figura 1, pode-se observar a variação do desempenho da estrutura de concreto armado ao longo do tempo.

Figura 1 – Desempenho da estrutura de concreto armado ao longo do tempo.



Fonte: Medeiros *et al.* (2011).

Conforme a figura 1, para que uma estrutura possa continuar a desempenhar as suas funções para a qual foi projetada, é aconselhável que os próprios usuários ou, dependendo da obra, o poder público se certifiquem se a estrutura necessita ou não de medidas preventivas. No momento em que a estrutura apresentar

manifestações patológicas, é necessário que sejam tomadas medidas preventivas, pois as manifestações patológicas aceleram a deterioração e reduzem o desempenho da estrutura.

2.1.3 Classe de agressividade ambiental

Segundo Medeiros *et al.* (2011), a agressividade do ambiente que uma estrutura se encontra, está normalmente relacionado a dois agentes que são: físicos e químicos. Nesse sentido, a agressividade ambiental não está levando em consideração às ações mecânicas, variações volumétricas de origem térmica e outras cargas previstas no dimensionamento da estrutura.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) classifica em 4 classes de agressividade ambiental (CAA) a saber: em fraca, moderada, forte e muito forte, conforme a tabela 1.

Tabela 1 – Classes de agressividade ambiental.

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural Submersa	Insignificante
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha Industrial	Grande
IV	Muito Forte	Industrial Respingos de maré	Elevado

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

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

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

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

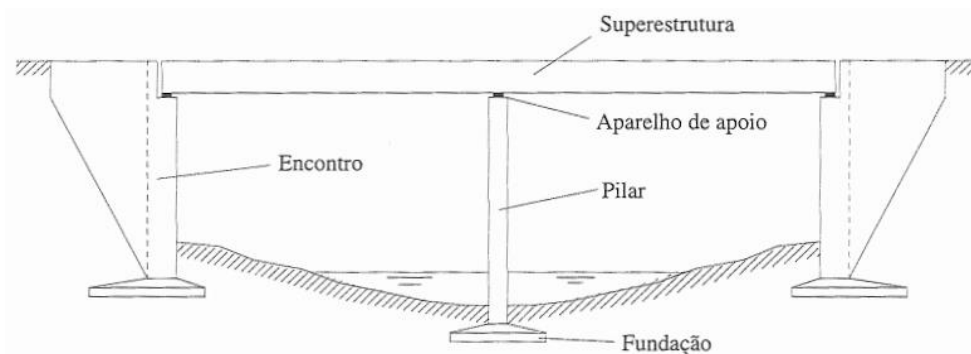
A análise da tabela 1 evidencia que é preciso levar em consideração, para as classes de agressividade ambiental, o ambiente em que a estrutura se encontra. Além disso, está descrito na norma NBR 6118 (ABNT, 2014) que, para ambientes que possuem umidade relativa do ar menor que 65%, é necessário que seja levado em consideração uma classe de agressividade mais branda. Nesse sentido, Helene

(2003) argumenta que, quando realizado o dimensionamento estrutural, é importante levar em conta o micro e macro clima sobre as partes críticas da edificação.

2.2 Obras de arte especiais

Segundo El Debs e Takeya (1995), a subdivisão estrutural das OAE's na literatura nacional pode se dar da seguinte maneira: superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura. Os autores esclarecem que a mesoestrutura diz respeito ao aparelho de apoio, pilar e encontro, já a infraestrutura relaciona-se às fundações. Isso pode ser identificado na figura 2.

Figura 2 – Esquema ilustrativo da composição das pontes.



Fonte: El Debs e Takeya (1995).

Na sequência, serão detalhados esses componentes.

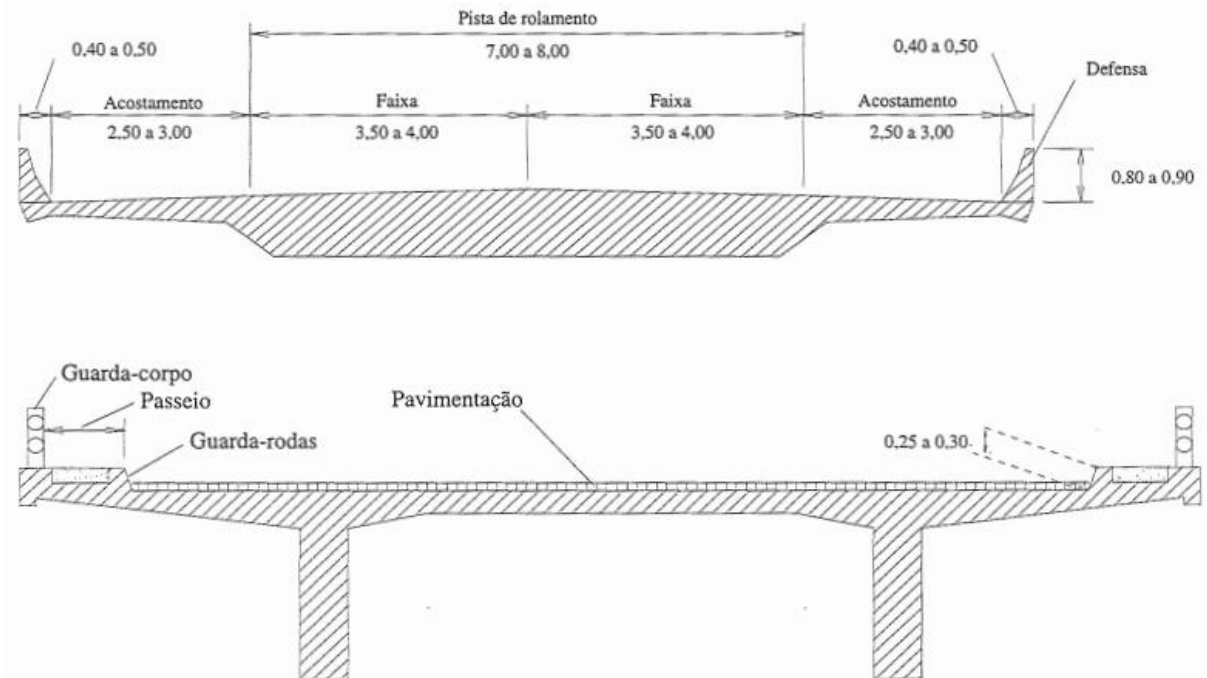
2.2.1 Superestrutura

Para Rocha e Oliveira (2016), a superestrutura de uma ponte apresenta, de maneira geral, longarinas, transversinas e lajes, sendo a laje composta pelo estrado ou tabuleiro. As lajes recebem o tráfego de forma direta e são responsáveis pelo transporte das cargas aos demais elementos.

Além de tudo, El Debs e Takeya (1995) argumentam que, ao se tomar a seção transversal da superestrutura, tais elementos também devem ser inclusos: pista de rolamento, acostamento, defesa, passeio, guarda-rodas e guarda corpo. Além desses elementos, em pontes que visam vencer grandes vãos, é necessário que haja juntas de dilatação com o intuito de acomodar as variações que a estrutura pode apresentar, como temperatura, retração e fluência do concreto e prevenir, desse modo, as fissuras

(VITÓRIO, 2002). Na figura 3, pode-se verificar esses elementos relativos à seção transversal.

Figura 3 - Denominações dos elementos relativos à seção transversal.



Fonte: El Debs e Takeya (1995).

De acordo com El Debs e Takeya (1995), as pontes podem ser classificadas segundo o material adotado na sua superestrutura, por exemplo: madeira, alvenaria, concreto simples, concreto armado, concreto protendido, aço, etc. Vitório (2002) acrescenta que as pontes podem também apresentar classificações quanto ao sistema estrutural adotado, podendo ser estes sistemas: em lajes, vigas, estrado celular, grelha, etc.

2.2.2 Mesoestrutura

Conforme dito anteriormente, a mesoestrutura refere-se dos elementos como pilar, aparelho de apoio e encontro de uma ponte. Porém, sua principal função estrutural é transferir os esforços provenientes da superestrutura para a infraestrutura.

Em primeiro lugar, os pilares em uma ponte estão alocados a cada linha de apoio transversal do tabuleiro, porém, a quantidade a ser adotada para a OAE depende de diversos fatores que são: proporção da obra, distância entre os vãos e o tipo de fundação (VITÓRIO, 2002).

Em segundo lugar, os aparelhos de apoio, estão localizados entre os tabuleiros e os pilares e são responsáveis pela transferência das cargas entre os elementos. Nesse sentido, eles também controlam os movimentos que a estrutura irá possuir (VITÓRIO, 2002).

Além disso, a classificação dos elementos de apoio pode ser fixo, móvel e elastomérico. Sendo que os fixos impedem a translação e permitem a rotação, o que faz com que transmitam esforços verticais e horizontais. Já os móveis permitem movimentos de rotação e translação horizontal o qual transferem para o pilar apenas forças verticais. Por último, os apoios elastoméricos permitem que a estrutura sofra apenas pequenos movimentos horizontais e rotações (VITÓRIO, 2002) como ilustrado na figura 4:

Figura 4 – Aparelhos de apoio nos pilares de uma OAE.



Fonte: Quadros (2013).

Por fim, de acordo com El Debs e Takeya (1995), o encontro em pontes é “o elemento situado nas extremidades da ponte, na transição de ponte com o aterro da via, e que tem a dupla função, de suporte e de arrimo do solo”.

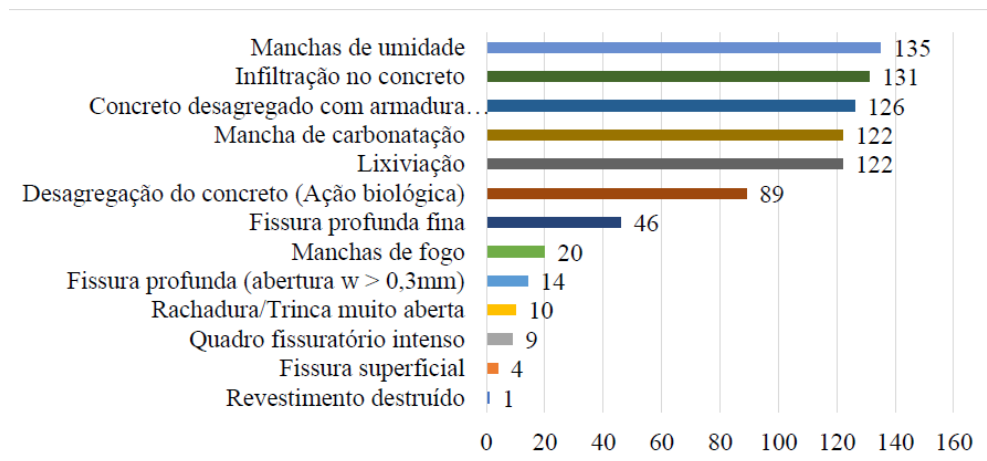
2.2.3 Infraestrutura

A infraestrutura de qualquer obra tem como finalidade distribuir as cargas da edificação para o solo. A maneira de como isso será realizado é por meio das fundações que podem ser de maneira direta ou profunda. Nesse sentido, tratando-se de obras de artes especiais, as fundações diretas são as sapatas e blocos, porém as fundações profundas são tubulões e estacas.

2.3 Manifestações patológicas em obras de arte especiais

As manifestações patológicas são classificadas de forma geral como química, física e biológica. Nessa perspectiva, Da Silva e De Melo (2021) realizaram um estudo sobre as condições patológicas de pontes rodoviárias da Paraíba e, para isso, analisaram 188 pontes do banco de dados das inspeções de OAE's do DNIT. Desse valor total, 144 pontes se encontravam em situação de “obra potencialmente problemática” à “obra crítica”. A partir dos resultados dessa análise, os autores apresentaram as manifestações patológicas mais evidenciadas nessas obras, conforme figura 5:

Figura 5 – Danos observados em pontes que se encontravam em situação de risco.



Fonte: Da Silva e De Melo (2021).

A partir da análise da figura 5, verifica-se que 93,75% das pontes apresentaram manchas de umidade. Isso evidencia que a água produz grande impacto nas obras de arte especiais.

Nesse sentido, nos próximos tópicos, serão discutidas algumas manifestações patológicas normalmente encontradas sobre OAE's e os possíveis ensaios a serem realizados para determinar o grau patológico em que a estrutura se encontra.

2.3.1 Corrosão

Conceitualmente, corrosão se refere a comunicação destrutiva do metal com o ambiente em que está localizado, por conseguinte, ocorre a sua dissolução em íons metálicos através de reações químicas e eletroquímicas. Assim sendo, a corrosão

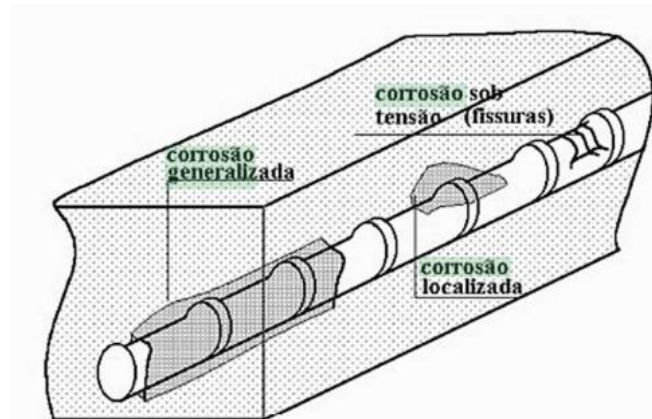
eletroquímica, que é a mais comum de ser encontrada, trata das reações de oxidação (anódica) e de redução (catódica) (BOLINA *et al.*, 2019).

O concreto, além de resistir às cargas mecânicas solicitadas, possui também como função proteger as barras metálicas contra a corrosão, pois a massa de cimento proporciona à armadura uma proteção física e química, assim a proteção física diz respeito a uma barreira de entrada contra agentes agressivos. A proteção química refere-se à elevada alcalinidade do concreto, e isso ocorre devido à produção de hidróxidos durante o processo de hidratação do cimento, como o cálcio e potássio. Essa hidratação da pasta cimentícia provoca uma reação que faz com que a barra esteja em volta de uma camada passivadora (BOLINA *et al.*, 2019).

Nessa situação, os mecanismos de corrosão podem ocorrer por tensão fraturante, por presença de hidrogênio atômico e por pite. A corrosão por tensão fraturante diz respeito aos aços subordinados a altos esforços mecânicos que, quando localizados em um meio agressivo, sofrem fratura. A corrosão pela existência de hidrogênio atômico fragiliza e fratura o aço. Por fim, a corrosão por pite pode ser encontrada de duas maneiras: localizada e generalizada. A primeira diz respeito aos íons agressivos em contato com a umidade e oxigênio. A generalizada, por sua vez, é relativa à redução do pH do concreto a valores inferiores a 9 (DE SOUZA e RIPPER, 1998).

Na figura 6, pode-se observar os tipos de corrosão normalmente encontrados em uma barra de aço dentro do concreto.

Figura 6 – Tipos de corrosão de uma barra de aço imersa em meio concreto.



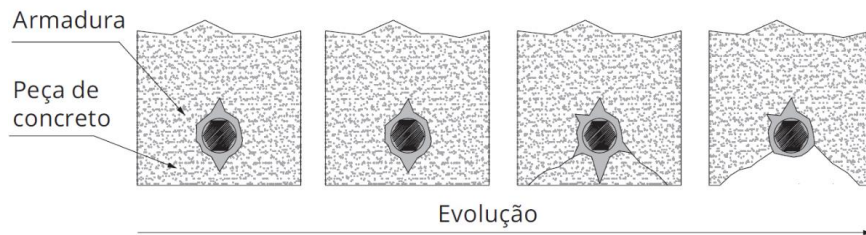
Fonte: De Souza e Ripper (1998).

A corrosão do aço no meio de concreto é dada pelo processo eletroquímico, isto é, originada através da geração de um potencial elétrico, com a companhia de um eletrólito, podendo ser esta a solução aquosa presente no meio do concreto e que se encontra em contato com um condutor metálico, na qual seria a própria barra de aço. Esse contato do meio aquoso com a barra de aço gera uma transformação em cátions ferro (Fe^{++}) em virtude da troca de átomos. Devido a essa permuta de átomos, tem-se uma diferença de potencial (DE SOUZA e RIPPER, 1998).

A corrente gerada devido à diferença de potencial na barra possui sentido do ânodo para o cátodo por meio da água, e do cátodo para o ânodo. Através da combinação entre os cátions Fe^{++} com os ânions $(\text{OH})^-$ tem-se a formação do hidróxido ferroso, com característica amarelada, depositado no ânodo. Porém, ao se tratar do cátodo, tem-se o depósito de hidróxido férrico, o que deixa o aço com uma cor avermelhada. Isso faz com que se tenha a ferrugem (DE SOUZA e RIPPER, 1998).

Na figura 7, tem-se o processo de evolução da expansão e despassivação do aço.

Figura 7 – Diferentes fases do mecanismo de corrosão de armadura.



Fonte: Bolina *et al.* (2019).

Através da figura 7, é possível dizer que a corrosão em armaduras afeta no desprendimento da camada protetora de concreto, acarretando na perda da camada passivadora.

