



# **CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS**

*Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 1.162, de 13/10/16, D.O.U nº 198, de 14/10/2016*  
ASSOCIAÇÃO EDUCACIONAL LUTERANA DO BRASIL

Thamires Ramalho da Silva

**ANÁLISE DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM OBRAS DE ARTES ESPECIAIS:**

Um estudo das ocorrências na ponte sobre o Rio Tocantins em Porto Nacional-TO

Palmas – TO

2019

Thamires Ramalho da Silva

ANÁLISE DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM OBRAS DE ARTES ESPECIAIS:

Um estudo das ocorrências na ponte sobre o Rio Tocantins em Porto Nacional-TO

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) II elaborado e apresentado como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof. Dr. Fábio Henrique de Melo Ribeiro.

Palmas – TO

2019

Thamires Ramalho da Silva

ANÁLISE DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM OBRAS DE ARTES ESPECIAIS:

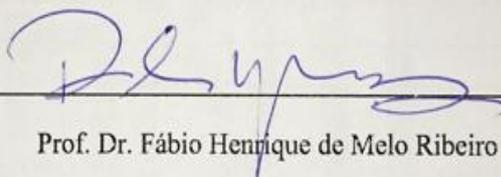
Um estudo das ocorrências na ponte sobre o Rio Tocantins em Porto Nacional-TO

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) II elaborado e apresentado como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof. Dr. Fábio Henrique de Melo Ribeiro.

Aprovado em: 28/05/2019

BANCA EXAMINADORA

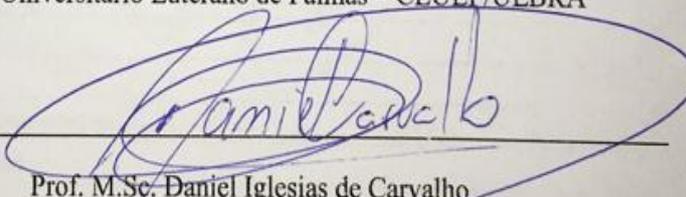


---

Prof. Dr. Fábio Henrique de Melo Ribeiro

Orientador

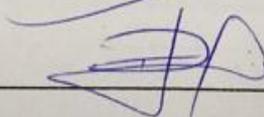
Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP/ULBRA



---

Prof. M.Sc. Daniel Iglesias de Carvalho

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP/ULBRA



---

Prof. M.Sc. Roldão Pimentel de Araújo Junior

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP/ULBRA

Palmas – TO

2019

Dedico este trabalho aos meus pais, Dilma Alves Ramalho da Silva e Emivaldo Jesus da Silva, que tanto batalharam para a concretização desse sonho.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço especialmente ao meu orientador, professor Dr. Fábio Henrique de Melo Ribeiro, que guiou os meus passos para o desenvolvimento e satisfatória conclusão desse estudo. Fábio, obrigada por todos os conhecimentos repassados, a sua humildade em ensinar me inspira a ser uma pessoa melhor diariamente. Agradeço também aos meus amigos, que colaboraram ativamente no desenvolvimento das inspeções realizadas, aqui lembrados: Asafe, Daniel, Giovanna, Lucas, Marcus Vinícius, Netinho e Weslany. Sobretudo, agradeço ao meu maior companheiro, meu pai, que esteve presente em todas as etapas das inspeções. A minha gratidão igualmente àqueles que colaboraram para o levantamento dos documentos necessários; Ederjofre Victor, Bruno Valões e Vanessa Parrião. Aos meus amigos: Danilo, Lucas, Rennison e Weslany, que fizeram da jornada universitária um caminho mais feliz, o meu eterno muito obrigada.

“Um dia, quando olhares para trás, verás que os dias mais belos foram aqueles em que lutaste.” - Sigmund Freud

## RESUMO

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

O presente trabalho foi desenvolvido na ponte situada sobre o Rio Tocantins, localizada na Rodovia Estadual TO-255, trecho de Porto Nacional-TO. Trata-se de uma obra de arte especial construída em 1978, que desde cinco anos após a sua inauguração vem apresentando problemas, que foram agravados devido a ausência de manutenção, comprometendo a sua durabilidade e vida útil, resultando atualmente em sua interdição parcial. O estudo objetivou avaliar a condição da obra de arte especial e o grau de comprometimento da mesma com relação à segurança dos usuários, a partir do diagnóstico das manifestações patológicas presentes e análise da sua evolução. Foi utilizada a norma ABNT NBR 9452:2016 para a realização de uma inspeção especial e atribuição das notas de classificação das condições dos elementos da obra de arte especial inspecionados, a partir da caracterização estrutural, funcional e de durabilidade descritos nesta norma. Realizou-se os ensaios de esclerometria e de determinação do pH, a fim de verificar, respectivamente, a dureza superficial do concreto e a ocorrência de carbonatação nos elementos, com o intuito de utilizá-los no diagnóstico das manifestações patológicas. Após as inspeções realizadas, verificou-se que a condição da ponte é crítica, tendo como manifestação patológica de maior incidência a reação álcali-agregado, responsável majoritariamente pela deterioração dos elementos principais da ponte.

Palavras-chave: Manifestações patológicas. Reação álcali-agregado. Pontes

## ABSTRACT

SILVA, Thamires Ramalho. **Analysis of pathological manifestations in special construction: A study of the occurrences in the bridge over the Rio Tocantins in Porto Nacional-TO.** 2019. 105 f. Course Completion Work (Undergraduate) - Civil Engineering Course, Lutheran University Center of Palmas, Palmas/TO, 2019.

The present work was developed in the bridge located on the Tocantins River, located in the State Highway TO-255, stretch of Porto Nacional-TO. It is a special work of art built in 1978, which since five years after its inauguration has presented problems, which were aggravated due to lack of maintenance, compromising its durability and useful life, currently resulting in its partial ban. The objective of this study was to evaluate the condition of the special work of art and the degree of impairment of it in relation to the users' safety, based on the diagnosis of the present pathological manifestations and analysis of their evolution. ABNT NBR 9452: 2016 was used to carry out a special inspection and assignment of classification grades of the conditions of the elements of the special work inspected, based on the structural, functional and durability characterization described in this standard. The sclerometry and pH tests were carried out in order to verify, respectively, the surface hardness of the concrete and the occurrence of carbonation in the elements, with the purpose of using them in the diagnosis of the pathological manifestations. After the inspections were carried out, it was verified that the condition of the bridge is critical, having as a pathological manifestation of higher incidence the alkali-aggregate reaction, mainly responsible for the deterioration of the main elements of the bridge.

Keywords: Pathological manifestations. Alkali-aggregate reaction. Bridges

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Nomenclatura dos elementos de uma ponte .....	21
Figura 2 – Modelo de Tutti.....	26
Figura 3 – Lei de evolução de custos, lei de Sitter .....	27
Figura 4 – Falhas patogênicas nas etapas construtivas no Brasil.....	28
Figura 5 – Deterioração progressiva devido à corrosão das armaduras.....	28
Figura 6 – Corrosão das armaduras com o rompimento da proteção química <sup>29</sup>	
Figura 7 – Esquema da pilha de corrosão.....	30
Figura 8 – Eflorescência no tabuleiro de uma ponte .....	31
Figura 9 – Fissuras mapeadas em bloco de fundação devido a reação álcali-agregado .....	32
Figura 10 – Localização do objeto de estudo .....	39
Figura 11 – Objeto de estudo.....	40
Figura 12 – Seção transversal da seção caixão .....	41
Figura 13 – Construção da ponte sobre o Rio Tocantins .....	48
Figura 14 – Perfil da ponte atualmente.....	48
Figura 15 – Veículo e multidão em planta .....	51
Figura 16 – Veículo e multidão em planta .....	52
Figura 17 – Mapeamento das manifestações patológicas na face inferior do tabuleiro.....	54
Figura 18 - Mapeamento das manifestações patológicas nos pilares .....	55
Figura 19 - Mapeamento das manifestações patológicas nos caixões .....	56
Figura 20 – Porosidade do concreto, P1 .....	60
Figura 21 – Corrosão das armaduras acentuada em local de infiltração, Caixaão P6LD2 .....	60
Figura 22 – Medição da seção de aço com utilização do Paquímetro analógico, Caixaão P5LD2 .....	61
Figura 23 – Armadura rompida, Caixaão P7LD1 .....	62
Figura 24 – Corrosão das armaduras em local onde foi realizado reparo, Caixaão P9LD1 .....	63

Figura 25 – Lixiviação e eflorescência nos caixões .....	64
Figura 26 – Estalactites nos caixões, Caixaão P5LD2 .....	65
Figura 27 – Eflorescência nas longarinas .....	65
Figura 28 – Eflorescência acentuada devido a abertura da junta de dilatação da pista .....	66
Figura 29 – Fissuras espessas devido a RAA .....	67
Figura 30 – Fissuras mapeadas devido a RAA.....	67
Figura 31 – Fissuras mapeadas na face superior dos caixões, Caixaão P6LD2 .....	68
Figura 32 – Gel proveniente da RAA ao redor da armadura .....	69
Figura 33 – Manifestação de bolor e limo nos pilares .....	70
Figura 34 – Sintomatologia observada para identificação de bolor e limo nos pilares.....	70
Figura 35 – Manifestação de erosão nos pilares, P1.....	71
Figura 36 – Visualização do seixo rolado utilizado como agregado .....	71
Figura 37 – Impacto de embarcações nos pilares, P7 .....	72
Figura 38 – Injeção ao longo dos pilares .....	73
Figura 39 – Reparo nas extremidades dos pilares .....	73
Figura 40 – Reparo no canto do pilar, sujeito a impacto de embarcações .....	74
Figura 41 – Reparo inadequado nas fissuras, Caixaão P7LE2 .....	74
Figura 42 – Reparo inadequado em locais onde apresentam armadura exposta.....	75
Figura 43 – Junta de dilatação desgastada.....	75
Figura 44 – Abertura nas juntas de dilatação .....	76
Figura 45 – Gerber situado entre os pilares P1 e P2.....	77
Figura 46 – Fissuras inclinadas no interior dos caixões .....	77
Figura 47 – Fissuras por cisalhamento em vigas .....	78
Figura 48 – Identificação da carbonatação em local de retirada de corpo de prova, P7LD1 .....	79
Figura 49 – Realização do ensaio de esclerometria nos pilares.....	80
Figura 50 - Fissuras observadas no Caixaão P7LE2 em 2016 .....	85

Figura 51 - Identificação de fissuras novas fissuras no caixão P7LE2.....	85
Figura 52 - Face do pilar P6 em 2016 .....	86
Figura 53 - Face do pilar P6 em 2019 .....	87
Figura 54 - Tubulões do bloco do apoio P4.....	88
Figura 55 - Danos típicos observados nos elementos submersos da estrutura, pilares, blocos de fundação e tubulões.....	88
Figura 56 - Rachadura identificada no tubulão 2 do apoio P4.....	89
Figura 57 - Redução da seção transversal observadas no tubulão 1 do apoio P4 .....	90
Figura 58 - Cotas adotadas para avaliar o deslocamento dos balanços .....	91
Figura 59 - Bolhas de ar aprisionado com núcleo vazio e borda preenchida por gel de reação álcali-silica .....	93
Figura 60 - Vazio preenchido parcialmente por etringita .....	94
Figura 61 - Pasta cimentícia com gel fraturado .....	95