2.3.2 Infiltração e danos causados por umidade

A umidade pode ser um fator determinante para o dimensionamento estrutural de uma edificação, pois pode causar patologias, assim como pode influenciar na quantidade e interconectividade dos poros.

A água representa papel significativo nas anomalias causadas nas edificações, por dois motivos: em primeiro lugar, a água em forma líquida ou de vapor está intimamente envolvida em todas as reações químicas que podem levar a degradação. Em segundo lugar, a água em forma líquida tem uma importante função, que é a de levar um componente químico em direção a outro, proporcionando um encontro físico entre dois elementos, tornando-se o fator de reação química entre eles. (PAZ *et al.*, 2016. p. 36)

O surgimento da umidade em construções pode causar desconforto ao usuário e contribuir para a rápida degradação da estrutura. Normalmente, o frequente aparecimento de manifestações patológicas ocasionadas por umidade é por causa da adoção de características construtivas oriundas da arquitetura moderna (PEREZ, 1985 *apud* DE SOUZA, 2008).

Bertolini (2010) classifica em quatro regiões microclimáticas que o concreto pode ser exposto: condições de concreto seco, condições de total e permanente saturação do concreto, condições de umidade intermediária do concreto e condições em que o concreto sofre ciclo de molhagem e secagem. Desses quatro ambientes, destacam-se os dois últimos pelo motivo de que a armadura se encontra mais susceptível a oxidação.

Em suma, a umidade tem um destaque na propagação de mofo e é uma porta de entrada para o aparecimento de outras manifestações patológicas, como por

exemplo a lixiviação, reação álcali agregado, sulfatos, carbonatação, infiltração, etc. Nessa perspectiva, em pontes é possível destacar o aparecimento de mofos, lixiviação, eflorescência, carbonatação, reação álcali e sulfatos. Na sequência, serão discutidas essas manifestações patológicas.

2.3.2.1 Lixiviação

Segundo De Souza e Ripper (1998), a lixiviação no concreto ocorre devido à reação de águas puras ou com poucas impurezas, pantanosas, subterrâneas ou ácidas com o hidróxido de cálcio presente no cimento Portland endurecido. Além disso, complementam que quanto maior a porosidade, mais intensa será a reação de corrosão no concreto.

Nesse sentido, a reação química apresentada a seguir evidencia o processo de lixiviação no concreto (BOLINA *et al.*, 2019):



É possível observar que a reação com a água e o CO₂, o SO₂ e outros gases ácidos presentes na atmosfera impactam diretamente no concreto. Isso pode causar a dissolução e remoção do óxido cálcico da pasta de Cimento Portland endurecido (LAPA, 2008).

O impacto da lixiviação no concreto é a redução de seu potencial hidrogeniônico (pH), que normalmente se encontra entre 12 e 13. Porém, com a ação da lixiviação sobre o concreto o seu pH pode descer até 8, o que causa a despassivação da armadura (HELENE, 2003 *apud* DE OLIVEIRA *et al.* 2022).

Nesse âmbito, o sintoma que normalmente acontece no concreto é a formação de uma superfície arenosa, compreendida como eflorescência de carbonato que será apresentado na sequência.

2.3.2.1.1 Eflorescência

A estrutura de concreto armado, com a presença de umidade, sofre a infiltração da água no concreto e, quando aflora, deixa depósitos de calcário em sua superfície. Esse produto pode formar uma crosta esbranquiçada que é o resultado da hidrólise do hidróxido de cálcio com o CO₂ presente no ar. Dessa forma, esse

fenômeno é conhecido como eflorescência e pode ser normalmente observado nas estruturas (RIBEIRO, 2018).

Na figura 8, está representado como a eflorescência afeta o concreto.

Figura 8 – Eflorescência sobre pontes de concreto armado.



Fonte: Gomes *et al.* (2017).

A partir do que é apresentado na figura 8 é possível observar como a eflorescência afeta a camada superficial do concreto armado. Isso implica diretamente na estética da estrutura.

2.3.2.2 Carbonatação

Para Bolina *et al.* (2019), a carbonatação é uma manifestação patológica gerada pela reação do CO_2 , presente na atmosfera, dissolvido com a umidade presente nos poros, com o hidróxido de cálcio provindo do cimento Portland hidratado. A reação entre esses dois componentes forma o carbonato de cálcio ($CaCO_3$) e uma molécula de água. Bolina *et al.* (2019) representam tal reação de carbonatação pela equação 2:



A carbonatação pode ser variável conforme os componentes que foram utilizados para a fabricação do concreto, com a classe de agressividade ambiental e com as técnicas construtivas utilizadas durante o processo de execução da obra. Além disso, a relação água/cimento utilizada na produção do concreto é determinante, pois impacta diretamente na quantidade e interconectividade dos poros. Por tudo isso, é difícil prever a profundidade da carbonatação que também tende a ser variável (HELENE, 1986 *apud* DE FARIAS e DA SILVA, 2018).

Desse modo, devido à variabilidade do concreto, a concentração de CO₂ na atmosfera e o nível de fissuração do concreto, a carbonatação pode quebrar o filme óxido que protege a armadura, diminuindo dessa forma o pH do concreto para valores inferiores a 9 e, dessa forma, promover a oxidação da barra de ferro do concreto (DE SOUZA e RIPPER, 2009).

A equação 3 procura prever qual a profundidade de propagação da carbonatação na estrutura (POSSAN, 2010). Para isso, é levado em consideração fatores como umidade relativa do ambiente, índice de CO₂ na atmosfera e resistência característica a compressão do concreto.

$$y = kc \times \left(\frac{20}{fck}\right)^{kfc} \times \left(\frac{t}{20}\right)^{\frac{1}{2}} \times \exp \left[\left(\frac{kad \times ad^{\frac{3}{2}}}{40 + fck} \right) + \left(\frac{kCO_2 \times CO_2^{\frac{1}{2}}}{60 + fck} \right) - \left(\frac{kUR \times (UR - 0,58)^2}{100 + fck} \right) \right] \times kce \quad (3)$$

Onde:

y: Profundidade carbonatada (mm);

kc: Fator em função do tipo do cimento;

fck: Resistência característica a compressão do concreto (Mpa);

t: Idade da estrutura (anos);

kfc: Fator em função do tipo da resistência característica a compressão do concreto;

ad: Teor da adição pozolânica no concreto;

kad: Fator em função às adições pozolânicas;

UR: Umidade relativa (%);

kUR: Fator em função da umidade relativa;

CO₂: Teor de CO₂ na atmosfera (%);

kCO₂: Fator referente ao teor de CO₂;

kce: Fator referente à exposição à chuva.

Para se determinar os coeficientes *kc*, *kfc*, *kad*, *kCO₂*, *kUR* e *kce*, é necessário utilizar as tabelas 2 e 3.

Tabela 2 – Coeficientes das características do concreto e das condições ambientais.

Tipo de Cimento	Característica do concreto			Condições Ambientais	
	Cimento	fc	Adição	CO2	UR
	kc	kfc	kad	kco2	kUR
CPI	19,80	1,70	0,24	18,00	1300
CPII E	22,48	1,50	0,32	15,50	1300
CPII F	21,68	1,50	0,24	18,00	1100
CPII Z	23,66	1,50	0,32	15,50	1300
CPIII	30,50	1,70	0,32	15,50	1300
CPIV	33,27	1,70	0,32	15,50	1000
CPV	19,80	1,70	0,24	18,00	1300
ARI					

Fonte: Possan (2010).

Tabela 3 – Coeficientes das condições de exposição do concreto.

Condições de exposição da estrutura	
Proteção à chuva	kce
Ambiente interno	1,30
Protegido da chuva	
Ambiente externo	1,00
Protegido da chuva	
Ambiente externo	0,65
Desprotegido da chuva	

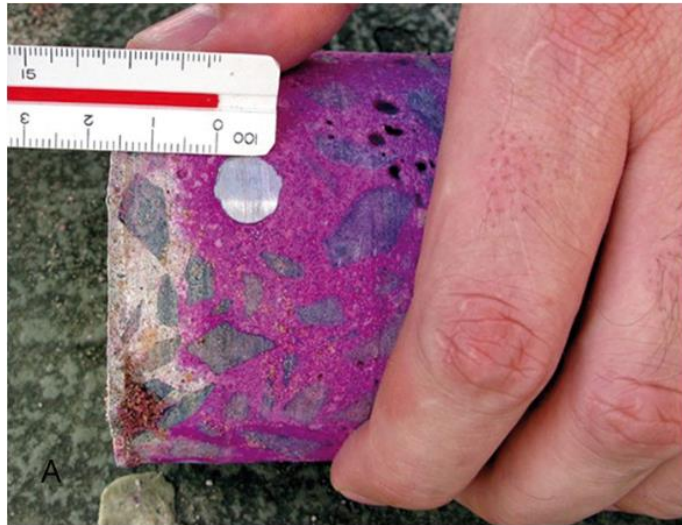
Fonte: Possan (2010).

A equação de Possan (2010) será utilizada mais a frente para determinar a profundidade de carbonatação dos corpos de prova retirado do estudo de caso.

Determinar se um concreto foi carbonatado ou não de forma holística é difícil. Uma estratégia para determinar a profundidade da carbonatação é o borrifamento de fenolftaleína ($C_{20}H_{14}O_4$) sobre o concreto, assim, o concreto, que possuir um pH menor que 8,2, apresentará sua tonalidade original quando borrifado com fenolftaleína. Porém, aquele que tiver um pH entre 8,2 e 9,8 apresentará uma coloração rosa e o que possuir um pH maior que 9,8, a cor será vermelho-carmin, que significa que a camada passivadora de concreto está em estado adequado (BOLINA *et al.*, 2019).

Nessa perspectiva, na figura 9, é possível observar como a fenolftaleína age sobre o concreto.

Figura 9 – Camada de concreto carbonatada.



Fonte: Bolina *et al.* (2019).

Na figura 9, verifica-se que os primeiros 10 mm do cobrimento nominal de um corpo de prova foi carbonatado, enquanto que 6 mm não foram.

2.3.2.3 Reação alcali agregado (RAA)

Antigamente no Brasil, a manifestação patológica conhecida como reação álcali-agregado era considerada um problema apenas para grandes obras, como por exemplo: barragens, viadutos, pontes, etc. Porém, nas últimas décadas essa visão mudou, pois foram encontradas várias edificações com esse problema em comum (GAMINO, 2003 *apud* RIBEIRO, 2018).

Nesse sentido, a reação álcali-agregado é assinalada pela reação química de agregados reativos e hidróxidos alcalinos que podem ser encontrados na pasta de cimento Portland com a presença de umidade. Em consequência, ocorre a formação de um gel higroscópico que, quando em contato com a umidade, aumenta o seu volume e gera fissuras que ocasionam a perda de resistência mecânica do concreto (ISAIA, 2011 *apud* BOLINA *et al.* 2019).

Porém, a velocidade e a magnitude com que irá ocorrer a RAA depende de vários fatores, como o ambiente em que a peça estrutural se encontra, temperatura externa, teor de umidade, natureza e quantidade disponível de agregados reativos e as eventuais restrições físicas (BOLINA *et al.*, 2019).

2.3.2.4 Sulfatos

Os sulfatos, em contato com o concreto armado, reagem de forma deletéria. Essa reação assume uma natureza mais mecânica do que eletroquímica, já que cria cristais de sulfoaluminatos de cálcio e de sulfatos de cálcio, com alta capacidade expansiva. As substâncias no interior do concreto originam tensões internas e, como efeito, pode provocar fissuras e desagregação (RIBEIRO, 2018).

Os sulfatos como sódio, cálcio e magnésio são comumente encontrados em minas, indústrias químicas, solos, águas e processos industriais. Desse modo, os sulfatos mais comuns de serem encontrados são sódio e cálcio. Já o de magnésio são mais raros e mais destrutivos em comparação aos outros dois (LAPA, 2008).

Por tudo isso, é possível afirmar que todos os sulfatos são danosos e reagem com o hidróxido de cálcio e aluminato tri-cálcico presente na pasta de cimento hidratado. Como resultado, formam-se etringita e gesso, causando uma expansão da pasta cimentícia e desintegrando-a (LAPA, 2008).

2.3.3 Manchas de fogo

Uma edificação de concreto é constituída por três fases quando se encontra em situação de incêndio: inicial, intermediária e final. Em primeiro lugar, a fase inicial é caracteriza pela elevação gradual da temperatura, apresentando temperatura maior que 300°C, e o efeito sobre a resistência mecânica no concreto é significativa (ROSSO, 1975 *apud* MORALES *et al.* 2011).

A transição da fase inicial para a intermediária pode ser chamada de combustão viva e pode ocorrer uma alta elevação da temperatura o que pode trazer danos irreversíveis. Dessa forma, a fase intermediária é marcada por trazer grandes danos a estrutura. A etapa final é definida pela redução e extinção do fogo. A forma de resfriamento é fundamental, se realizado de forma brusca terá um grande impacto na resistência mecânica e, se realizado de forma lenta, é possível que haja a recuperação de até 90% da resistência inicial (ROSSO, 1975 *apud* MORALES *et al.* 2011).

Dessa forma, as transformações sofridas pelo concreto quando submetido a altas temperaturas estão representadas na tabela 4:

Tabela 4 – Transformações sofrida pelo aquecimento do concreto.

Temperatura (°C)	Transformação
20 a 80	Processo de hidratação acelerado, tendo perda lenta de água capilar e redução das forças de coesão
100	Aumento acentuado na permeabilidade da água
80 a 200	Aumento na taxa de perda da água por capilaridade e desidratação da água não evaporável
80 a 850	Perda da água quimicamente combinada do gel de cimento
150	Primeiro pico de decomposição do CSH
300	Ponto de aumento considerável da porosidade e de microfissuras
350	Fragmentação de alguns agregados de rio
374	Ponto crítico da água, liberação das águas livres
400 a 600	Dissociação do Ca(OH) ₂ em CaO e água
573	Transformação dos agregados (quartzo e areias) da forma α para β
550 a 660	Aumento dos efeitos térmicos
700	Descarbonatação do agregado calcário (CaCO ₃) em CaO e CO ₂
720	Segundo pico de decomposição do CSH e formação de β -C ₂ -S e β -CS
800	Substituição da estrutura hidráulica por uma cerâmica – modificação das ligações químicas
1.06	Início da fusão de alguns constituintes

Fonte: Ribeiro (2018) (Adaptado).

Morales *et al.* (2011), afirmam que quanto maior for o teor de umidade no concreto, conseqüentemente maior será a sua perda de resistência, pois, com a evaporação da água que se encontra no interior da massa, a resistência à tração do concreto não é suficiente para estabilizar as solicitações de pressão de vapor da água. Nessa perspectiva, originam-se trincas e explosões.

Logo, ao saber que o concreto perde sua capacidade estrutural a altas temperaturas, é possível determinar a relação de redução de resistência, pela seguinte equação (COSTA, 2008 *apud* RIBEIRO, 2018):

$$f_{ck,\theta} = K_{c,\theta} \times f_{ck} \quad (4)$$

Onde:

f_{ck} : Resistência característica do concreto;

$K_{c,\theta}$: Coeficiente de redução de resistência do concreto à compressão em relação a temperatura, θ .

$f_{ck,\theta}$: Resistência característica a compressão do concreto à temperatura elevada, θ .

Semelhante ao concreto, o aço apresenta o mesmo comportamento e pode perder resistência com altas temperaturas (RIBEIRO, 2018):

$$f_{yk,\theta} = K_{s,\theta} \times f_{yk20^{\circ}\text{C}} \quad (5)$$

$f_{yk20^{\circ}\text{C}}$: Resistência característica do aço;

$K_{s,\theta}$: Coeficiente de redução de resistência do aço à compressão em relação a temperatura, θ .

$f_{yk,\theta}$: Resistência característica a compressão do aço à temperatura elevada, θ .

Mesmo o concreto apresentando uma baixa condutividade térmica (entre 0,54 e 1,80 W/mK), é possível dizer através do estudo realizado que o mesmo sofre um grande impacto ao ser exposto a altas temperaturas.

2.3.4 Desagregação do concreto por ação biológica

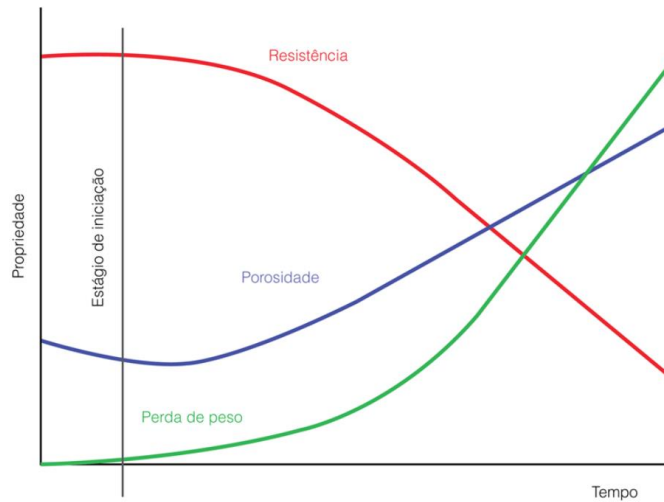
Mascarenhas *et al.* (2019) afirmam que o concreto é caracterizado por ser um composto bioreceptivo, pois o material apresenta rugosidade, porosidade, umidade e composição química que, quando em contato com as condições externas, pode sofrer biodeterioração.