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classe de agressividade ambiental (CAA).....	23
Tabela 2 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto .....	23
Tabela 3 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10\text{mm}$ .....	24
Tabela 4 – Tabela de classificação das aberturas quanto a sua espessura .....	33
Tabela 5 – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental.....	35
Tabela 6 – Classificação da condição da OAE segundo os parâmetros estrutural, funcional e de durabilidade .....	45
Tabela 7 – Cobrimentos medidos nos pilares .....	49
Tabela 8 – Carga dos veículos e cargas uniformemente distribuídas .....	50
Tabela 9 – Carga dos veículos e cargas uniformemente distribuídas .....	51
Tabela 10 – Acréscimo de esforços em porcentagem do TB-45 em relação ao TB-36.....	52
Tabela 11 – Valores característicos da composição de carga permanente e carga móvel e a porcentagem de acréscimo dos esforços do TB-45 em relação ao TB-36.....	53
Tabela 12 – Carbonatação em locais de armadura exposta, P1 a P3 .....	57
Tabela 13 - Carbonatação em locais de armadura exposta, P4 a P6.....	58
Tabela 14 - Carbonatação em locais de armadura exposta, P7 a P9.....	59
Tabela 15 – Níveis de deterioração de elementos de concreto armado sujeitos à corrosão de armaduras .....	61
Tabela 16 – Perda de seção das armaduras localizadas nos caixões.....	62
Tabela 17 – Nível de deterioração dos caixões .....	63
Tabela 18 – Aberturas das fissuras médias nos pilares.....	68
Tabela 19 – Abertura das fissuras apresentadas nos caixões.....	78
Tabela 20 – Indicação da presença de carbonatação nos caixões .....	79
Tabela 21 – Resistência à compressão superficial nos elementos .....	80

Tabela 22 – Nota de classificação dos pilares, embasadas na ABNT NBR 9452:2016 .....	82
Tabela 23 - Nota de classificação dos caixões, embasadas na ABNT NBR 9452:2016.....	82
Tabela 24 - Nota de classificação das longarinas, embasadas na ABNT NBR 9452:2016 .....	83
Tabela 25 - Nota de classificação das juntas, embasadas na ABNT NBR 9452:2016 .....	83
Tabela 26 – Evolução das manifestações patológicas observadas no Caixaão P7LE2 .....	84
Tabela 27 - Evolução das fissuras medidas no P4 e P6.....	86
Tabela 28 - Comparação entre danos identificados nas inspeções submersas realizadas entre 2003, 2010 e 2016.....	87
Tabela 29 - Medidas da seção reduzida na extremidade do tubulão 1 do apoio 4, 2003 e 2010 .....	89
Tabela 30 - Medidas da seção reduzida na extremidade do tubulão 1 do apoio 4, 2016.....	89
Tabela 31 - Deslocamentos dos balanços ocorridos entre 2003 e 2016, perfil montante .....	91
Tabela 32 - Deslocamentos dos balanços ocorridos entre 2003 e 2016, perfil jusante.....	92
Tabela 33 - Identificação das amostras.....	93
Tabela 34 - Evidências de RAA por amostra .....	95

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

:

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CAA	Classe de agressividade ambiental
CEB	Comitê Eurointernacional do Beton
DERGO	Departamento de Estradas de Rodagem de Goiás
DERTINS	Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Tocantins
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte
EDS	Espectroscopia de energia dispersiva
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas
ISO	International Organization for Standardization
MEV	Microscopia eletrônica de varredura
OAEs	Obras de Arte Especiais
PBT	Peso Bruto Total
PBTC	Peso Bruto Total Combinado
RAA	Reação Álcali Agregado

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>16</b>
1.1 OBJETIVOS .....	17
1.1.1 Objetivo Geral .....	17
1.1.2 Objetivos Específicos .....	17
1.2 JUSTIFICATIVA .....	17
<b>2 REFERENCIAL TEÓRICO .....</b>	<b>20</b>
2.1 OBRAS DE ARTE ESPECIAIS.....	20
2.2 PONTES DE CONCRETO ARMADO .....	20
2.2.1 ELEMENTOS CONSTITUINTES DAS PONTES .....	20
2.2.2 DISPOSITIVO DE SEGURANÇA .....	21
2.2.3 SOBRELAJE E PAVIMENTAÇÃO .....	22
2.2.4 ACABAMENTOS.....	22
2.3 DESEMPENHO.....	22
2.4 DURABILIDADE .....	23
2.5 VIDA ÚTIL .....	25
2.6 MANUTENÇÃO.....	26
2.7 MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM PONTES DE CONCRETO ARMADO	27
2.7.1 MECANISMOS DE DETERIORAÇÃO E ENVELHECIMENTO EM RELAÇÃO À ARMADURA .....	28
2.7.1.1 CORROSÃO DAS ARMADURAS.....	28
2.7.2 MECANISMOS DE DETERIORAÇÃO E ENVELHECIMENTO AO CONCRETO .....	30
2.7.2.1 LIXIVIAÇÃO E EFLORESCÊNCIA .....	30
2.7.2.2 REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO .....	31
2.7.2.3 FISSURAÇÃO .....	33
2.7.2.4 BOLOR.....	35
2.7.2.3 EROSÃO .....	36