O crescimento das raízes em locais porosos do concreto ou até mesmo em suas fendas pode causar forças expansivas que são responsáveis pela desagregação do concreto. Consequentemente, isso pode afetar a resistência mecânica da estrutura e contribuir para a entrada de agentes agressivos para o seu interior (AGUIAR, 2006 *apud* MASCARENHAS *et al.* 2019).

Na figura 10, pode-se verificar as mudanças das propriedades sofridas no concreto através dos agentes biodegradantes:

:

Figura 10 - Mudança das propriedades em função de agentes biodegradantes.



Fonte: Allsop, Seal, Gaylarde, 2004 *apud* Ribeiro (2018).

Nesse sentido, tendo em vista a figura 10, é possível afirmar que com a presença de agente biodegradantes, tem-se um aumento da porosidade do concreto e isso acaba sendo uma porta de entrada para outras manifestações patológicas.

A desagregação do concreto por ação biológica é quando o concreto apresenta microorganismos vegetais sobre sua estrutura. Nessa perspectiva, é possível afirmar que é uma manifestação patológica comumente encontrada em pontes pelo fato de essa estrutura sempre estar em contato com agentes intempéricos.

2.3.5 Trincas e Fissuras

Segundo De Souza e Ripper (1998), uma das manifestações mais comuns em estruturas de concreto são as fissuras que, por serem algo facilmente visível e chamativo, acabam despertando a atenção dos leigos e levando à conclusão de que há algo errado na estrutura.

A trinca é entendida como uma fratura linear que ocorre no concreto. Além disso, as trincas desenvolvem-se ao longo da peça de concreto de forma parcial ou completa. Nessa perspectiva, entende-se fissuras como aberturas menores (LAPA, 2008).

Para que seja possível diferenciar trincas e fissuras, a NBR 13755 (ABNT, 2017) define fissuras como aberturas que apresentam um espaçamento de até 0,6 mm, enquanto trincas possuem uma abertura maior que 0,6 mm. Já na norma NBR 9575 (ABNT, 2003), que diz respeito de projeto de impermeabilização, afirma que

fissuras apresentam uma abertura inferior a 0,5 mm, enquanto que as trincas estão entre 0,5 e 2 mm. Embora haja diferença entre as normas citadas, é possível entender que as trincas são caracterizadas por serem aberturas maiores do que as fissuras.

Além dessas duas normas, a NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece fissuras máximas que a estrutura pode apresentar em função de cada classe de agressividade ambiental, conforme detalhado na tabela 5:

Tabela 5 – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração em função com a classe de agressividade ambiental.

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	-
Concreto armado	CAA I	$ELS-W_{wk} \leq 0,4 \text{ mm}$	Combinação freqüente
	CAA II e CAA III	$ELS-W_{wk} \leq 0,3 \text{ mm}$	
	CAA IV	$ELS-W_{wk} \leq 0,2 \text{ mm}$	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	$ELS-W_{wk} \leq 0,2 \text{ mm}$	Combinação freqüente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	Combinação freqüente
		ELS-F	
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	ELS-D ⁽¹⁾	Combinação quase permanente
		Verificar as duas condições abaixo	Combinação rara
		ELS-F	
		ELS-D ⁽¹⁾	Combinação freqüente

⁽¹⁾A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 25 \text{ mm}$ (figura 3.1)

NOTAS

1) As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 3.2.

2) Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens.

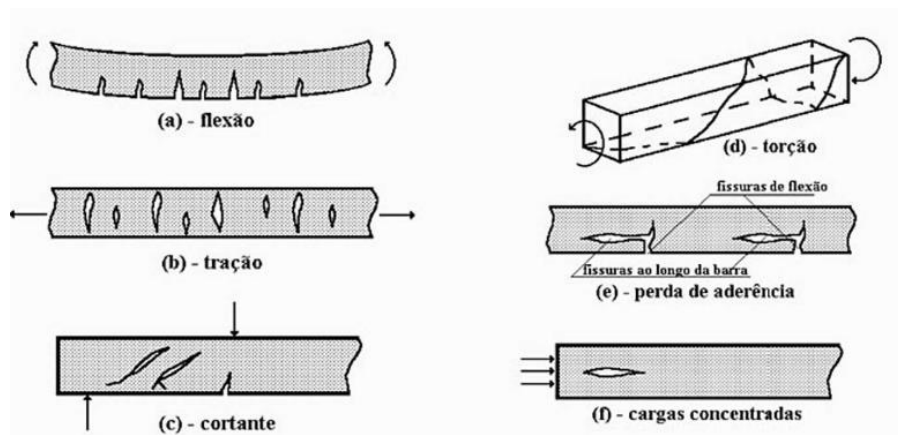
Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

De Souza e Ripper (1998) afirmam que é possível mapear as fissuras em uma estrutura e, dessa forma, determinar as causas de sua origem. Além disso, os pesquisadores apresentam alguns agentes causadores e discorrem sobre as configurações que as fissuras podem exibir. De Souza e Ripper (1998) apresentaram os fatores que são causadores de fissuras a saber:

a) Esforços excessivos na estrutura

Ao se tratar da deficiência de projetos, é comum pensar na atuação de sobrecargas nas estruturas, o que como resultado, pode ocasionar um quadro de fissuração em pilares, vigas, lajes e paredes. Assim sendo, a consideração dessas sobrecargas pode ter sido realizada na fase de projeto, o que de modo consequente, a formação das fissurações anteriormente falado, podem ser originadas no processo de obra ou foi considerado uma solicitação de sobrecarga inferior da que realmente deveria ter sido prevista (THOMAZ, 2020).

Figura 11 – Configurações de formação das fissuras em função do tipo de solicitação.



Fonte: De Souza e Ripper (1998).

É possível verificar, a partir da análise da figura 11, que cada tipo de solicitação de sobrecarga apresenta um quadro de fissuração. Nesse sentido, através da análise da figura, destaca-se que a torção apresenta fissuras em todas as faces da peça de concreto armado, por esse motivo, deve ser evitada. Nessa linha, Thomaz (2020) assume como sobrecarga uma carga externa, prevista ou não em projeto, que é capaz de formar fissuras em um componente que possa apresentar função estrutural ou não.

b) Deficiência de execução

Ao se falar de fissuras por deficiências acontecidas no processo executivo, é comum pensar que seja por causa da incompetência do profissional que acompanha a obra. Porém, normalmente a origem dessas fissuras pode ser através de uma deficiência no projeto. Nesse sentido, se tiver a ausência de uma armadura, por exemplo, não é difícil de saber se o quadro de fissuração devida à falta dessa armadura foi gerado na concepção ou na fase de obra (DE SOUZA e RIPPER, 1998).

c) Retração do concreto

No processo de exsudação do concreto armado, mais conhecido como cura, ocorre a evaporação da água e conseqüentemente a contração e retração plástica da massa o que seria um fator determinante para a formação de fissuras.

A retração que ocorre no concreto armado é considerada um movimento natural, que pode ser contrariado por limitações internas que seriam no caso as barras de armadura e externas que são as vinculações e outras peças estruturas. Nesse sentido, há a necessidade de consideração desses movimentos, pois, irá prevenir um quadro de fissuração das peças esbeltas que se encontram na edificação assim como a evolução dessas fissuras para as trincas (DE SOUZA e RIPPER, 1998).

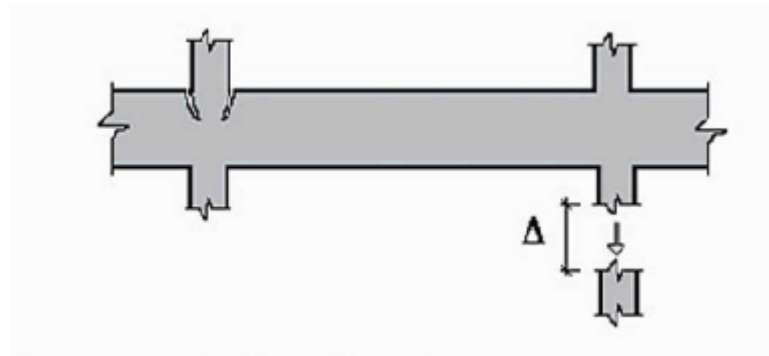
Sabe-se que, para que seja possível a ocorrência da reação química completa entre a água e o Cimento Portland, é necessário que haja 22% a 32% de água em relação a massa de cimento. Nesse sentido, para que haja a formação do gel, é necessária uma quantidade a mais de água, que seria em torno de 15% a 25%. Desse modo, para que ocorra a hidratação completa da pasta de cimento, é necessária uma relação água/cimento de cerca de 0,40 (HELENE, 1992 *apud* THOMAZ, 2020).

d) Recalques de fundação

Um dos maiores desafios da mecânica dos solos é prever o quanto que uma estrutura irá recalcar. Porém, com o avanço da tecnologia e estudos sobre a caracterização do solo, esse desafio está tendendo a diminuir. Contudo, mesmo com todo o conhecimento acumulado atualmente, ainda é possível encontrar edifícios que apresentam recalques e fissuras em sua estrutura.

Nesse âmbito, ao se tratar de fissuras e trincas, as edificações que possuem uma parte mais carregada e outra menos carregada, porém apresentarem o mesmo sistema de fundação induz à recalques diferenciais entre as duas partes. Conseqüentemente, isso faz com que se tenha o surgimento de fissuras verticais entre elas e pode também apresentar fissuras inclinadas na parte do corpo menos carregado (THOMAZ, 2020). Na Figura 12, esse fenômeno é representado:

Figura 12 – Fissuração devido ao recalque diferencial nos apoios.



Fonte: De Souza e Ripper (1998).

Segundo De Souza e Ripper (1998), a fissuração causada devido à falha de um dos apoios de uma estrutura pode ser em função de diversos agentes, normalmente se destacam a magnitude do recalque e se a edificação é apta para assimilá-lo. Contudo, as fissuras e trincas não estarão apenas presentes na estrutura da construção, mas também, em suas alvenarias e nos caixilhos.

e) Variação térmica

Em geral, as movimentações térmicas que um material pode sofrer estão relacionadas às suas propriedades físicas e à intensidade da variação da temperatura que o ambiente pode estar sujeito. Nesse sentido, a magnitude com que as tensões podem ser desenvolvidas devido à dilatação térmica está em função não só da intensidade de como as movimentações irão ocorrer, como também do grau de restrição imposto pelos vínculos a essa movimentação e das propriedades elásticas que o material apresenta (THOMAZ, 2020).

Normalmente as fissuras podem ser ocasionadas na cobertura. Pois, as peças que se encontram na horizontal são expostas a um gradiente térmico maior do que as peças verticais, o que induz a movimentos diferenciais entre as peças e o surgimento de fissuras (DE SOUZA e RIPPER, 1998).

Desse modo, é possível dizer que as fissuras e trincas ocasionadas por movimentações térmicas são normalmente ocasionadas pelas movimentações térmicas diferenciadas entre as peças expostas a regiões com temperaturas diferentes.

2.3.6 Ensaaios não destrutivos

Tendo em vista que o concreto pode ser um material muito variável e, por isso, durante o processo de investigação pode causar diversos erros de interpretação ao se realizar uma análise patológica. Recentemente se tornou comum a avaliação de estruturas existentes por meio de ensaios não destrutivos. Nessa perspectiva, ao se avaliar uma estrutura danificada, é necessário que sejam seguidos os seguintes procedimentos (HEDLUND, 2020):

- a. Inspeção visual: É de suma importância que seja realizada a inspeção visual na estrutura, pois tem como finalidade identificar os defeitos para, então, tomar uma decisão quanto à sua severidade;
- b. É preciso, explicar os fenômenos observados durante a inspeção visual para um melhor entendimento quanto à condição da estrutura atual;
- c. É necessário que seja realizada a avaliação de confiabilidade que a estrutura possui. Se a análise quanto à confiabilidade for positiva, a avaliação pode ser satisfatória e nenhuma ação adicional deve ocorrer;
- d. Caso a confiabilidade não seja satisfatória, é necessário que sejam coletadas informações adicionais para que seja possível chegar à decisão final. Isso pode ser realizado através de modelos estruturais, inspeções e medições adicionais;
- e. Se a confiabilidade da estrutura ainda não for o suficiente, é necessário que a obra seja demolida ou reparada.

Visto isso, foram desenvolvidos ao longo dos anos diversos métodos para a realização de ensaios não destrutivos sobre o concreto, com o intuito de auxiliar o profissional a chegar a resultados mais precisos. A seguir, serão explicados os métodos utilizados na realização do estudo patológico da ponte nesta pesquisa.

2.3.6.1 Ultrassom

O ultrassom é um método em que são enviadas ondas sonoras de alta frequência através de uma sonda para a estrutura de concreto que está sendo examinada. Por meio dos testes ultrassônicos, é possível identificar e mapear falhas no material e, se o detector de defeitos estiver calibrado, a profundidade da descontinuidade e a espessura da falha pode ser determinada com precisão. Esse equipamento possibilita realizar a determinação por intermédio da diferença de tempo

do som que viaja da sonda até a descontinuidade (SMITH, R.A., 2015 *apud* HEDLUND, 2020). Na tabela 6, pode-se observar as relações da qualidade do concreto com a velocidade do pulso:

Tabela 6 – Classificação da qualidade do concreto pela velocidade de pulso do ultrassom.

Velocidade do pulso do ultrassom (m/s)	Qualidade do concreto
>4500	Excelente
3500 - 4500	Bom
3000 - 3500	Regular
2000 - 3000	Pobre
<2000	Muito Pobre

Fonte: Whitehurst (1996).

É preciso observar, contudo, que esse método possui algumas desvantagens, pois demanda um profissional qualificado e capacitado para a utilização do equipamento, além disso a superfície em que o teste será realizado precisa estar em boas condições.

Figura 13 – Ultrassom Pundit 200 – Proceq.



Fonte: Screening eagle.

Para o presente estudo, foi utilizado o ultrassom Pundit 200 da marca “Proceq”. O equipamento foi utilizado a fim de determinar a qualidade do concreto na OAE.

2.3.6.2 Esclerômetro

É um ensaio não destrutivo que fornece o índice de dureza superficial do concreto, além disso consiste em uma barra guia controlada por uma mola que desliza sobre um embolo de impacto. Quando o êmbolo é pressionado contra a superfície do concreto, uma mola de compressão é ricocheteada com uma energia constante e essa energia de rebote é medida em uma escala graduada. Existem muitos recursos e configurações que podem ser alterados e, desse modo, esse ensaio requer certo conhecimento, embora seja uma ferramenta rápida e fácil de usar (REHMAN *et al.*, 2016 *apud* HEDLUND, 2020)

Figura 14 – Esclerômetro Original Schmidt N/L – Proceq.



Fonte: Proceq (2002).

Para a realização do ensaio esclerométrico, foi utilizado o equipamento Original Schmidt da marca “Proceq”, conforme a figura 14.

2.3.6.3 Pacômetro

A pacometria segue o princípio de correntes eletromagnéticas que possibilita a identificação da localização das armaduras presente no concreto armado. Além disso, é possível estimar o diâmetro e a espessura de cobertura do concreto (DE SOUZA e DE MEDEIROS, 2017). Além disso, para que o pacômetro realize as leituras dos dados, é necessário que haja uma interação entre uma frequência baixa de um campo eletromagnético (desenvolvida pelo equipamento e armadura) (SANTOS, 2008 *apud* DE SOUZA e DE MEDEIROS, 2017). Nesse intuito, o equipamento se baseia na geração da corrente de Foucault.

Figura 15 – Profometer 5+ - Proceq.



Fonte: Proceq (2007).

Para o presente trabalho foi utilizado o equipamento Profometer 5+ da marca Proceq para determinar a localização e o cobrimento das armaduras, conforme figura 15.

No próximo capítulo, será abordada a metodologia utilizada para classificar a ponte, os métodos de inspeção utilizados para a OAE e a caracterização da região em que a ponte se encontra.

3 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

No Brasil, existem dois métodos de inspeção de pontes que são o DNIT 010 (DNIT, 2004) e NBR 9452 (ABNT, 2019). Diante disso, para o presente estudo, utilizou-se o método mais atual utilizado no Brasil que diz respeito a NBR 9452 (ABNT, 2019) para, na sequência, comparar com a norma Eslovênia COST 345 (COST, 2007), a fim de verificar qual o estado da ponte estudada.

A seguir será apresentado como foi realizado o estudo da caracterização das manifestações patológicas de uma ponte localizada na rua Desembargador Cid Campêlo sobre o rio Barigui, localizada na cidade de Curitiba-PR e também a caracterização da região.

3.1 Método da NBR 9452 (ABNT, 2019)

A NBR 9452 (ABNT, 2019) estabelece cinco (5) notas para a condição de uma OAE que estão relacionadas aos parâmetros estrutural, funcional e durabilidade. Essas notas relacionam-se às condições excelente, boa, regular, ruim e crítica. Nesse sentido, o quadro 1 com base na NBR 9452 (ABNT, 2019) apresenta o detalhamento de como se dá essa classificação.

Quadro 1 – Classificação da condição da OAE.

(continua)

Nota de classificação	Condição	Caracterização estrutural	Caracterização funcional	Caracterização de durabilidade
5	Excelente	A estrutura apresenta-se em condições satisfatórias, apresentando defeitos irrelevantes e isolados	A OAE apresenta segurança e conforto aos usuários.	A OAE apresenta-se em perfeitas condições, devendo ser prevista manutenção de rotina.
4	Boa	A estrutura apresenta danos pequenos e em áreas, sem comprometer a segurança estrutural	A OAE apresenta pequenos danos que não chegam a causar desconforto ou insegurança ao usuário.	A OAE apresenta pequenas e poucas anomalias, que comprometem sua vida útil, em região de baixa agressividade ambiental

Quadro 1- Classificação da condição da OAE.**(conclusão)**

3	Regular	Há danos que podem vir a gerar alguma deficiência estrutural, mas não há sinais de comprometimento de estabilidade da obra. Recomenda-se acompanhamento dos problemas. Intervenções podem ser necessárias a médio prazo.	A OAE apresenta desconforto ao usuário, com defeitos que requerem ações de médio prazo.	A OAE apresenta pequenas e poucas anomalias, que comprometem sua vida útil, em região de moderada a alta agressividade ambiental ou a OAE apresenta moderada e muitas anomalias, que comprometem sua vida útil, em região de baixa agressividade ambiental.
2	Ruim	Há danos que comprometem a segurança estrutural da OAE, sem risco iminente. Sua evolução pode levar ao colapso estrutural. A OAE necessita de intervenções significativas a curto prazo	OAE com funcionalidade visivelmente comprometida, com riscos de segurança ao usuário, requerendo intervenções de curto prazo.	A OAE apresenta anomalias moderadas a abundantes, que comprometam sua vida útil, em região de alta agressividade ambiental.
1	Crítica	Há danos que geral grave insuficiência estrutural na OAE. Há elementos estruturais em estado crítico, com risco tangível de colapso estrutural. A OAE necessita intervenção imediata, podendo ser necessária restrição de carga, interdição total ou parcial ao tráfego, escoramento provisório e associada instrumentação, ou não.	A OAE não apresenta condições funcionais de utilização	A OAE encontra-se em elevado grau de deterioração, apontando problema já de risco estrutural e/ou funcional

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

Além disso, a norma estabelece um modelo de tabela para a classificação das partes da OAE. Na qual, apresenta os parâmetros estruturais, funcionais e de durabilidade que são subdivididos pelos componentes estruturais de uma ponte: superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura. Conforme a nota é dada para cada

parte da estrutura, a nota final é a menor nota atribuída ao parâmetro analisado. O quadro 2 é o modelo de ficha disponibilizado pela norma NBR 9452 (ABNT, 2019):

Quadro 2 – Modelo de ficha de classificação da OAE.

Parâmetro	Superestutura	Mesoestrutura	Infraestrutura	Elementos complementares		Pista	Nota Final
				Estrutura	Encontro		
Estrutural							
Funcional		NA	NA				
Durabilidade							

Fonte: NBR 9452 (ABNT, 2019).

A OAE, nessa perspectiva, fica classificada com três notas finais. Além disso, a norma considera três tipos de elementos em uma ponte, principal, secundário e complementar. Esses elementos dizem respeito ao tipo de colapso e a severidade que esse pode apresentar para a estrutura no todo. Nesse sentido, os componentes principais que apresentarem danos podem causar o desfalecimento total ou parcial da estrutura, os secundários causam apenas o colapso localizado e os complementares se apresentarem algum patógeno, não geram comprometimento estrutural.

Para facilitar a visualização, a tabela 7 diz respeito à caracterização dos elementos:

Tabela 7 – Caracterização dos elementos estruturais segundo a relevância no sistema industrial.

Elemento		Sistema estrutural					
		Duas vigas	Grelha	Caixão	Laje	Galeria	
Superestrutura	Viga	Longarina	P	P	-	-	-
		Transversina	S	S	S	S	S
		Laje	S	S	P	P	P
Mesoestrutura		Travessas	P	P	P	P	-
		Pilares	P	P	P	P	-
		Aparelho de apoio	P	P	P	P	-
Encontros		Cortina	S	S	S	S	-
		Laje de transição	S	S	S	S	S
		Muros de ala	S	S	S	S	S
Infraestrutura		Blocos	P	P	P	P	P
		Sapatas	P	P	P	P	P
		Escadas, tubulões	P	P	P	P	P
Complementares		Barreira rígida	C	C	C	C	C
		Guarda-corpo	C	C	C	C	C

Fonte: NBR 9452 (ABNT, 2019).

A norma estabelece as notas conforme o quadro 1 para as manifestações patológicas encontradas seguindo a relevância do elemento estrutural.

3.2 Método da norma COST 345 (COST, 2007)

A norma eslovena COST 345 (COST, 2007) abrange os procedimentos necessários, de forma geral, para a inspeção, avaliação e recuperação de estruturas rodoviárias. Nesse sentido, a metodologia adotada pela normativa são os métodos físicos, como exame visual e ensaios, métodos de análise qualitativo e quantitativo, assim como práticas de construção para manutenção e reforma.

Nessa perspectiva, a norma eslovena adota a somatória das notas de cada defeito encontrado durante a vistoria. Assim sendo, a classificação de condição (R) de uma ponte é realizada através da seguinte função:

$$R = \sum VD = \sum B_i \cdot K_{1i} \cdot K_{2i} \cdot K_{3i} \cdot K_{4i} \quad (6)$$

Esses parâmetros, dizem respeito:

VD : Valor de classificação para o tipo de dano;

B_i : O valor deste fator diz respeito ao efeito potencial de um determinado tipo de dano (i) sobre a segurança e/ou durabilidade do elemento estrutural afetado. Os valores de B_i tendem a variar entre 1 a 4;

K_{1i} : Este fator tende a variar entre 0 a 1 e visa descrever a extensão do dano sobre a estrutura. É comumente empregado uma classificação como A, B ou C. No qual, para A até 30% da peça foi afetada, para B entre 30 e 60%, e para C mais de 60%. Desse modo, o valor do fator é atribuído a um ou mais componentes da ponte ou a toda a ponte;

K_{2i} : Este fator varia de 0 a 1 e reflete a intensidade do dano. Porém, em campo, a intensidade do dano pode ser classificada em quatro níveis: I - leve, II - médio, III - grave, IV - muito grave;

K_{3i} : Define a importância do componente estrutural para a segurança de toda a estrutura. Os valores de K_{3i} variam de 0 a 1.

K_{4i} : Reflete a urgência de intervenção sobre a estrutura: os valores devem variar entre 0 e 10.

Com o resultado obtido através da equação 6, utiliza-se a tabela 8:

Tabela 8 – Sistema de classificação utilizado na Eslovênia.

Classe	Descrição	R
1	Crítica	>20
2	Ruim	14-22
3	Satisfatório	8-17
4	Boa	3-12
5	Muito boa	0-5

Fonte: COST 345 (2007).

Nessa lógica, é possível então dizer como a estrutura se encontra no âmbito geral.

3.3 Inspeção na OAE

Alguns dados foram coletados através da inspeção na ponte, são esses: comprimento e dimensões dos vãos, elementos da ponte e seção transversal. Além disso, através do contato com a prefeitura de Curitiba, pode-se coletar as informações como especificação do concreto utilizado e idade da estrutura.

Nessa perspectiva, durante a inspeção pode-se observar que a ponte apresentava em sua superestrutura 2 vigas longarinas e 6 vigas transversinas e também possuía uma seção transversal em tipo viga T.

Ademais, com o auxílio de uma trena laser, foi possível medir a distância entre as longarinas, valor esse de 6 metros. O comprimento total da ponte é de 39 metros. Sua mesoestrutura é composta por 4 pilares, de seção circular e de diâmetro igual

120 centímetros, distribuídos em 2 linhas. As vigas longarinas possuíam uma dimensão de 1,3 x 2,15 metros e as transversinas de 1,30 x 1,95 metros. A figura 16 oferece uma vista frontal da ponte.

Figura 16 - Vista frontal da OAE.



Fonte: Google Maps (2022).

O tabuleiro da ponte é compreendido com 2 pistas que possuem largura de 3,55 metros. As calçadas possuem uma largura de 6,4 metros e 0,95 metros. Sendo que nas extremidades da ponte, estão situados os guarda-corpos. Os aparelhos de apoio utilizados na OAE eram de neoprene. Na figura 17, é possível ter uma perspectiva quanto à vista lateral da ponte.

Figura 17 – Vista lateral da OAE estudada.



Fonte: Autoria Própria (2022).

Através do contato com a Prefeitura Municipal de Curitiba, pode-se determinar o ano do projeto, que data de 1970 e a resistência característica do concreto como 30 MPa assim como o provável Cimento Portland utilizado CPI.

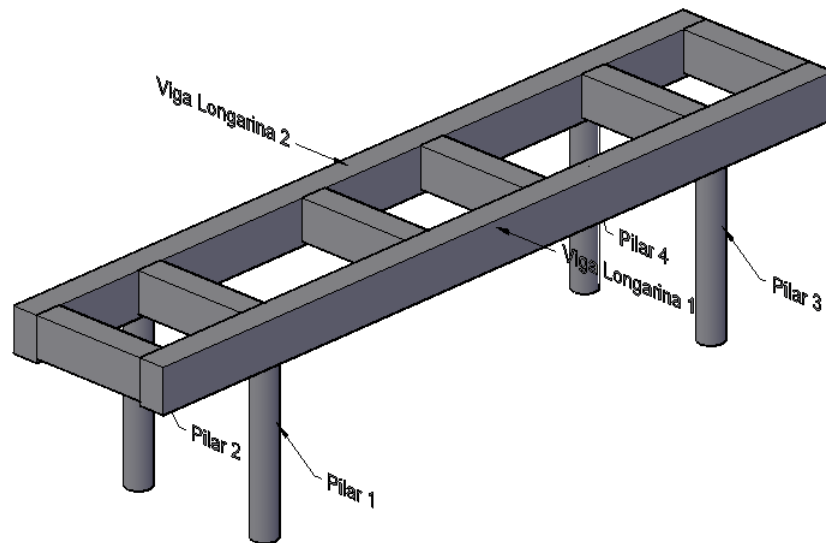
Através da inspeção da ponte, verificou-se que não seria possível realizar a inspeção especial para as transversinas, pois, como o terreno apresenta um aspecto inclinado e a ponte visa vencer o vão do rio, não é possível realizar a coleta dos dados desse elemento estrutural.

3.4 Procedimento para a coleta e análise de dados

O método utilizado para realizar a avaliação patológica da obra de arte especial foi dividido em três etapas. À vista disso, as etapas realizadas durante o período da visita, foram: inspeção visual, inspeção especial e a etapa de caracterização dos dados obtidos.

Inicialmente, a inspeção visual consistiu no levantamento das manifestações patológicas presentes na ponte. Para isso, foi adotado uma nomenclatura para os elementos estruturais como pilar 1 (P1), pilar 2 (P2), pilar 3 (P3), pilar 4 (P4), viga longarina 1, viga longarina 2 e laje central, esquerda e direita. Além disso, foi realizado um levantamento fotográfico para que fosse possível ter um melhor reconhecimento e poder analisar as condições da ponte, ainda também foi traçado um plano de ação para que fosse possível definir como seria realizada a inspeção especial. A figura 18 é uma representação esquemática para a nomenclatura utilizada durante o processo de inspeção visual.

Figura 18 – Representação esquemática da nomenclatura para a ponte.



Fonte: Autoria própria (2022).

Na sequência, para a inspeção especial, foi efetuado um mapeamento gráfico e quantitativo de todos os elementos aparentes na OAE e também foram utilizados equipamentos de ensaios não destrutivos para a caracterização de certos parâmetros da ponte, são estes: esclerômetro, fenolftaleína para verificar o pH do concreto, pacômetro, escalímetro para checagem da espessura de concreto carbonatada e o ultrassom. Para tanto, utilizou-se um modelo adaptado de ficha de inspeção especial disponibilizado pela norma NBR 9452 (ABNT,2019) que se encontra preenchido com os dados observados durante a inspeção, em Anexo 1 desse trabalho.

Para saber a profundidade carbonatada da ponte, foram retirados 4 corpos de prova através de uma serra copo para concreto. O processo de retirada e imagens de execução serão explanados no próximo tópico.

Por último, o processamento e caracterização dos dados obtidos ocorreu por meio da análise dos resultados na inspeção especial. De posse desses dados, foi possível avaliar a condição que a estrutura se encontra segundo as normas NBR 9452 (ABNT, 2019) e COST 345 (COST, 2007).

3.5 Caracterização da região

Curitiba se encontra na região sul do Brasil e apresenta um clima Subtropical. Nesse sentido, segundo a prefeitura municipal de Curitiba, o município apresenta uma pluviosidade média de 1500 mm/ano e compreende uma temperatura média no verão de 21°C e no inverno de 13°C. Além disso, a umidade relativa para Curitiba no período

4 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS E DISCUSSÕES

A estrutura estudada apresentou diversas manifestações patológicas em vários pontos. Desse modo, serão explanadas as manifestações patológicas identificadas durante a inspeção visual, os resultados obtidos a partir dos ensaios não destrutivos na inspeção especial, os valores encontrados com a análise simplificada da ponte em um software e os resultados obtidos utilizando a norma brasileira NBR 9452 (ABNT, 2019) e a norma eslovena COST 345 (COST, 2007).

4.1 Inspeção visual

A ponte estudada apresentou manchas de ação do fogo em ambas as extremidades, isso ocorreu devido à presença de moradores de rua que dormiam embaixo da estrutura e, provavelmente, fazem fogueiras. Devido a isso, uma das extremidades apresentava maior intensidade de manchas do que a outra. Além disso, verificou-se que as armaduras longitudinais e transversais das lajes estão claramente expostas e corroídas. Por meio das figuras 21, 22, 23 e 24 pode-se empreender uma análise:

Figura 21 – Extremidade da laje exposta ao fogo.



Fonte: Aatoria própria (2022).

Figura 22 – Armaduras expostas da laje.



Fonte: Aatoria própria (2022).

Figura 23 – Vista inferior das armaduras expostas da laje.



Fonte: Aatoria própria (2022).

Figura 24 – Lado com menor exposição de chamas.



Fonte: Aatoria própria (2022).

Analisando as figuras 21, 22, 23 e 24, é possível ter uma noção quanto ao estado atual das extremidades da ponte que foi exposta a ação do fogo. Além disto, as figuras 21, 23 e 24 mostram armaduras expostas da laje. Durante o processo de inspeção visual foi possível constatar que essas armaduras já se encontravam corroídas.

Pode-se observar, nas figuras 25, 26 e 27, que as armaduras longitudinais das vigas longarinas 1 e 2, respectivamente, estão expostas.

Figura 25 – Armaduras longitudinais da viga longarina 1.



Fonte: Aatoria própria (2022).

Figura 26 – Foto aproximada da exposição das armaduras na viga longarina 1.



Fonte: Autoria própria (2022).

Figura 27 – Exposição das armaduras na viga longarina 2 (VL2).



Fonte: Autoria própria (2022).

Conforme a figura 27, é possível observar que a armadura exposta já se encontra corroída e com grande parte do concreto que a envolvia já foi segregado.

Os tubos de drenagem localizados abaixo dos acostamentos têm como função evitar o acúmulo de água sobre a obra de arte. Porém, nas Figuras 28 e 29 evidenciam que os tubos que estão quebrados, próximos a viga longarina 1,

apresentam maiores manchas de eflorescência em comparação aos que não estavam.

Figura 28 – Manchas de eflorescência próximos aos tubos de drenagem.



Fonte: Autoria própria (2022).

Figura 29 – Eflorescência na laje.



Fonte: Autoria própria (2022).

Na mesma região, evidenciou-se abaixo da calçada armaduras expostas, conforme a figura 30.

Figura 30 – Armaduras expostas abaixo do acostamento.



Fonte: Autoria própria (2022).

Próximo a viga longitudinal 2, foram observadas manchas de eflorescência, conforme as figuras 31 e 32.

Figura 31 – Manchas de eflorescência na laje próximo a viga longitudinal 2.



Fonte: Autoria própria (2022).

Figura 32 – Outro lado da laje próximo a viga longitudinal 2.



Fonte: Autoria própria (2022).

A ponte, de maneira geral, apresenta diversas fissuras que variam de tamanho, para a determinação de suas espessuras foi utilizado um fissurômetro. Foram identificadas fissuras de 0,2 e 0,3 mm, o que significa que está dentro dos padrões da norma NBR 6118 (ABNT, 2014). Visto isso, nas figuras 33 e 34, pode-se verificar algumas das fissuras fotografadas em campo.

Figura 33 – Fissura de 0,2 mm na viga longarina 2.



Fonte: Autoria própria (2022).

Figura 34 – Fissuras de 0,3 mm na viga longarina 1.



Fonte: Autoria própria (2022).