<b>2.7.3 PATOLOGIAS EM JUNTAS DE DILATAÇÃO .....</b>	<b>36</b>
<b>2.8 INSPEÇÕES EM PONTES .....</b>	<b>36</b>
<b>2.8.1 INSPEÇÃO CADASTRAL.....</b>	<b>37</b>
<b>2.8.2 INSPEÇÃO ROTINEIRA .....</b>	<b>37</b>
<b>2.8.3 INSPEÇÃO EXTRAORDINÁRIA .....</b>	<b>37</b>
<b>2.8.4 INSPEÇÃO ESPECIAL .....</b>	<b>38</b>
<b>3 METODOLOGIA.....</b>	<b>39</b>
<b>3.1 DESENHO DO ESTUDO .....</b>	<b>39</b>
<b>3.2 LOCAL E PERÍODO DE REALIZAÇÃO DA PESQUISA .....</b>	<b>39</b>
<b>3.3 OBJETO DE ESTUDO .....</b>	<b>40</b>
<b>3.4 LEVANTAMENTO DAS INFORMAÇÕES .....</b>	<b>41</b>
<b>3.5 INSPEÇÕES.....</b>	<b>42</b>
<b>3.6 ENSAIOS .....</b>	<b>43</b>
<b>3.6.1 ENSAIO DE ESCLEROMETRIA.....</b>	<b>43</b>
<b>3.6.2 ENSAIO DE VERIFICAÇÃO DO PH.....</b>	<b>44</b>
<b>3.7 AVALIAÇÃO DO GRAU DE DETERIORAÇÃO E ANÁLISE DOCUMENTAL .....</b>	<b>44</b>
<b>4 RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>	<b>47</b>
<b>4.1 ANÁLISE DOUMENTAL.....</b>	<b>47</b>
<b>4.1.1 CARACTERIZAÇÃO DA OBRA E DO AMBIENTE.....</b>	<b>47</b>
<b>4.1.2 COBRIMENTO .....</b>	<b>49</b>
<b>4.1.3 CARGA MÓVEL .....</b>	<b>50</b>
<b>4.2 MAPEAMENTO DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS .....</b>	<b>54</b>
<b>4.3 MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS .....</b>	<b>56</b>
<b>4.3.1 CORROSÃO DAS ARMADURAS.....</b>	<b>56</b>
<b>4.3.2 LIXIVIAÇÃO E EFLORESCÊNCIA .....</b>	<b>64</b>
<b>4.3.3 REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO .....</b>	<b>66</b>
<b>4.3.4 BOLOR E LIMO .....</b>	<b>69</b>

<b>4.3.5 EROSÃO .....</b>	<b>71</b>
<b>4.3.6 IMPACTO DE EMBARCAÇÕES.....</b>	<b>72</b>
<b>4.3.7 REPARO INADEQUADO .....</b>	<b>72</b>
<b>4.3.8 DETERIORAÇÃO DAS JUNTAS DE DILATAÇÃO .....</b>	<b>75</b>
<b>4.3.9 FISSURAS NO INTERIOR DOS CAIXÕES .....</b>	<b>77</b>
<b>4.4 ENSAIOS .....</b>	<b>79</b>
<b>4.4.1 ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DO PH.....</b>	<b>79</b>
<b>4.4.2 ENSAIO DE ESCLEROMETRIA.....</b>	<b>80</b>
<b>4.5 CLASSIFICAÇÃO DA OAE.....</b>	<b>81</b>
<b>4.6 EVOLUÇÃO DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS .....</b>	<b>84</b>
<b>4.6.1 DETERIORAÇÃO NO INTERIOR DOS CAIXÕES .....</b>	<b>84</b>
<b>4.6.1 DETERIORAÇÃO NOS PILARES .....</b>	<b>86</b>
<b>4.6.2 DETERIORAÇÃO NO TUBULÃO DO APOIO P4.....</b>	<b>87</b>
<b>4.6.3 DESLOCAMENTO DOS BALANÇOS .....</b>	<b>90</b>
<b>4.6.4 REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO .....</b>	<b>92</b>
<b>5 CONCLUSÃO.....</b>	<b>97</b>
<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>98</b>
<b>APÊNDICES.....</b>	<b>104</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Com o desenvolvimento das cidades, a necessidade de construções de viadutos, túneis e pontes aumentaram por essas serem essenciais para a mobilidade urbana e acompanhamento do progresso das cidades e zonas urbanas (MENEZES; CUNHA; ABREU, 2014). Apesar do alargamento da execução dessas obras, as manutenções das mesmas não acompanharam esse crescimento.

A Europa e o Estados Unidos consideram a manutenção das obras de artes especiais (OAEs) um fator importante, seja devido à segurança daqueles que a utilizam ou por questões técnico-econômicas. Estudos realizados em 1970 estimaram que nos EUA os gastos com recuperação de estruturas com corrosão eram equivalentes a cerca de 4% do PIB, o equivalente a US\$700 bilhões em 2019. Em 2011, especialistas avaliaram que os custos anuais de manutenção de tais obras no Brasil alcançam entre 30 e 50% do valor atualizado de construção, sendo nos Estados Unidos apenas 0,5%, 1,5% na Europa e 2,5% no Japão (RIBEIRO, 2011; SIQUEIRA, 2011).

Segundo Lemos (2005) no Brasil ainda não há uma cultura de manutenção das obras de arte especiais. Ocorre que após concluídas, essas estruturas são desassistidas, resultando no crescente grau de deterioração com o passar do tempo. Apenas quando apresentam um alto grau de comprometimento essas são recuperadas, resultando em um custo mais elevado, se comparado com as medidas de manutenção preventiva que poderiam ser realizadas.

Nesse contexto, sobre o Rio Tocantins, existe uma ponte com 900 metros de extensão, localizada no município de Porto Nacional, Rodovia Estadual TO-255, que também apresenta manifestações patológicas agravadas pela carência de manutenção. A mesma consiste em um elo entre a região central do estado com os principais modais de escoamento da produção, como BR-153 e Ferrovia Norte-Sul, sendo, portanto, largamente utilizada.