Os guarda-corpos em pontes tem como função trazer noção de segurança aos indivíduos que passam sobre a mesma. Porém, se esse componente estiver irregular, irá gerar uma noção de instabilidade e também pode causar acidentes. Nessa perspectiva, ficou evidenciado que o guarda-corpo apresentava fissuras e também possuía partes despedaçadas, facilitando desse modo a corrosão nas armaduras. Isso é evidenciado nas figuras 35 e 36 que possibilitam avaliar o estado do guarda-corpo.

Figura 35 – Guarda Corpo na OAE.



Fonte: Autoria própria (2022).

Figura 36 – Parte danificada da OAE.



Fonte: Autoria própria (2022).

No pilar P1, as armaduras longitudinais estavam à mostra e seu concreto possuía manchas de fogo. Conforme a norma NBR 9452 (ABNT, 2019), por ser um

elemento principal, o seu dano pode ocasionar o colapso parcial ou total da estrutura. Pode-se observar esses aspectos no pilar P1 nas Figuras 37 e 38.

Figura 37 – Vista do pilar 1 de dentro da ponte.



Fonte: Autoria própria (2022).

Figura 38 – Vista do pilar 1 na parte de fora da ponte.



Fonte: Autoria própria (2022).

Pode-se observar as condições dos pilares P2, P3 e P4 nas figuras 39, 40 e 41 respectivamente.

Figura 39 – Vista frontal do pilar 2.



Fonte: Autoria própria (2022).

Figura 40 – Vista frontal do pilar 3.



Fonte: Autoria própria (2022).

Figura 41 – Vista lateral do pilar 4.



Fonte: Autoria própria (2022).

O pilar 2 também apresentou uma parte sem concreto e armaduras expostas ao ar. Os pilares P3 e P4 não apresentaram nenhum dano de forma geral (conforme figura 39 e 40).

A figura 42 trata sobre a vista geral das transversinas:

Figura 42 – Vista das transversinas.



Fonte: Autoria própria (2022).

As transversinas do elemento estrutural apresentaram-se em bom estado em comparação com os demais elementos estruturais vistos, porém, devido ao fogo embaixo da laje, o concreto encontrava-se com uma coloração escurecida (conforme figura 42).

4.2 Inspeção especial

4.2.1 Carbonatação

Será apresentado o cobrimento nominal encontrado para os elementos da ponte e a profundidade de carbonatação que o concreto teve, juntamente, com o tempo necessário para que o processo de carbonatação atinja as armaduras.

4.2.1.1 Cobrimento das armaduras

Para a determinação da profundidade do cobrimento das armaduras, foi utilizado o pacômetro. Os cobrimentos nominais encontrados para a viga longitudinal 1, viga longitudinal 2, pilares P1 e P2, foram respectivamente: 36 mm, 47 mm, 21 mm e 33 mm.

Nessa perspectiva, é notável que não foi adotado um critério de cobertura nominal no processo de construção da ponte. Tendo em vista que a ponte está localizada em um ambiente com CAA II. Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), o cobertura mínimo para uma estrutura que se encontra em uma classe de agressividade ambiental II seria de 30 mm.

4.2.1.2 Profundidade de carbonatação

Para a determinação da profundidade de carbonatação, foram retirados 4 corpos de prova com o auxílio de uma serra copo. Para que fosse possível a retirada com exatidão, foi necessário utilizar a furadeira na horizontal. Por meio da figura 43, pode-se acompanhar o processo de retirada do primeiro corpo de prova da viga longarina 1.

Figura 43 – Retirada do corpo de prova.



Fonte: Autoria própria (2022).

Em vista disso, os corpos de prova retirados foram da viga longarina 1 e da longarina 2, por serem elementos estruturais principais da ponte. Os corpos de prova foram organizados conforme a Tabela 9.

Tabela 9 – Localização dos corpos de prova

Corpo de Prova	Localização
CP1	Viga Longarina 1
CP2	Viga Longarina 1
CP3	Viga Longarina 1
CP4	Viga Longarina 2

Fonte: Aatoria propria (2022).

Os CP's foram levados à UTFPR e, na análise de laboratório, foi utilizada a fenolftaleína para determinar o grau de alcalinidade do concreto e sua espessura carbonatada.

A fenolftaleína reage com o concreto de forma que o material mude a sua cor em função do seu pH. Dessa forma, no quadro 3, verifica-se as possíveis cores que podem ser obtidas através do borrifamento da fenolftaleína sobre o concreto com o seu respectivo valor do pH.

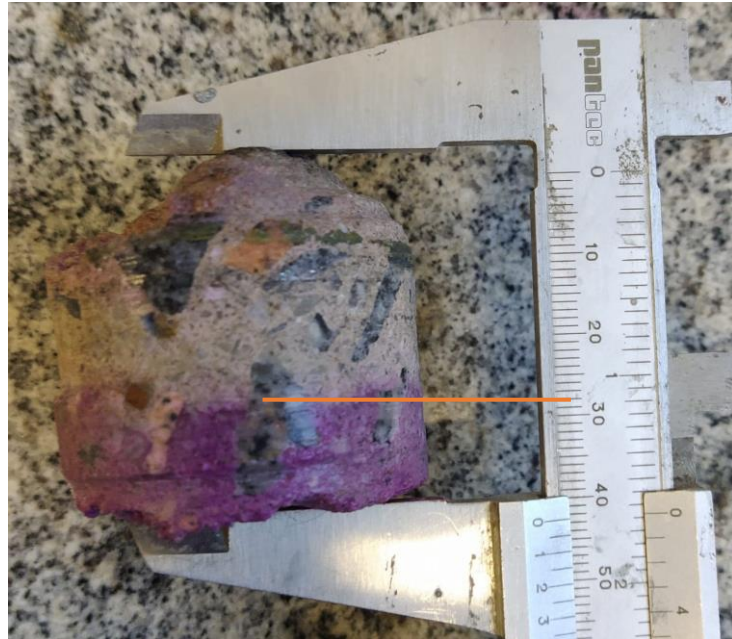
Quadro 3 – Indicador do índice de pH.

Indicador de pH		
pH abaixo de 8,2	8,2 < pH <=9,8	pH maior que 9,8
Tonalidade original	Rosa	Vermelho - Carmin

Fonte: Aatoria propria (2022).

Considerando essa análise, o CP1, CP2, CP3 e CP4 podem ser vistos com seus valores de espessura carbonatada, nas figuras 44, 45, 46 e 47, respectivamente.

Figura 44 – Profundidade de carbonatação do corpo de prova 1.



Fonte: Autoria própria (2022).

Figura 45 – Profundidade de carbonatação do corpo de prova 2.



Fonte: Autoria própria (2022).

Figura 46 – Profundidade de carbonatação do corpo de prova 3.



Fonte: Autoria própria (2022).

Figura 47 – Profundidade de carbonatação do corpo de prova 4.



Fonte: Autoria própria (2022).

Na figura 44, é possível observar que 28 milímetros foram carbonatados do corpo de prova. Já na figura 45, 33 milímetros foram carbonatados e 22 milímetros na figura 46. Porém, o CP4 apresentou uma carbonatação completa. Nesse sentido,

o concreto encontra-se despassivado na viga longarina 2 e não possui uma função de proteção em volta da armadura.

4.2.1.3 Estimativa da vida útil

Tendo em vista que os corpos de prova 1, 2 e 3 não foram completamente carbonatados, para é possível determinar o tempo de vida do concreto até a sua completa carbonatação e despassivação ao redor do aço, foi utilizado a equação de Possan (2010) e as tabelas 2 e 3 para os coeficientes em função da característica do concreto, das condições ambientais e das condições de exposição da estrutura. Além disso, foi considerado um teor de CO₂ de 0,03%, para fins de cálculo.

Dessa forma, os resultados obtidos para o tempo t até que o concreto esteja todo despassivado e atinja a armadura são apresentados na Tabela 10.

Tabela 10 – Tempo estimado até que a carbonatação atinja a armadura.

Corpo de prova	Profundidade até o aço	Tempo (anos)
CP1	8 mm	13,60
CP2	3 mm	2
CP3	14 mm	42

Fonte: Aatoria propria (2022).

Nesse sentido, a análise da tabela 10 evidencia que, em 2 anos, o concreto do corpo de prova 2 será despassivado até atingir a armadura e começará o processo de oxidação do aço.

4.3 Esclerometria

Para a realização do ensaio esclerométrico foi necessário marcar onde as armaduras passavam no elemento estrutural que se desejava estudar, conforme a figura 48.

Figura 48 – Marcação das armaduras na viga longarina 1 (VL1).



Fonte: Autoria própria (2022).

Após a demarcação, os testes foram realizados no espaço que não possuía a armadura, foram realizados 16 impactos conforme a norma NBR 7584 (ABNT, 2012). Para cada baque, foi necessário posicionar o equipamento na horizontal. A cada batida realizada sobre a superfície de concreto, foi anotado os valores para que posteriormente fosse realizado o cálculo da resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}).

Figura 49 – Ensaio de esclerometria na VL1.



Fonte: Autoria própria (2022).

O ensaio foi realizado sobre os seguintes elementos estruturais: viga longarina 1, viga longarina 2, pilar 1, pilar 2 e laje. Na laje, foram realizados tanto no lado esquerdo e direito, já na lateral direita, foi analisada a região que possuía marcas de fogo. Esses elementos foram escolhidos pelo fato de serem estruturas principais para a OAE e por se encontrarem mais abatidos conforme a inspeção visual.

Para o cálculo da resistência característica do concreto, foi determinada uma média aritmética das 16 batidas. Com esse valor encontrado, determinou-se o limite superior e inferior, considerando uma variação de 10% da média encontrada. Os dados que estiveram no intervalo dos limites foram considerados para o cálculo de uma nova média e, os que estavam fora do intervalo, foram desconsiderados. Nas tabelas 11, 12 e 13, tratam-se sobre os valores obtidos através da análise esclerométrica:

Tabela 11 – Dados da esclerômetros para a VL1, VL2.

ELEMENTO	VIGA VL 1		VIGA VL 2	
	IE ₁	IE ₂	IE ₁	IE ₂
1	34,00	34,00	42,00	42,00
2	34,00	34,00	40,00	40,00
3	34,00	34,00	40,00	40,00
4	34,00	34,00	39,00	39,00
5	40,00	40,00	44,00	-
6	40,00	40,00	41,00	41,00
7	38,00	38,00	45,00	-
8	43,00	-	45,00	-
9	44,00	-	48,00	-
10	33,00	-	32,00	-
11	40,00	40,00	29,00	-
12	40,00	40,00	30,00	-
13	34,00	34,00	30,00	-
14	34,00	34,00	44,00	-
15	38,00	38,00	46,00	-
16	40,00	40,00	36,00	36,00

Fonte: Autoria propria (2022).

Tabela 12 – Dados esclerométricos para os elementos P1 e P2.

ELEMENTO	PILRA P1 (FOGO)		PILAR P2	
	IE ₁	IE ₂	IE ₁	IE ₂
1	30,00	30,00	44,00	-
2	34,00	-	48,00	48,00
3	30,00	30,00	52,00	52,00
4	31,00	31,00	52,00	52,00
5	28,00	28,00	45,00	45,00
6	30,00	30,00	42,00	-
7	30,00	30,00	46,00	46,00
8	28,00	28,00	47,00	47,00
9	24,00	-	48,00	48,00
10	33,00	-	55,00	-
11	28,00	28,00	52,00	52,00
12	26,00	-	53,00	53,00
13	29,00	29,00	53,00	53,00
14	28,00	28,00	52,00	52,00
15	26,00	-	56,00	-
16	30,00	30,00	43,00	-

Fonte: Autoria propria (2022).

Tabela 13 – Dados esclerométricos para as lajes esquerda e direita da ponte.

ELEMENTO	LAJE LAT. ESQ.		LAJE LAT. DIR.		LAJE LAT. DIR. (MARCAS DE FOGO)	
	IE ₁	IE ₂	IE ₁	IE ₂	IE ₁	IE ₂
1	38,00	38,00	48,00	48,00	32,00	32,00
2	40,00	40,00	48,00	48,00	32,00	32,00
3	40,00	40,00	51,00	51,00	32,00	32,00
4	42,00	42,00	58,00	-	35,00	35,00
5	46,00	-	55,00	55,00	29,00	-
6	39,00	39,00	49,00	49,00	32,00	32,00
7	44,00	44,00	48,00	48,00	35,00	35,00
8	43,00	43,00	48,00	48,00	30,00	30,00
9	42,00	42,00	51,00	51,00	33,00	33,00
10	43,00	43,00	48,00	48,00	35,00	35,00
11	42,00	42,00	-	-	31,00	31,00
12	44,00	44,00	-	-	31,00	31,00
13	40,00	40,00	-	-	32,00	32,00
14	41,00	41,00	-	-	33,00	33,00
15	44,00	44,00	-	-	35,00	35,00
16	40,00	40,00	-	-	31,00	31,00

Fonte: Autoria própria (2022).

Com o valor do índice esclerométrico médio, é possível calcular a resistência do concreto (em MPa) em função da sua dureza superficial. Desse modo, utilizou-se as equações presentes na norma BS EN 13791 (BS, 2019). Como o concreto utilizado no processo de construção da obra foi de 30 MPa, a formula utilizada, foi:

$$f_c = (1,73 \times IEm) - 34,5 \quad (7)$$

Visto isso, os resultados obtidos, aplicando a equação 7, para a resistência característica à compressão para as partes analisadas são apresentados na Tabela 14, 15 e 16.

Tabela 14 – Valores da resistência característica do concreto para as vigas.

	VIGA VL 1	VIGA VL 2
IE Méd:	37,50	39,44
L.Superior:	41,25	43,38
L. Inferior:	33,75	35,49
IE Méd.San:	36,92	39,67
IE Méd.San.Corrig:	37,17	39,20
Desvio Padrão:	2,90	2,07
Coef. De variação:	7,85%	5,21%
Valores Válidos:	13,00	6,00
Erro Padrão:	0,80	0,84
fc (MPa):	24,82	27,75

Fonte: Aatoria propria (2022).

Tabela 15 – Valores da resistência característica do concreto para os pilares.

	PILRA P1 (FOGO)	PILAR P2
IE Méd:	29,06	49,25
L.Superior:	31,97	54,18
L. Inferior:	26,16	44,33
IE Méd.San:	29,27	49,82
IE Méd.San.Corrig:	29,20	49,82
Desvio Padrão:	1,10	3,03
Coef. De variação:	3,77%	6,08%
Valores Válidos:	11,00	11,00
Erro Padrão:	0,33	0,91
fc (MPa):	13,34	43,04

Fonte: Aatoria propria (2022).

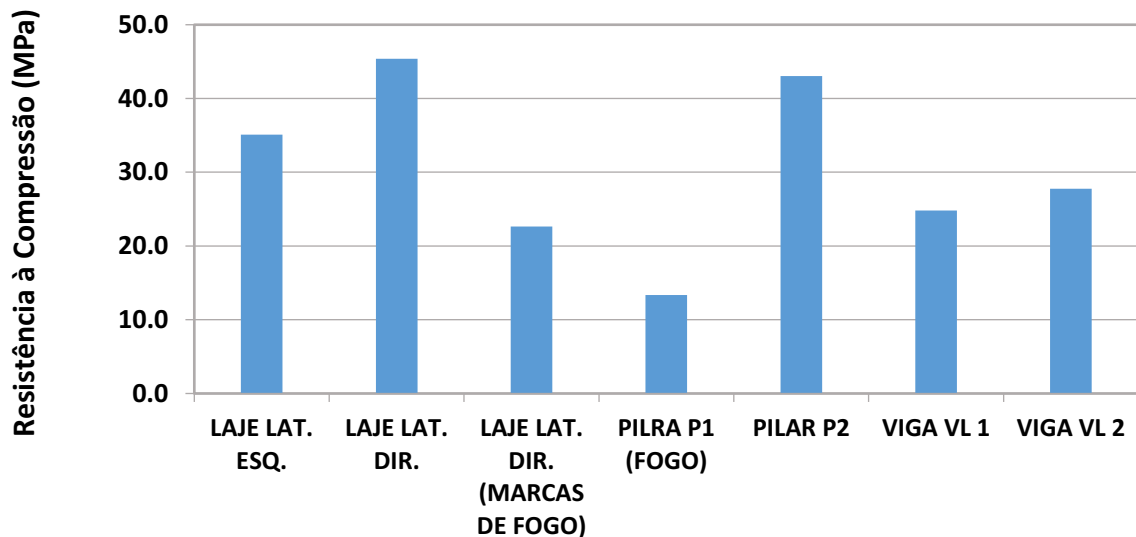
Tabela 16 – Valores da resistência característica do concreto para a laje esquerda e direita.

	LAJE LAT. ESQ.	LAJE LAT. DIR.	LAJE LAT. DIR. (MARCAS DE FOGO)
IE Méd:	41,75	50,40	32,38
L.Superior:	45,93	55,44	35,61
L. Inferior:	37,58	45,36	29,14
IE Méd.San:	41,47	49,56	32,60
IE Méd.San.Corrig:	44,31	51,45	35,64
Desvio Padrão:	1,92	2,40	1,68
Coef. De variação:	4,64%	4,85%	5,16%
Valores Válidos:	15,00	9,00	15,00
Erro Padrão:	0,50	0,80	0,43
fc (MPa):	35,11	45,39	22,62

Fonte: Autoria própria (2022).

Com os dados obtidos, é possível afirmar que os elementos mais expostos à ação do fogo tiveram uma perda significativa quanto à resistência característica superficial à compressão do concreto. A figura 50 é um gráfico sobre os valores encontrados para cada elemento estrutural:

Figura 50 – Valores da resistência característica do concreto para os elementos estruturais.



Fonte: Autoria própria (2022).

Tendo em vista a figura 50, pode-se afirmar que alguns elementos apresentaram resistência característica superficial maior do que 30 MPa, concreto

utilizado na estrutura, e também superaram a resistência característica mínima de acordo com a norma atual NBR 6118 (ABNT, 2014) de 25 MPa. Enquanto que para os elementos pilar 1 e viga longarina 1 o valor mínimo quanto a norma atual NBR 6118 (ABNT, 2014) não foi atingida.

4.4 Ultrassom

Para a realização do ensaio de ultrassom, seguiu-se a norma NBR 8802 (ABNT, 2019) e bastou posicionar o transmissor e receptor sobre a superfície da estrutura. O transmissor libera um pulso ultrassônico no concreto e o tempo de percurso entre a partida inicial do pulso e sua recepção pelo comprimento de percurso resulta na velocidade média de propagação da onda.

Figura 51 – Ensaio de ultrassom no P2.



Fonte: Autoria própria (2022).

Foram analisados com o ultrassom os elementos: viga longarina 1, viga longarina 2, pilar 1 e 2. Foram realizados 10 pontos para a determinação da velocidade do pulso ultrassônico e utilizou-se o método indireto segundo a norma NBR 8802 (ABNT, 2019), com o transmissor e receptor espaçados a cada 10 centímetros.

Nas tabelas 17, 18, 19 e 20 estão indicados os resultados encontrados em campo através do ultrassom pelo método indireto:

Tabela 17 – Resultados do ultrassom na viga longarina 1.

Ponto	Tempo de Transmissão	Velocidade de Transmissão
	(μ s)	(m/s)
1	157,60	634,00
2	143,20	698,00
3	140,20	713,00
4	158,90	629,00
5	157,00	637,00
6	228,20	438,00
7	171,90	582,00
8	291,30	343,00
9	203,50	491,00
10	149,10	671,00
Média:	180,09	583,60

Fonte: Autoria propria (2022).

Tabela 18 – Resultados do ultrassom na viga longarina 2.

Ponto	Tempo de Transmissão	Velocidade de Transmissão
	(μ s)	(m/s)
1	69,30	1443,00
2	56,30	1776,00
3	83,60	1196,00
4	55,30	1808,00
5	58,60	1706,00
6	84,50	1183,00
7	69,20	1445,00
8	54,60	1831,00
9	51,50	1941,00
10	62,90	1589,00
Média:	64,58	1591,80

Fonte: Autoria propria (2022).

Tabela 19 – Resultados do ultrassom para o pilar 1.

Ponto	Tempo de Transmissão (μs)	Velocidade de Transmissão (m/s)
1	210,00	476,00
2	99,40	1006,00
3	118,10	847,00
4	212,60	470,00
5	150,40	665,00
6	126,30	792,00
7	195,90	510,00
8	198,40	204,00
9	157,60	634,00
10	173,10	578,00
Média:	164,18	618,20

Fonte: Autoria própria (2022).

Tabela 20 – Resultados do ultrassom para o pilar 2.

Ponto	Tempo de Transmissão (μs)	Velocidade de Transmissão (m/s)
1	47,40	2109,00
2	50,90	1964,00
3	38,40	2603,00
4	49,90	2003,00
5	32,50	3075,00
6	35,60	2808,00
7	48,80	2048,00
8	38,30	2610,00
9	51,50	1941,00
10	35,60	2808,00
Média:	42,89	2396,90

Fonte: Autoria própria (2022).

Com os valores obtidos, foram calculados os parâmetros: desvio padrão, coeficiente de variação e grau de liberdade. A fim de estimar um intervalo de confiança para o valor obtido através do ultrassom, foi utilizado o teste T de Student, pois não se conhece o desvio padrão populacional da amostra. Nesse sentido, para a realização dos cálculos, foi considerado um índice de confiança de 95,00 %.

Visto isso, foi utilizado a equação 8 para estimar os valores máximos e mínimos:

$$Média - t \times \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \leq \mu \leq Média + t \times \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \quad (8)$$

Sendo:

σ : Desvio padrão;

n : Grau de liberdade.

Os valores obtidos para cada elemento estrutural pela equação 8, são indicados pelas tabelas 21, 22, 23 e 24:

Tabela 21 – Resultados obtidos para o intervalo de confiança do ultrassom (VL1).

Desv. Pad.:	47,96	121,38
Coef. Var.:	26,63%	20,80%
GL:	9,00	9,00
Student ($t_{0,95}$):	2,26	2,26
Máximo ($\alpha = 0,05$):	216,22	675,04
Mínimo ($\alpha = 0,05$):	143,96	492,16

Fonte: Autoria própria (2022).

Tabela 22 – Resultados obtidos para o intervalo de confiança do ultrassom (VL2).

Média:	64,58	1591,80
Desv. Pad.:	11,86	266,74
Coef. Var.:	18,37%	16,76%
GL:	9,00	9,00
Student ($t_{0,95}$):	2,26	2,26
Máximo ($\alpha = 0,05$):	73,52	1792,74
Mínimo ($\alpha = 0,05$):	55,64	1390,86

Fonte: Autoria própria (2022).

Tabela 23 – Resultados obtidos para o intervalo de confiança do ultrassom (P1).

Média:	164,18	618,20
Desv. Pad.:	40,40	226,68
Coef. Var.:	24,61%	36,67%
GL:	9,00	9,00
Student ($t_{0,95}$):	2,26	2,26
Máximo ($\alpha = 0,05$):	194,61	788,97
Mínimo ($\alpha = 0,05$):	133,75	447,43

Fonte: Autoria própria (2022).

Tabela 24 – Resultados obtidos para o intervalo de confiança do ultrassom (P2).

Média:	42,89	2396,90
Desv. Pad.:	7,44	426,97
Coef. Var.:	17,35%	17,81%
GL:	9,00	9,00
Student ($t_{0,95}$):	2,26	2,26
Máximo ($\alpha = 0,05$):	48,49	2718,55
Mínimo ($\alpha = 0,05$):	37,29	2075,25


Fonte: Autoria propria (2022).

Analisando os dados obtidos, ambas as vigas e o pilar 1 tiveram uma velocidade ultrassônica menor que 2000. Apenas o pilar 2 obteve um valor superior a 2000. Por meio da análise foi possível verificar que a qualidade do concreto superficial na estrutura conforme a tabela 6, se enquadra como muito pobre e pobre.

4.5 Mapeamento das manifestações patológicas

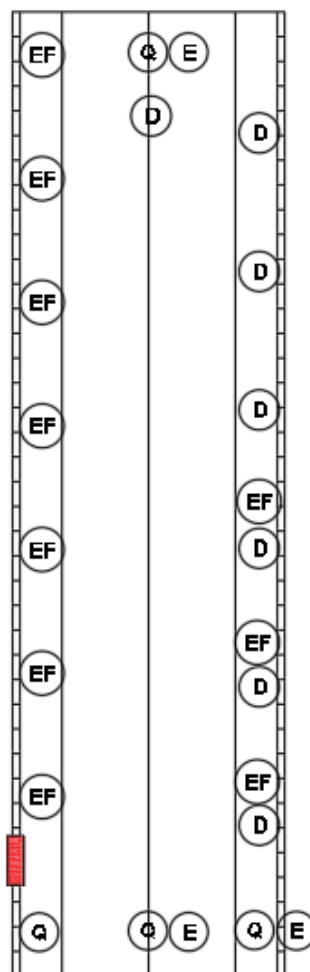
Depois de realizado um mapeamento da ponte em 2D, pode-se observar os locais com maior incidência de manifestações patológicas, assim como outros locais onde foram detectadas anomalias. Pelas figuras 29, 31 e 32 foi possível observar a forte incidência da eflorescência sobre a ponte. Isso ocorre, possivelmente, devido à circulação da água sob a ação da gravidade na OAE que conseqüentemente acaba reagindo com o concreto e deixando depósitos de calcário sobre o elemento estrutural. Tendo em vistas as patologias observadas durante o processo de inspeção visual, visou-se realizar um mapeamento 2D das patologias encontradas durante o processo de inspeção, conforme figuras 52, 53 e 54:

Quadro 4 – Simbologia utilizada para o mapeamento da estrutura.

Simbologia	Legenda
(E)	Armadura Exposta
(EF)	Eflorescência
(CF)	Concreto Fraturado
(D)	Drenos da ponte
	Def. no Guarda Corpo
(Q)	Marcas de Fogo

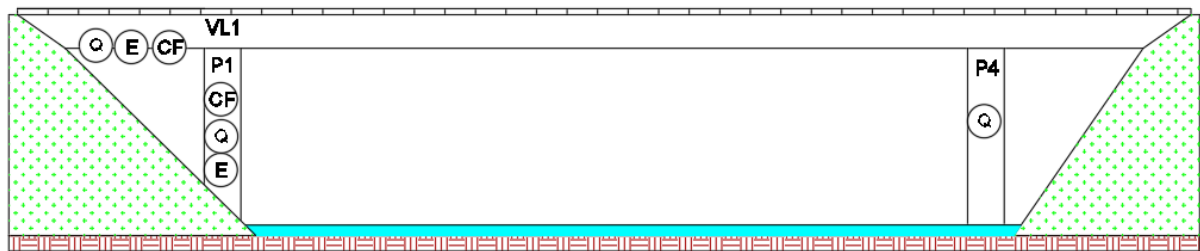
Fonte: Autoria própria (2022).

Figura 52 – Vista Superior da estrutura.



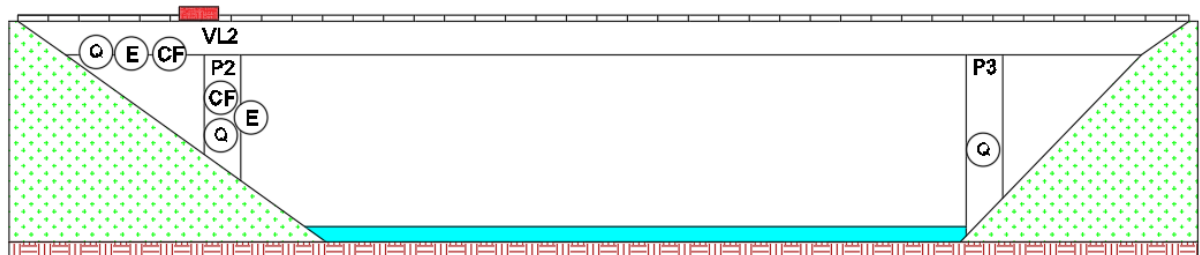
Fonte: Autoria própria (2022).

Figura 53 – Vista lateral da estrutura (VL1).



Fonte: Autoria própria (2022).

Figura 54 – Vista lateral da estrutura (VL2).



Fonte: Autoria própria (2022).

Pode-se verificar, na figura 52, que a ponte se encontra debilitada em toda a sua extensão. As partes da ponte que apresentaram concreto segregado, impactam diretamente na sua estabilidade, pois, implicam diretamente na oxidação do aço.

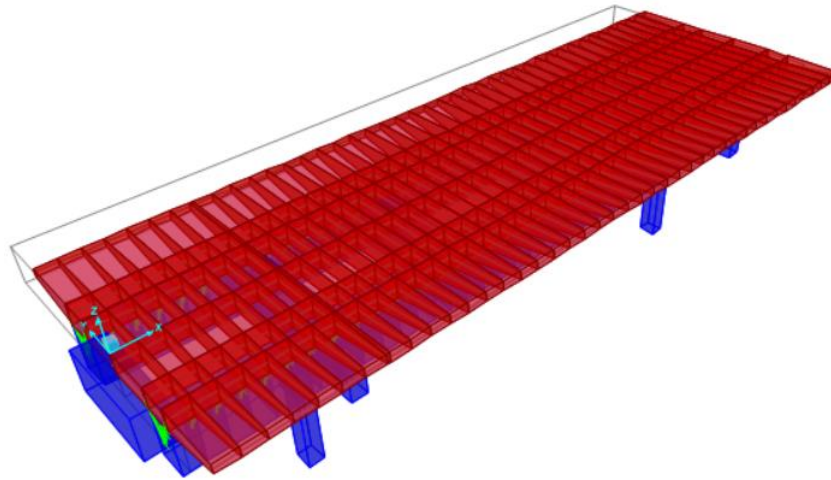
Desse modo, através da corrosão, tem-se a expansão do aço e também o desprendimento do concreto sobre o aço, elemento que age como uma camada passivadora sobre as armaduras.

Além disso, conforme a NBR 9452 (ABNT, 2019), os pilares são elementos principais da estrutura e, como o pilar 1 e pilar 2 apresentaram críticas manifestações patológicas, isso acaba gerando um risco elevado para a estrutura. De modo contíguo, as vigas longarinas apresentaram armaduras expostas e partes com marcas de fogo, elementos também principais conforme a norma brasileira.

4.6 Verificação da super-estrutura

A fim de realizar uma análise simplificada de como a superestrutura reage, considerando a evolução da normativa NB 6 (ABNT, 1960), utilizada na época da construção da OAE para a NBR 7188 (ABNT, 2013) vigente no momento atual, foi realizado uma verificação pelo software CSiBridge v.24.1.0. Desse modo, a ponte foi modelada com o auxílio do software conforme figura 55.

Figura 55 – Perspectiva 3D da estrutura (OAE).



Fonte: Autoria própria (2022).

Para o dimensionamento no software, foi utilizado as cargas: permanentes e variáveis. Além disso, realizou-se a média dos valores da resistência característica do concreto obtidos através do ensaio esclerométrico para as lajes e para as vigas longarinas. O valor encontrado, que foi de um concreto C35 para as lajes e C25 para as vigas longarinas, foi considerado como resistência do concreto no software de dimensionamento de pontes. Ademais, foi considerado o mesmo coeficiente majorador de cargas móveis atuando sob todo o elemento estrutural para ambas as análises, tanto para NBR 7188 (ABNT, 2013) e NB 6 (ABNT, 1960).

Nos próximos tópicos, serão explicados quais os valores das cargas a serem consideradas no estudo, o coeficiente majorador das cargas móveis e os valores dos momentos determinados através do software.

4.6.1 Cargas Permanentes e Variáveis

Para a consideração das cargas permanentes, foi adotado: peso próprio da estrutura, guarda corpos e pavimentação.

O software é capaz de calcular o peso próprio da estrutura submentendo o valor do peso específico do concreto armado de 25 kN/m^3 . Conforme a norma NBR 7187 (ABNT, 2021), foi adotado 2400 kg/m^3 (valor mínimo) para a pavimentação mais 2 kN/m^2 visando atender a um possível recapeamento. Assumindo que a ponte possui cinco (5) centímetros de pavimento, temos que a carga da pavimentação junto com o

recapeamento será de 3,2 kN/m². Para o guarda corpo foi utilizado um carregamento de 2 kN/m conforme a norma NBR 7188 (ABNT, 2013).

Já para o carregamento variável, a norma NBR 7188 (ABNT, 2013) utiliza duas classes de pontes: 45 e 24. Para o presente estudo, foi utilizada a carga móvel do TB 450, que leva em consideração: $p=5$ kN/m² distribuído ao redor do veículo e a carga referente ao trem tipo de 75 kN aplicada em seis pontos.

Ademais, não serão consideradas as forças horizontais na ponte. Pois, a seguinte análise visa apenas verificar o aumento sofrido pela evolução normativa do trem tipo. Desse modo, as cargas presentes na OAE segundo a norma NBR 7188 (ABNT, 2013), são apresentadas na Tabela 25.

Tabela 25 – Cargas utilizadas segundo a norma NBR 7188 (ABNT, 2013).

CARREGAMENTOS		
CARREGAMENTO PERMANENTE	Peso Próprio	25 Kn/m ³
	Guarda Corpo	2 Kn/m
	Pavimentação	1,2 Kn/m ²
CARREGAMENTO MÓVEL	Carga distribuída	5 Kn/m ²
	Carga TB-450	6 x 75 Kn

Fonte: Autoria própria (2022).

Em função da norma NB-6 (ABNT, 1960), o mesmo acontece quanto à divisão de classes das pontes, que são: 36, 24 e 12. Nesse âmbito, para a análise, será utilizada a classe 36 e será apenas alterado a carga quanto ao TB tipo da tabela 28. A carga utilizada foi de 60 kN aplicada em 6 pontos.

O software CSiBridge não permite que seja utilizado uma carga distribuída que circunde a área do veículo. Em virtude disso, houve a necessidade de criar duas cargas. A primeira representa 5 kN/m² distribuído por todo o pano de laje da ponte, já a segunda é uma carga negativa de -5 kN/m² ao redor da área do veículo.