Corroborando a influência da ausência de manutenção com o comprometimento estrutural dessa obra, perícias realizadas pelo Laboratório de Sistemas Estruturais (LSE) diagnosticaram graves problemas, como: fissuras em todas as lajes inferiores do balanço, fissuras nos blocos de fundação e nas bases dos pilares e inclinação nas juntas de dilatação (SEINFRA/TO, 2011). O resultado desse estudo ocasionou na restrição do uso desse objeto a partir de 2011, e suspensão do tráfego na via em 2019, estando até a presente data liberado o tráfego apenas para pedestres, bicicletas e motocicletas.

Em função do exposto, esse estudo visou analisar o nível de deterioração da estrutura, através da análise das manifestações patológicas.

## 1.1 OBJETIVOS

### 1.1.1 Objetivo Geral

Avaliar o nível de deterioração da ponte sobre o Rio Tocantins, na cidade de Porto Nacional-TO, bem como o grau de comprometimento da mesma com relação à segurança dos usuários.

### 1.1.2 Objetivos Específicos

- Realizar inspeção especial, com o intuito de classificar os elementos da obra de arte especial através dos parâmetros de desempenho estrutural e durabilidade prescritos na ABNT NBR 9452:2016.
- Diagnosticar as manifestações patológicas presentes na ponte sobre o Rio Tocantins, explicitando as origens, mecanismos e causas para suas ocorrências.
- Analisar a evolução das manifestações patológicas da estrutura em estudo, desde 2003, a partir da documentação oficial disponível e inspeções realizadas.

## 1.2 JUSTIFICATIVA

A atividade de avaliação do comprometimento estrutural das obras de arte especiais tem se tornado uma prática de reconhecida importância, devido a relevante quantidade de pontes que requerem reparo associada à ocorrência de acidentes nas mesmas (JACINTO, 2011).

Segundo Vitório (2006), a ausência de programas voltados à manutenção das obras públicas é um dos maiores problemas enfrentados para a conservação dessas, pois os órgãos responsáveis dão importância apenas para a execução, desconsiderando os procedimentos necessários para que o seu desempenho e durabilidade sejam satisfatórios no decorrer dos anos.

Nesse contexto, em fevereiro de 2018, parte de um viaduto em Brasília desabou, ocasionando perdas materiais. Durante entrevista ao site Globo, a presidente do Conselho Regional de Engenharia do Distrito Federal, Fátima Có, declarou ser necessário aguardar a perícia para o levantamento das causas, porém adiantou que a obra visivelmente carecia de manutenção (CAMPOREZ; MARIZ, 2018). Em agosto desse mesmo ano, a Ponte Morandi, situada em Gênova, na Itália, ruiu, acarretando a morte e ferimento de dezenas de pessoas. Desde

então, estão sendo realizadas investigações a fim de determinar as causas do colapso. A empresa encarregada pela manutenção, Autostrade per l'Italia, declarou que foram feitas vistorias, que não sucederam em evidências de um possível desabamento da estrutura (ZENNARO, 2018).

Um viaduto localizado na marginal Pinheiros, Zona Oeste de São Paulo, desabou em novembro de 2018; incidente que suscitou danos em cinco veículos e ferimentos em um dos ocupantes. As análises iniciais, realizadas pelo Instituto de Criminalística, apontaram que uma das possíveis causas do desabamento foi a espessura insuficiente dos travessieiros de Neoprene, decorrentes da ausência de manutenção periódica (TAVARES, 2018).

Portanto, enquanto a manutenção não for vista como um fator indispensável para as obras em geral, essas tenderão à ruína. No estado de São Paulo, a receita disponível para manutenção caiu de 11,3% para 5,3% do orçamento municipal entre 2010 e 2020 (QUINTELLA; ROSARIO, 2019).

O objeto em estudo, situado sobre o Rio Tocantins, em Porto Nacional, encontrava-se interditado para o tráfego de veículos transportadores de carga com Peso Bruto Total (PBT) ou Peso Bruto Total Combinado (PBTC) superior a 30 toneladas, desde a publicação da PORTARIA SEINFRA/TO N° 799, de 20 de setembro de 2011. Em 2019, a via foi inteiramente interditada devido à necessidade de realização de levantamentos topográficos, visto que a mesma se encontra visivelmente comprometida; essa situação levou à declaração de situação de emergência na região, conforme exposto no DECRETO N° 5.907, DE 12 DE FEVEREIRO DE 2019. Até a presente data apenas pedestres, bicicletas e motocicletas podem transitar sobre a ponte.

Economicamente, tal restrição tem dificultado a logística de distribuição de grãos da região; é válido ressaltar que Porto Nacional é um potencial no ramo do agronegócio do estado e consiste em um meio de ligação para as demais regiões do Brasil. Além disso, a postergação das atividades de manutenção tem resultado no agravamento das manifestações patológicas presentes e por consequência o aumento do custo de recuperação dessa estrutura.

Do ponto de vista técnico, a realização deste estudo se fez necessária, por a estrutura não mais atender às condições de desempenho devidas. O problema estrutural presente compromete a segurança dos usuários que a utilizam, aumentando o risco de acidentes e possíveis danos materiais e/ou humanos.

Em relação ao fator social, a ponte é utilizada como ligação do distrito de Pinheirópolis, com o município de Porto Nacional, onde através dessa passagem os moradores do distrito tem acesso aos direitos sociais como educação, saúde e previdência. Outrossim, a mesma é um elo à BR-153, que cruza todo o estado, proporcionando aos cidadãos maior mobilidade. Torna-se essencial inspecionar a estrutura para que o bem-estar daqueles que a utilizam estejam assegurados.

Dessa forma, a análise das manifestações patológicas em obras de artes especiais é relevante devido à importância econômica, técnica e social de tais estruturas, tornando primordial a seguridade do seu desempenho e durabilidade. Através do diagnóstico das manifestações na ponte em estudo, assim como o agravamento dessas com o passar dos anos, foi possível verificar o grau de comprometimento da mesma com relação à segurança daqueles que a utilizam.