4.6.2 Coeficiente Majorador das Cargas Móveis

Para encontrar o coeficiente final de majoração foi necessário, primeiramente, estimar os seguintes valores: coeficiente de impacto vertical (CIV), coeficiente de número de faixas (CNF) e o coeficiente de impacto adicional (CIA).

Nesse sentido, para determinar o coeficiente de impacto vertical utilizou-se a equação 9:

$$CIV = 1 + 1,06 \times \left(\frac{20}{Liv+50}\right) \quad (9)$$

Sendo:

Liv: Comprimento do vão da ponte em metros.

Estimando o valor do coeficiente pela equação 9, temos que CIV é 1,24.

Para estimar o valor do coeficiente do número de faixas, utilizou-se equação dez (10):

$$CNF = 1 - 0,05 \times (n - 2) > 0,9 \quad (10)$$

Tendo *n* como o valor referente ao número de faixas na ponte. Como a ponte estudada possui duas faixas, temos que CNF corresponde a 1.

O coeficiente de impacto adicional é determinado em função do material utilizado na ponte. Como a ponte estudada é de concreto, temos que CIA é 1,25.

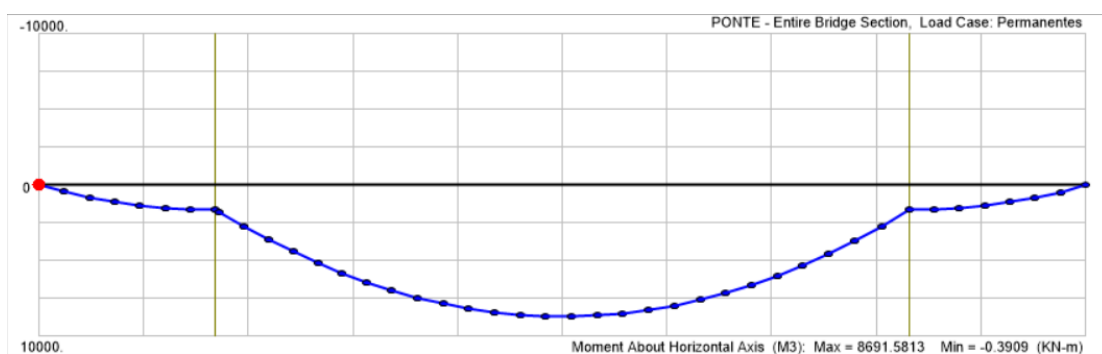
Tendo em vista todos os coeficientes, o coeficiente final majorador das cargas móveis é o produto do CIV, CNF e CIA. Dessa forma, o valor encontrado foi 1,55.

Para a análise, foi utilizado o mesmo coeficiente de majoração para o estudo da norma NB-6 (ABNT, 1960).

4.6.3 Resultados a partir da análise do Software

Na figura 56, pode-se observar o momento positivo para as cargas permanentes.

Figura 56 – Momento positivo das cargas permanentes.

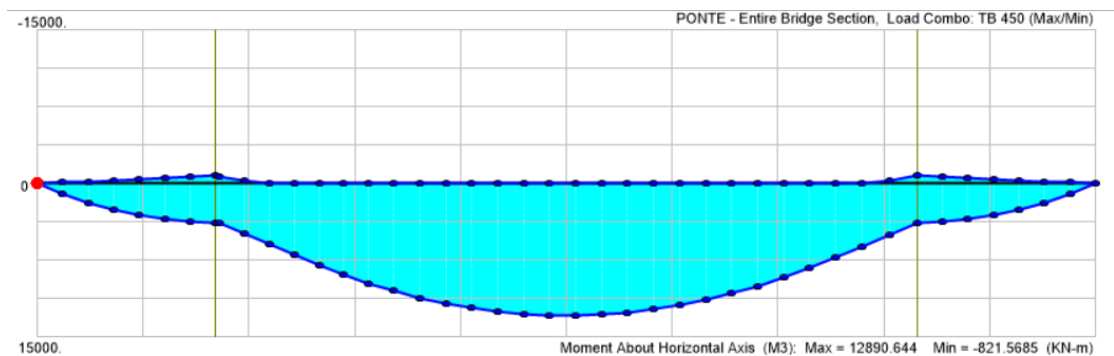


Fonte: Autoria própria (2022).

Tendo em vista a figura 56, o momento das cargas permanentes foi de 8691,5813 kN.m.

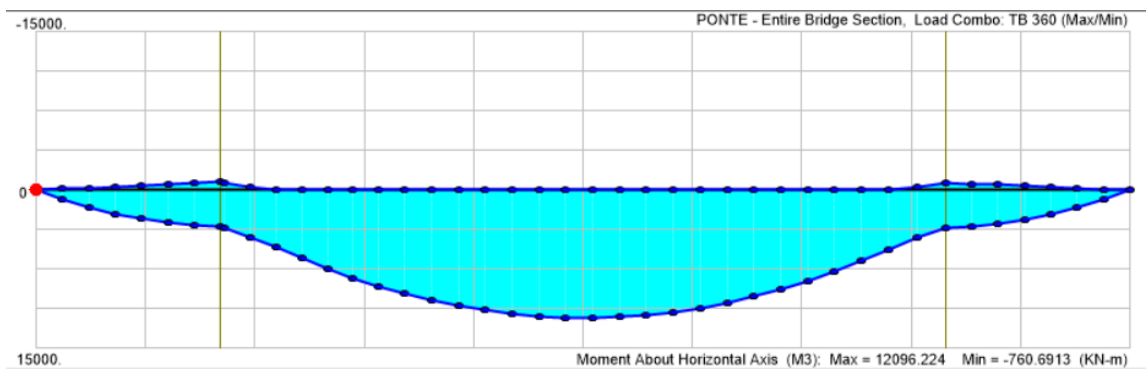
Para os momentos quanto às cargas móveis TB 450 e TB 360, seguindo as normas NBR 7188 (ABNT, 2013) e NB-6 (ABNT, 1960), seu diagrama está representado conforme figura 57 e 58, respectivamente:

Figura 57 – Momento positivo e negativo.



Fonte: Aatoria própria (2022).

Figura 58 – Momentos positivo e negativo para o TB-360.



Fonte: Aatoria própria (2022).

Dessa forma, para o TB 450 o momento positivo obtido foi de 12890,644 kN.m e para o TB 360 foi de 12096,224 kN.m. Além disso, tendo em vista os momentos negativos, os valores encontrados para as cargas da norma atual foi de -821,5685 kN.m e para a norma da década de 70 foi de -760,6913 kN.m.

Logo, analisando os dados, pode-se concluir que houve um acréscimo de momento positivo com o avanço da normativa brasileira de carga móvel e de pedestres em OAE de 6,56%. Em relação ao momento negativo, o aumento foi de 8,09%.

4.7 Classificação da ponte

A seguir será apresentada a classificação da ponte quanto às normas NBR 9452 (ABNT, 2019) e COST 345 (COST, 2007).

4.7.1 Classificação da OAE quanto NBR 9452

Conforme visto na inspeção visual, a OAE estudada possui diversos pontos com manifestações patológicas. Além disso, por meio da inspeção especial e com a utilização dos métodos não destrutivos para determinar seu desempenho, pode-se chegar a dados não satisfatórios.

Tendo em vista as extremidades da ponte e o mapeamento das manifestações patológicas, é possível afirmar que existem regiões com maior incidência de manifestações patológicas do que outras. Ademais, as pontas da ponte foram submetidas a ação do fogo. Devido a isso, acentuou-se o processo de corrosão da armadura e o desprendimento do concreto sobre o aço. Também foram detectadas manchas de eflorescência ao longo dos pontos em que os drenos dos tabuleiros estavam quebrados e, na parte que não possuía drenos, verifica-se diversas manchas de eflorescência.

Quanto ao pavimento da ponte, foi possível observar, pelas figuras 16 e 17, que se encontram em condições excelentes. Além disso, as transversinas, conforme figura 42, encontram-se em bom estado, apenas o concreto se encontra escurecido devido à ação do fogo embaixo da ponte.

Tendo em vista todos esses pontos e utilizando o quadro 2 para a classificação da estrutura, tem-se:

Quadro 5 – Nota da estrutura quanto a norma NBR 9452 (ABNT, 2019).

Parâmetro	Superestrutur a	Mesoestrutur a	Infraestrutur a	Elementos complementares		Pist a	Nota Final
				Estrutur a	Encontr o		
Estrutural	1	2	NA	-	-	5	1
Funcional	3	3	NA	-	-	5	3
Durabilidad e	2	2	NA	-	-	5	2

Fonte: Autoria própria (2022).

Em função ao parâmetro estrutural da OAE, é possível dizer que apresenta risco de falha ou colapso. Pois, devido à segregação do concreto e à corrosão das armaduras nos pilares e nas lajes, há o comprometimento da segurança da estrutura como um todo. Os dados obtidos através do ultrassom evidenciam que a qualidade superficial do concreto se encontra como muito pobre e pobre.

4.7.2 Classificação da OAE quanto COST 345

Para classificar a OAE em função da norma COST 345 (COST, 2007), é necessário realizar a somatória das notas de cada defeito encontrado durante a vistoria. Tem-se que será levado em consideração os defeitos: segregação do concreto, queimadura do concreto, eflorescência e corrosão das armaduras expostas.

Desse modo, tem-se que, as notas para B_i , k_{1i} , k_{2i} , k_{3i} e k_{4i} para as manifestações patológicas nos elementos, estão representados conforme tabelas 26, 27, 28 e 29:

Tabela 26 – Nota da estrutura quanto a norma COST 345 para a segregação do concreto. Segregação do concreto. $B_i=2$

Elemento Estrutural	Fator	Nota
Pilar 1	k_{1i}	0,60
	k_{2i}	0,75
	k_{3i}	1,00
	k_{4i}	8,00
Pilar 2	k_{1i}	0,30
	k_{2i}	0,50
	k_{3i}	1,00
	k_{4i}	5,00
Viga Longarina 1	k_{1i}	0,10
	k_{2i}	0,25
	k_{3i}	1,00
	k_{4i}	4,00
Viga Longarina 2	k_{1i}	0,10
	k_{2i}	0,25
	k_{3i}	1,00
	k_{4i}	5,00
Laje	k_{1i}	0,50
	k_{2i}	0,75
	k_{3i}	1,00
	k_{4i}	8,00

Fonte: Autoria própria (2022).

Tabela 27 – Nota da estrutura quanto a norma COST 345 para a corrosão da armadura.

Corrosão. Bi=4		
Elemento Estrutural	Fator	Nota
Pilar 1	k_{1i}	0,60
	k_{2i}	0,75
	k_{3i}	1,00
	k_{4i}	8,00
Viga Longarina 1	k_{1i}	0,10
	k_{2i}	0,25
	k_{3i}	1,00
	k_{4i}	4,00
Viga Longarina 2	k_{1i}	0,10
	k_{2i}	0,50
	k_{3i}	1,00
	k_{4i}	6,00
Laje	k_{1i}	0,50
	k_{2i}	1,00
	k_{3i}	1,00
	k_{4i}	8,00

Fonte: Autoria própria (2022).

Tabela 28 – Nota da estrutura quanto a norma COST 345 para a eflorescência.

Eflorescência. Bi=1		
Elemento Estrutural	Fator	Nota
Laje	k_{1i}	0,50
	k_{2i}	0,25
	k_{3i}	1,00
	k_{4i}	4,00

Fonte: Autoria própria (2022).

Tabela 29 – Nota da estrutura quanto a norma COST 345 para o concreto queimado. Concreto Queimado. $B_i=2$

Elemento Estrutural	Fator	Nota
Pilar 1	k_{1i}	0,60
	k_{2i}	0,50
	k_{3i}	1,00
	k_{4i}	5,00
Pilar 2	k_{1i}	0,40
	k_{2i}	0,50
	k_{3i}	1,00
	k_{4i}	5,00
Viga Longarina 1	k_{1i}	0,60
	k_{2i}	0,50
	k_{3i}	1,00
	k_{4i}	5,00
Viga Longarina 2	k_{1i}	0,60
	k_{2i}	0,50
	k_{3i}	1,00
	k_{4i}	5,00
Laje	k_{1i}	0,70
	k_{2i}	0,50
	k_{3i}	1,00
	k_{4i}	6,00

Fonte: Autoria própria (2022).

Com as notas das manifestações patológicas e utilizando a equação 6 para determinar a condição da ponte, chega-se ao resultado de $R=62,85$. Nesse sentido, através da tabela 8, é possível afirmar que a estrutura se encontra com uma condição geral crítica.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A presente pesquisa teve como objetivo analisar as manifestações patológicas presentes em uma ponte, por meio das normas NBR 9452 (ABNT, 2019) e a COST 345 (COST, 2007), a fim de verificar as diferenças e aproximações no resultado da análise. A análise empreendida possibilitou observar diversas manifestações patológicas e condições insatisfatórias para o aumento de momento sofrido com o avanço da normativa de carga móvel sobre a obra de artes especiais.

Dessa forma, através do mapeamento da estrutura, a análise realizada na inspeção visual evidencia que as manifestações patológicas geram um risco no desempenho estrutural da ponte, pois o processo de oxidação do aço faz com que diminua sua seção transversal e também pode gerar o deslocamento do concreto. Além disso, devido à presença de moradores de rua embaixo da ponte, intensificou-se o processo de degradação do concreto, pois, a ponte foi submetida a ação do fogo. Como consequência pode acabar implicando no aumento da porosidade do concreto, aumentando então sua permeabilidade para agentes agressivos e também para a sua própria segregação.

Em função ao aumento do momento sofrido pela evolução normativa NB 6 (ABNT, 1960) para a NBR 7188 (ABNT, 2013), verifica-se um aumento de 6,56% do momento positivo e 8,09% do momento negativo, o que acarreta à possíveis riscos à estrutura, haja vista que a ponte não foi dimensionada para tal acréscimo de carga.

Além disso, a análise comparativa dos métodos de inspeção de pontes utilizados nesse trabalho NBR 9452 (ABNT, 2019) e COST 345 (COST, 2007), evidenciaram o mesmo resultado da característica da estrutura, que foi como crítica. Enquanto a norma NBR 9452 (ABNT, 2019) avalia os elementos estruturais presentes na ponte a norma BOST 345 (COST, 2007) analisou as manifestações patológicas encontradas durante a inspeção visual. Dessa forma, é possível dizer que as duas normas possuem potencial orientativo quanto à inspeção de pontes e viadutos, trazendo uma boa quantidade de informações para a categorização da qualidade em que a estrutura se encontra.

Tendo em vista os resultados das análises obtidos durante o processo de inspeção especial, é possível dizer que a qualidade do concreto superficial se encontra em péssimo estado. Desse modo, fica como sugestão, para trabalhos

futuros, a realização de estudos mais precisos quanto a determinação da qualidade do concreto como um todo.

6 REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto. **Rio de Janeiro**, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7187. Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido–Procedimento. **Rio de Janeiro**, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7188. Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. **Rio de Janeiro**, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9452: Inspeção de pontes, viadutos e passarelas de concreto - procedimento. **Rio de Janeiro**, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9575: Impermeabilização - Seleção e Projeto. **Rio de Janeiro**, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13755: Revestimentos cerâmicos de fachadas e paredes externas com utilização de argamassa colante – Projeto, execução, inspeção e aceitação. **Rio de Janeiro**, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15575: Edificações habitacionais – Desempenho – Parte 1: Requisitos gerais. **Rio de Janeiro**, 2021.

BERTOLINI, L. Materiais de construção: patologia, reabilitação, prevenção. **São Paulo: Oficina de Textos**, v. 2, 2010.

BOLINA, F. L.; TUTIKIAN, B. F.; HELENE, P.. **Patologia de estruturas**. Oficina de Textos, 2019.

BS EN 13791: 2007 “Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete components”, ISBN 978-0-580-50271-2, BSI, London, 2019.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. Estruturas de concreto armado em situação de incêndio. **XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural: Brasília**, 2002.

COST 345, 2007. **Procedures for Assessing Highway Structures, Final report of the COST 345 action.** Crowthorne/Ljubljana, <http://cost345.zag.si/>: Transport Research Laboratory/Zavodzagrabenstvo Slovenije.

DA SILVA, M. B. M. F.; DE MELO, R. A. Condições de Pontes Rodoviárias: Cenário, Diagnóstico e Manutenção.

DE SOUZA, D. J.; DE MEDEIROS, M. H. F. Análise da eficiência de localizadores de armadura eletromagnéticos: um estudo comparativo. **REEC-Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, v. 14, n. 1, 2018.

DE SOUZA, M. F. Patologias ocasionadas pela umidade nas edificações. **Monografia (Especialização em Construção Civil: Avaliações e Perícias), Departamento de Engenharia de Materiais de Construção, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008.**

DE SOUZA, V. C. M.; RIPPER, T. Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto. **Pini**, 1998.

DE OLIVEIRA, M. G. et al. Ocorrência de lixiviação no concreto das galerias da UHE de Tucuruí-Pará. **Brazilian Journal of Development**, v. 8, n. 4, p. 26878-26886, 2022.