## **2 REFERENCIAL TEÓRICO**

### **2.1 OBRAS DE ARTE ESPECIAIS**

Pontes, viadutos, túneis, são exemplos de obras de engenharia que são diferenciadas e recebem a denominação de obras de arte especiais, devido a sua funcionalidade e comportamento quanto aos esforços de utilização. Tais obras são em geral submetidas a solicitações maiores, que são distribuídas diferentemente para cada tipo e forma (COSTA, 2016).

De acordo com Moscoso (2017) a função de tais obras é fazer o elo entre pontos separados por obstáculos naturais ou artificiais. Essas são importantes tendo em vista a sua necessidade para o desenvolvimento do país, pois são utilizadas nos transportes de pessoas, alimentos, etc.

### **2.2 PONTES DE CONCRETO ARMADO**

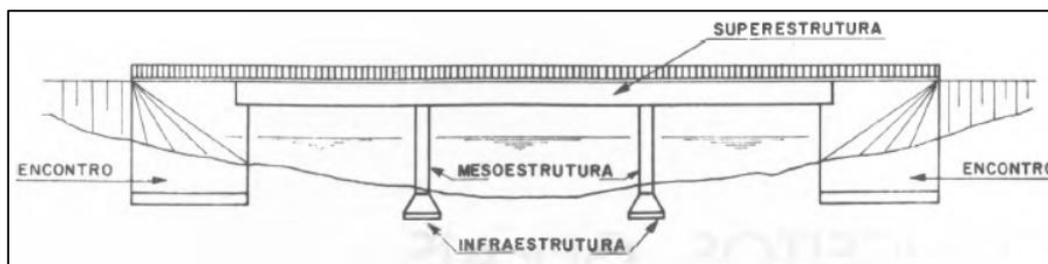
No início do século 20 as primeiras pontes em concreto simples foram construídas. Apesar da já existente utilização do concreto armado na execução dos tabuleiros das pontes de concreto simples, apenas em 1912 passaram-se a construir vigas e pórticos em concreto armado, com vãos de até 30 metros (DEBS; TAKEYA, 2007).

A ABNT NBR 9452:2016 nomeia como ponte as estruturas dispostas a fim de transpor obstáculos naturais de origem aquífera. O DNIT (2004) considera que se trata de uma estrutura, incluindo apoios, construída sobre uma depressão ou obstrução, tais como água, rodovia, ou ferrovia, que sustenta uma pista para passagem de veículos e outras cargas móveis, e que tem um vão livre, medido ao logo do eixo da rodovia, de mais de seis metros.

#### **2.2.1 Elementos constituintes das pontes**

Pfeil (1979) divide os elementos constituintes das pontes em três (Figura 1), com base em sua funcionalidade, são eles: superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura.

Figura 1 – Nomenclatura dos elementos de uma ponte



Fonte: Pfeil (1979)

- Superestrutura

Para Debs e Takeya (2007) a superestrutura é a constituinte responsável por vencer a barreira existente. A mesma pode ser subdividida ainda em estrutura principal, que possui a função de vencer o vão livre, e estrutura secundária, incumbida de receber as ações diretas das cargas.

Pfeil (1979) considera que a superestrutura é o elemento de apoio instantâneo do estrado, sendo composto comumente por lajes e vigas principais e secundárias.

- Mesoestrutura

A mesoestrutura é composta por pilares, estes são elementos encarregados por receber esforços da superestrutura e transmiti-los para a infraestrutura (PFEIL, 1979).

- Infraestrutura

Segundo Marchetti (2008) a infraestrutura da ponte é dada por elementos que transmitem para o terreno os esforços recebidos da mesoestrutura e superestrutura, sendo enquadrados nessa nomenclatura as estacas, sapatas, tubulões, etc.

### 2.2.2 Dispositivo de segurança

Inclui-se nessa categoria os guarda-corpos, guarda-rodas e barreiras. Tais elementos tem como objetivo fornecer proteção, sendo o primeiro relacionado à proteção para os pedestres, e os outros dois aos veículos, demarcando a via pavimentada e servindo como segurança para os veículos sem controle, forçando o seu retorno à pista (DNIT, 2009).

### **2.2.3 Sobrelaje e pavimentação**

As sobrelajes podem ser de concreto convencional ou concreto asfáltico, as primeiras tratam-se de uma esguia camada de concreto convencional que constitui a pista de rolamento, podendo ser substituída por uma espessura adicional da laje estrutural, com uma camada de desgaste superior a 3,0 cm, além do cobrimento das armaduras; as segundas referem-se a uma fina camada de concreto asfáltico, de aproximadamente 5,0 cm. São recomendados nas recuperações, não causam comprometimento do tráfego durante a sua execução (DNIT, 2009).

### **2.2.4 Acabamentos**

Os acabamentos das pontes consistem em drenos da pista de rolamento e das estruturas em caixão; pingadeiras feitas de concreto armado, que devem ainda ser previstas obrigatoriamente no projeto estrutural, possuem forma triangular e necessitam ser posicionadas nas extremidades laterais das lajes em balanço; sinalização balizadora, arremates e pinturas da estrutura, sendo que essas últimas não devem ser utilizadas para tampar os defeitos existentes (DNIT, 2009).

## **2.3 DESEMPENHO**

Desempenho em serviço consiste na capacidade de a estrutura manter-se em condições plenas de utilização, não devendo apresentar danos que comprometam em parte ou totalmente o uso para o qual foi projetada (ABNT NBR 6118:2014).

Para Souza e Ripper (1998), desempenho é o comportamento em serviço de cada elemento, no decorrer da vida útil, essa análise será reflexo dos serviços desenvolvidos nas etapas de projeto, construção e manutenção.

Os referidos autores dividem em três conceitos o desempenho das estruturas, ao longo das respectivas vidas úteis, em função de diferentes fenômenos patológicos. O primeiro faz referência ao desgaste natural da estrutura, sendo que quando há a sua recuperação, tal estrutura volta a atender a linha de desempenho exigida para a sua utilização. O segundo trata-se de uma estrutura sujeita a um problema repentino, como um acidente, que necessita de imediata interferência corretiva para que volte a comportar-se satisfatoriamente. O terceiro caso diz respeito às estruturas com erros originais, de projeto ou de execução, ou ainda uma estrutura que tenha necessitado alterar seus propósitos funcionais, situações em que se caracteriza a necessidade de reforço.

## 2.4 DURABILIDADE

Durabilidade consiste na capacidade de a estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e o contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto. A referida norma estabelece algumas diretrizes para a durabilidade das estruturas de concreto, dentre elas a agressividade do ambiente, que está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas (ABNT NBR 6118:2014). A classificação da agressividade do meio (Tabela 1) é utilizada para determinar valores relacionados à qualidade do concreto, conforme apresentado na Tabela 2.

Tabela 1 – Classe de agressividade ambiental (CAA)

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

<sup>a</sup> Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe 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).

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

<sup>c</sup> Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Tabela 2 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Concreto <sup>a</sup>	Tipo <sup>b, c</sup>	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

<sup>a</sup> O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

<sup>b</sup> CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

<sup>c</sup> CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

No que diz respeito ao concreto de cobrimento, Cascudo (1997) afirma que este serve como uma barreira física, garantindo a proteção do aço ao ataque de agentes agressivos externos. Freire (2005) reitera que quanto maior a sua espessura, maior será o tempo gasto pelos íons para atingir a armadura. Portanto, esse fator deve ser considerado como importante não apenas na etapa de concepção, mas também na fase executiva.

A ABNT NBR 6118:2014 apresenta especificações sobre critérios de projeto que visam a durabilidade das estruturas; esses são referentes a drenagem, formas arquitetônicas e estruturais, qualidade do concreto de cobrimento, detalhamento das armaduras, controle da fissuração, medidas especiais, inspeção e manutenção preventiva. A determinação do cobrimento nominal (Tabela 3) é estipulado em razão das informações sobre o tipo de estrutura, componente ou elemento e classe de agressividade ambiental.

Tabela 3 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para  $\Delta c = 10\text{mm}$

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV <sup>c</sup>
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje <sup>b</sup>	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo <sup>d</sup>	30		40	50
Concreto protendido <sup>a</sup>	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

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

<sup>b</sup> Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal  $\geq 15\text{ mm}$ .

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

<sup>d</sup> No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal  $\geq 45\text{ mm}$ .

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Roque e Moreno Junior (2005) dizem que os erros de projeto, em conjunto com a aplicação de materiais inadequados, são responsáveis por grande parte das manifestações patológicas apresentadas nas construções. Tornando-se imprescindível o conhecimento do comportamento dos materiais que compõe a estrutura quando submetidas aos agentes do meio.

A ABNT NBR 9452:2016 diz que os critérios de avaliação da durabilidade das OAE estão inteiramente relacionados a vida útil dessas, ou seja, tais parâmetros estão associados à capacidade da estrutura de resistir às ações dos agentes agressivos do meio.

Mehta e Monteiro (1994) atestam que as interações ambientais fazem com que a microestrutura e as propriedades dos materiais mudem com o passar do tempo, reafirmando que nenhum material é inerentemente durável.

## 2.5 VIDA ÚTIL

A vida útil de uma construção é o tempo no qual essa mantém os requisitos para qual foi projetada em relação à segurança, funcionalidade e estética, sem a necessidade de gastos imprevistos com manutenção e/ou reparo (RIPPER, 2003). Em concordância com essa definição, a ISO 13823:2008 interpreta como sendo o período durante o qual uma estrutura ou qualquer de seus componentes satisfazem os requisitos de desempenho do projeto, sem ações imprevistas de manutenção ou reparo.

Mehta e Monteiro (1994) certificam que um material atingiu o fim da sua vida útil quando as suas propriedades sob dadas condições de uso deterioram a tal ponto que a continuação do uso deste material é considerada, como insegura, ou antieconômica.

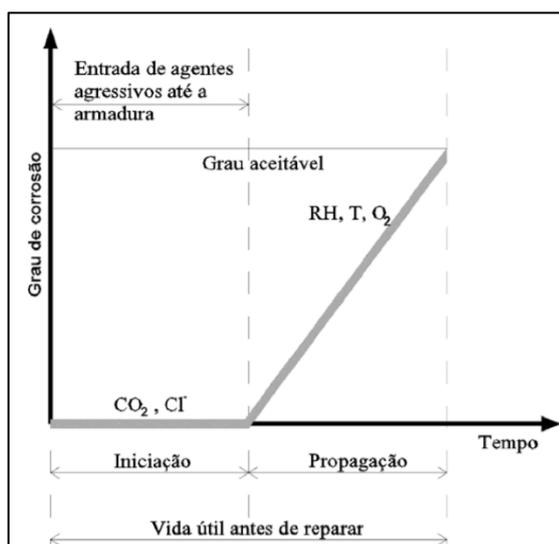
De acordo com o *fib Model Code for Service Life Design* (2006), a vida útil deve ser analisada sob três aspectos, sendo primeiramente os métodos de introdução ou verificação da vida útil no projeto, em segundo os procedimentos de execução e controle de qualidade e por fim os procedimentos de uso, operação e manutenção.

Helene (1993) distingue a vida útil em três, sendo elas: vida útil de projeto, que é dada até a despassivação da armadura, findada quando a frente de carbonatação ou cloretos alcançam as armaduras ; vida útil de serviço ou utilização, que é atingida quando surgem manchas, fissuras e/ou destacamento do revestimento; e vida útil residual de serviço ou de utilização, que corresponde à etapa de despassivação do aço até o esgotamento da vida útil de serviço.