DE MEDEIROS, M. H. F.; DE OLIVEIRA ANDRADE, J. J.; DO LAGO HELENE, P. R. Durabilidade e vida útil das estruturas de concreto. **Concreto: ciência e tecnologia**, 2011.

Diponível em [https: <https://www.curitiba.pr.gov.br/conteudo/perfil-da-cidade-de-curitiba/174>](https://www.curitiba.pr.gov.br/conteudo/perfil-da-cidade-de-curitiba/174) Data de acesso: 09/11/2021.

Diponível em [https:< https://portal.inmet.gov.br/uploads/normais/NORMAISCLIMATOLOGICAS.pdf>](https://portal.inmet.gov.br/uploads/normais/NORMAISCLIMATOLOGICAS.pdf) Data de acesso: 09/11/2021.

Diponível em [https: <https://media.screeningeagle.com/asset/Downloads/OriginalSchmidt_Operating%20Instructions_Portuguese_high.pdf>](https://media.screeningeagle.com/asset/Downloads/OriginalSchmidt_Operating%20Instructions_Portuguese_high.pdf) Data de acesso: 13/11/2021.

Diponível em [https: <https://www.screeningeagle.com/pt/products/pundit-200>](https://www.screeningeagle.com/pt/products/pundit-200) Data de acesso: 13/11/2021.

Diponível em [https: <http://www.proceq.be/files/proceq_profometer_5+_user_manual_en.pdf>](https://www.proceq.be/files/proceq_profometer_5+_user_manual_en.pdf) Data de acesso: 13/11/2021.

DNIT. Norma 010: **Inspeções em pontes e viadutos de concreto armado e protendido**. Rio de Janeiro, 2004.

EL DEBS, M. K.; TAKEYA, T. Pontes de concreto. **São Carlos, USP–Universidade São Paulo**, 1995.

GOMES, C.; MONTEIRO, E.; VITÓRIO, A. **Um estudo a degradação estrutural de pontes e viadutos rodoviários**. In: CONGRESSO INTERNACIONAL SOBRE PATOLOGIA E REABILITAÇÃO DE ESTRUTURAS. 2017. p. 7-9.

HEDLUND, N. Non-Destructive Testing Of Concrete Bridges. 2020.

HELENE, P. Vida útil das estruturas de concreto. In: **IV Congresso Iberoamericano de Patologia das Construções. Anais. Porto Alegre, RS**. 1997.

LAPA, J. S. Patologia, recuperação e reparo das estruturas de concreto. **Monografia, Especialização em Construção Civil–Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte**, 2008.

LOPES, R. E. M.; DE ALBUQUERQUE FARIAS, A. Manifestações Patológicas em Residências causadas pela Capilaridade de Sais em Paredes de Alvenaria Estrutural de Tijolo Cerâmico/Pathological Manifestations in Residences caused by Capillarity of Salts in Ceramic Brick Structural Masonry Walls. **ID on line REVISTA DE PSICOLOGIA**, v. 14, n. 51, p. 1031-1044, 2020.

DE MEDEIROS, M. H. F.; DE OLIVEIRA ANDRADE, J. J.; DO LAGO HELENE, P. R. Durabilidade e vida útil das estruturas de concreto. **Concreto: ciência e tecnologia**, 2011.

MORALES, G.; CAMPOS, A.; FAGANELLO, A. P. A ação do fogo sobre os componentes do concreto. **Semina. Ciências exatas e tecnológicas**, v. 32, n. 1, p. 47-55, 2011.

OLIVEIRA, C. B. de L.; CALIXTO, J. M. F. Análise da Eficácia de Métodos de Reforço em Ponte Rodoviária de Concreto Armado-Estudo de Caso.

PAZ, L. A. F. da.et al. Levantamento de patologias causadas por umidade em uma edificação na cidade de Palmas – TO. **Revista Eletrônica em Gestão, Educação e Tecnologia Ambiental**. Santa Maria, v. 20, n. 1, jan.-abr. 2016, p. 174-180.

PIANCASTELLI, E. M. Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto armado. **Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais**, 1998.

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

QUADROS, H. S. Projeto Estrutural de Ponte: Comparativo de Soluções com Vigas Seções T Pré-Moldada e Caixão Moldada In Loco. Trabalho de conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil). **Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre, 2013.

RIBEIRO, D. V.; RIBEIRO, D. Corrosão e degradação em estruturas de concreto. **Teoria, controle e técnicas de análise e intervenção**. Rio de Janeiro: **GEN LTC**, 2018.

ROCHA, G. S. da.; OLIVEIRA, H. L. G. de. Inspeção e avaliação de patologias em pontes de concreto armado sob a ótica da NBR 9452: 2016: estudo de caso em viaduto da BR 376. 2017. 99 f. **Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná**, Curitiba, 2017.

THOMAZ, E. **Trincas em edifícios: causas, prevenção e recuperação**. Oficina de Textos, 2020.

VITÓRIO, J. A. P.; RODOVIÁRIAS, Pontes. Fundamentos, Conservação e Gestão. **Publicação-Conselho Regional de Engenharia Arquitetura e Agronomia de Pernambuco–CREA-PE-1ª Edição**, 2002.

WHITEHURST, E. A. Evaluation of concrete properties from sonic tests. **Detroit: American Concrete Institute**, 1966.

ANEXO 1
RELATÓRIO DE INSPEÇÃO DA OAE

<u>RELATÓRIO DE INSPEÇÃO</u>	
OBJETO: Realização de inspeções, vistorias, execução de ensaios, elaboração de laudos técnicos de vistorias com diagnósticos e projetos para recuperação de Obras de Arte Especiais (OAE's) viárias em Estrutura de Concreto Armado ou Protendido - Ponte, Trincheiras ou Viaduto, localizadas no município de Curitiba/PR.	
A inspeção deverá seguir as recomendações prescritas do Manual de Inspeções de Pontes Rodoviárias, 2 edição, DNIT/2004 e adotar metodologia da norma DNIT 010/2004 - PRO Inspeções em Pontes e Viadutos de Concreto Armado e Protendido - Procedimento e atender a norma 9452 - Inspeção de Pontes, Viadutos e Passarelas de Concreto - Procedimento.	
Data de Inspeção:	9/11/2022
<u>IDENTIFICAÇÃO DA OBRA DE ARTE ESPECIAL</u>	
OAE Tipo:	Ponte de Concreto Armado
Localização:	Rua Desembargador Cid Campelo sobre o Rio Barigui
Bairro:	Cidade Industrial
Coordenadas:	-25.508007 ; -49.337202
Ano de Projeto:	1970
Dimensões:	Comprimento total de 39 metros com largura total de 13 metros
	4 pilares, seção circular, diâmetros de 120 centímetros; 2 vigas longarinas, dimensões: 1,30 x 2,15 m; 6 vigas transversinas, dimensões: 1,30 x 1,95 m; 5 Vãos; Possuía juntas de neoprene e aparelho de apoio de neoprene
Classe de Agressividade Ambiental:	II

Superestrutura da OAE	
Elemento:	Laje
Manifestações Patológicas	Verificação
Problema de Proteção dos Taludes e das Fundações	Não apresentou
Recalques	Não apresentou
Esmagamentos	Não apresentou
Drenagem do Tabuleiro Ausente ou com Problemas	Não apresentou
Danificação ou Deterioração de Juntas de Dilatação	Não apresentou
Guarda Corpos Danificados ou Inadequados	Guarda corpo da laje encontra-se danificado
Percolação ou Infiltração de Água	Não
Existência de Materiais ou Agentes Agressivos Atuando sobre a OAE	Não
Manchas no Concreto/ Eflorescência	Próximo aos drenos quebrados e na laje lado direito
Segregação do Concreto	Boa parte da laje apresentou concreto segregado
Marcas de Fogo no Concreto	Toda a parte de baixo da laje apresentou marcas de fogo
Perdas de Seção em Decorrência de Choques Mecânicos	Não
Trincas	Não
Fissuras com $w < 3\text{mm}$	Fissuras dentro do remendado pela norma NBR 6118 (ABNT, 2014)
Fissuras com $w > 3\text{mm}$	Não
Armaduras Rompidas	Não
Armaduras Expostas	Apresentou em diversas partes da ponte armaduras expostas
Armaduras com Baixo Cobrimento	Não foi seguido um critério quanto ao cobrimento nominal

Superestrutura da OAE	
Elemento:	Viga Longarina 1 - D
Manifestações Patológicas	Verificação
Problema de Proteção dos Taludes e das Fundações	Não apresentou
Recalques	Não apresentou
Esmagamentos	Não apresentou
Drenagem do Tabuleiro Ausente ou com Problemas	Não apresentou
Danificação ou Deterioração de Juntas de Dilatação	Não apresentou
Guarda Corpos Danificados ou Inadequados	Não apresentou
Percolação ou Infiltração de Água	Não apresentou
Existência de Materiais ou Agentes Agressivos Atuando sobre a OAE	Não apresentou
Manchas no Concreto/ Eflorescência	Não apresentou
Segregação do Concreto	Na região em que houve exposição a ação do fogo, o concreto foi segregado
Marcas de Fogo no Concreto	Apresentou marcas de fogo na região em que moradores estavam presentes
Perdas de Seção em Decorência de Choques Mecânicos	Não apresentou
Trincas	Não apresentou
Fissuras com $w < 3\text{mm}$	Fissuras dentro do remendado pela norma NBR 6118 (ABNT, 2014)
Fissuras com $w > 3\text{mm}$	Não apresentou
Armaduras Rompidas	Não apresentou
Armaduras Expostas	As regiões em que o concreto estava segregado, apresentou armaduras expostas
Armaduras com Baixo Cobrimento	Não apresentou

Superestrutura da OAE	
Elemento:	Viga Longarina 2 - E
Manifestações Patológicas	Verificação
Problema de Proteção dos Taludes e das Fundações	Não apresentou
Recalques	Não apresentou
Esmagamentos	Não apresentou
Drenagem do Tabuleiro Ausente ou com Problemas	Não apresentou
Danificação ou Deterioração de Juntas de Dilatação	Não apresentou
Guarda Corpos Danificados ou Inadequados	Não apresentou
Percolação ou Infiltração de Água	Não apresentou
Existência de Materiais ou Agentes Agressivos Atuando sobre a OAE	Não apresentou
Manchas no Concreto/ Eflorescência	Não apresentou
Segregação do Concreto	Regiões em que teve maior exposição as chamas, o concreto estava segregado
Marcas de Fogo no Concreto	Apresentou marcas de fogo em seu início
Perdas de Seção em Decorrência de Choques Mecânicos	Não apresentou
Trincas	Não apresentou
Fissuras com $w < 3\text{mm}$	Fissuras dentro do remendado pela norma NBR
Fissuras com $w > 3\text{mm}$	Não apresentou
Armaduras Rompidas	Não apresentou
Armaduras Expostas	Possuía armaduras expostas no seu início
Armaduras com Baixo Cobrimento	Não apresentou

Superestrutura da OAE	
Elemento:	Pilar 1
Manifestações Patológicas	Verificação
Problema de Proteção dos Taludes e das Fundações	Não apresentou
Recalques	Não apresentou
Esmagamentos	Não apresentou
Drenagem do Tabuleiro Ausente ou com Problemas	Não apresentou
Danificação ou Deterioração de Juntas de Dilatação	Não apresentou
Guarda Corpos Danificados ou Inadequados	Não apresentou
Percolação ou Infiltração de Água	Não apresentou
Existência de Materiais ou Agentes Agressivos Atuando sobre a OAE	Não apresentou
Manchas no Concreto/ Eflorescência	Não apresentou
Segregação do Concreto	Grande parte do pilar 1 apresentou-se com concreto segregado. Isso acarretou na corrosão da armadura
Marcas de Fogo no Concreto	O pilar 1 apresentou bastante marcas de fogo
Perdas de Seção em Decorrência de Choques Mecânicos	Não apresentou
Trincas	Não apresentou
Fissuras com $w < 3\text{mm}$	Fissuras dentro do remendado pela norma NBR 6118 (ABNT, 2014)
Fissuras com $w > 3\text{mm}$	Não apresentou
Armaduras Rompidas	Não apresentou
Armaduras Expostas	A parte do pilar que estava com o concreto segregado, apresentou armaduras expostas
Armaduras com Baixo Cobrimento	Não apresentou

Superestrutura da OAE	
Elemento:	Pilar 2
Manifestações Patológicas	Verificação
Problema de Proteção dos Taludes e das Fundações	Não apresentou
Recalques	Não apresentou
Esmagamentos	Não apresentou
Drenagem do Tabuleiro Ausente ou com Problemas	Não apresentou
Danificação ou Deterioração de Juntas de Dilatação	Não apresentou
Guarda Corpos Danificados ou Inadequados	Não apresentou
Percolação ou Infiltração de Água	Não apresentou
Existência de Materiais ou Agentes Agressivos Atuando sobre a OAE	Não apresentou
Manchas no Concreto/ Eflorescência	Não apresentou
Segregação do Concreto	O Pilar 2 apresentou um ponto em que o concreto estava bastante segregado
Marcas de Fogo no Concreto	O Pilar 2 apresentou marcas de fogo
Perdas de Seção em Decorrência de Choques Mecânicos	Não apresentou
Trincas	Não apresentou
Fissuras com $w < 3\text{mm}$	Fissuras dentro do remendado pela norma NBR 6118 (ABNT, 2014)
Fissuras com $w > 3\text{mm}$	Não apresentou
Armaduras Rompidas	Não apresentou
Armaduras Expostas	Não apresentou
Armaduras com Baixo Cobrimento	Não apresentou

Superestrutura da OAE	
Elemento:	Pilar 3
Manifestações Patológicas	Verificação
Problema de Proteção dos Taludes e das Fundações	Não apresentou
Recalques	Não apresentou
Esmagamentos	Não apresentou
Drenagem do Tabuleiro Ausente ou com Problemas	Não apresentou
Danificação ou Deterioração de Juntas de Dilatação	Não apresentou
Guarda Corpos Danificados ou Inadequados	Não apresentou
Percolação ou Infiltração de Água	Não apresentou
Existência de Materiais ou Agentes Agressivos Atuando sobre a OAE	Não apresentou
Manchas no Concreto/ Eflorescência	Não apresentou
Segregação do Concreto	Não apresentou
Marcas de Fogo no Concreto	Apresentou concreto escurecido devido a ação do fogo que estava localizado abaixo da ponte
Perdas de Seção em Decorrência de Choques Mecânicos	Não apresentou
Trincas	Não apresentou
Fissuras com $w < 3\text{mm}$	Fissuras dentro do remendado pela norma NBR 6118 (ABNT, 2014)
Fissuras com $w > 3\text{mm}$	Não apresentou
Armaduras Rompidas	Não apresentou
Armaduras Expostas	Não apresentou
Armaduras com Baixo Cobrimento	Não apresentou

Superestrutura da OAE	
Elemento:	Pilar 4
Manifestações Patológicas	Verificação
Problema de Proteção dos Taludes e das Fundações	Não apresentou
Recalques	Não apresentou
Esmagamentos	Não apresentou
Drenagem do Tabuleiro Ausente ou com Problemas	Não apresentou
Danificação ou Deterioração de Juntas de Dilatação	Não apresentou
Guarda Corpos Danificados ou Inadequados	Não apresentou
Percolação ou Infiltração de Água	Não apresentou
Existência de Materiais ou Agentes Agressivos Atuando sobre a OAE	Não apresentou
Manchas no Concreto/ Eflorescência	Não apresentou
Segregação do Concreto	Não apresentou
Marcas de Fogo no Concreto	Apresentou concreto escurecido devido a ação do fogo que estava localizado abaixo da ponte
Perdas de Seção em Decorrência de Choques Mecânicos	Não apresentou
Trincas	Não apresentou
Fissuras com $w < 3\text{mm}$	Fissuras dentro do remendado pela norma NBR 6118 (ABNT, 2014)
Fissuras com $w > 3\text{mm}$	Não apresentou
Armaduras Rompidas	Não apresentou
Armaduras Expostas	Não apresentou
Armaduras com Baixo Cobrimento	Não apresentou

Superestrutura da OAE	
Elemento estrutural	Patologia
Pavimento	Não identificado
Sinalização	Não identificado
Transição Terrapleno/Pavimento	Não identificado
Drenos	Alguns drenos estavam danificados
Lajes de Transição	Não identificado

LAUDO TÉCNICO DE INSPEÇÃO E VISTORIA - ENSAIOS TECNOLÓGICOS		
Ensaio	Localização	Quantidade
Determinação da Profundidade da Frente de Carbonatação no Concreto	Viga Longarina 1 e 2	4 corpos de prova
Determinação do Cobrimento das Armaduras com Detector de Armaduras ou Pacômetro	Viga Longarina 1 e 2, Pilar 1 e 2 e Laje	VL1 = 36mm, VL2 = 47mm, P1 = 21mm e P2 = 33mm
Verificação da Homogeneidade do Concreto por Ultrassom	Viga Longarina 1 e 2, Pilar 1 e 2	10 pontos
Verificação da Resistência à compressão do concreto por Esclerometria	Viga Longarina 1 e 2, Pilar 1 e 2 e Laje	16 impactos por elemento