Dessa forma, Medeiros, Andrade e Helene (2011) garantem que o conhecimento da durabilidade e dos métodos de previsão da vida útil das estruturas são fundamentais para auxiliar na previsão do comportamento do concreto em longo prazo, prevenir manifestações patológicas precoces nas estruturas e contribuir para a economia, sustentabilidade e durabilidade das estruturas.

Fazendo referência ao possível ataque por corrosão das armaduras, Tuutti (1982) apresentou um modelo de vida útil (Figura 2) em que é feita a relação do grau de deterioração com o tempo antes do reparo; onde a vida útil é dada por um período de iniciação e propagação. O tempo que o agente agressivo leva para atravessar o revestimento, atingir a armadura e ocasionar a sua despassivação, é nomeado por período de iniciação. O período de propagação é dado pelo agravamento da deterioração, até que seja alcançado um nível inaceitável.

Figura 2 – Modelo de Tuutti



Fonte: Tuutti, 1982 apud Meira 2017

## 2.6 MANUTENÇÃO

A realização de manutenções convenientes e regulares, garantem a majoração da vida útil e satisfatórios desempenhos estruturais e funcionais, visto que através das vistorias periódicas torna-se possível diagnosticar as anomalias presentes e indicar ações para a recuperação dessas (VITÓRIO, 2006).

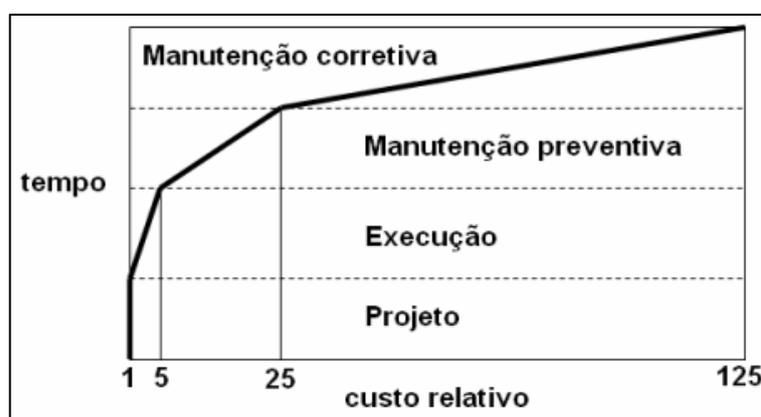
Devido a singularidade estrutural das OAEs, o surgimento de manifestações patológicas características nessas estruturas é evidente. O fato de não haver um cronograma de manutenção em tais obras, provoca a aceleração da deterioração. A dilação do início das medidas de manutenção resulta em atividades mais onerosas em cada etapa que é deixada de tomar tais medidas (LOURENÇO et al, 2009; VITÓRIO, 2006).

Os custos de manutenção das estruturas são bastante expressivos, podendo sobressair 40% em relação aos valores de execução da obra. A estimativa do custo em manutenção para as atuais pontes brasileiras, com uma perspectiva de recuperação para cinco anos, é da ordem

de 10 bilhões de reais. Os gastos com recuperação de obras deterioradas, em decorrência da corrosão de armaduras, giram em torno de 1,25% a 3,5% do PIB de países em desenvolvimento (FERRARI, 2007; OLIVEIRA et al, 2007).

As correções serão mais satisfatórias e econômicas quanto mais cedo forem realizadas. Uma demonstração eloquente de tal afirmação é a lei de Sitter, que evidencia o aumento do custo em progressão geométrica de razão cinco (Figura 3). Nesse modelo as etapas de construção e uso são desmembradas em quatro, sendo elas: etapa de projeto, execução, manutenção preventiva (realizada antes dos cinco primeiros anos) e manutenção corretiva, sendo essa exercida após o aparecimento de problemas (HELENE, 2003).

Figura 3 – Lei de evolução de custos, lei de Sitter



Fonte: Sitter, 1984 apud Helene, 2003

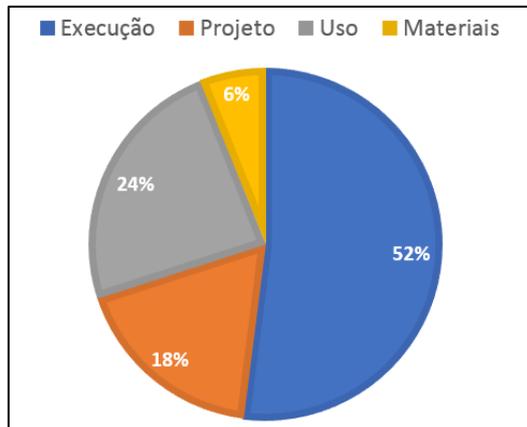
## 2.7 MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM PONTES DE CONCRETO ARMADO

As manifestações patológicas levantadas em OAEs são de natureza diversa e requerem tratamento adequado para que continuem com o seu desempenho satisfatório. Uma das justificativas para a apresentação das patologias são os erros nas etapas de construção (LOURENÇO, 2007).

Souza e Ripper (1998) abordam que a manifestação de um problema patológico em uma determinada estrutura é dada em decorrência de um erro de execução ou referente a outra etapa dessa. Tal ocorrência também pode referir a falhas no sistema de controle e qualidade nas etapas ou na própria estrutura após execução.

Alguns autores buscam determinar em qual fase construtiva surgem os erros que resultam nas patologias das estruturas. Souza (1991) constatou que no Brasil a maioria dessas falhas são geradas na etapa de execução, conforme apresentado na Figura 4.

Figura 4 – Falhas patogênicas nas etapas construtivas no Brasil



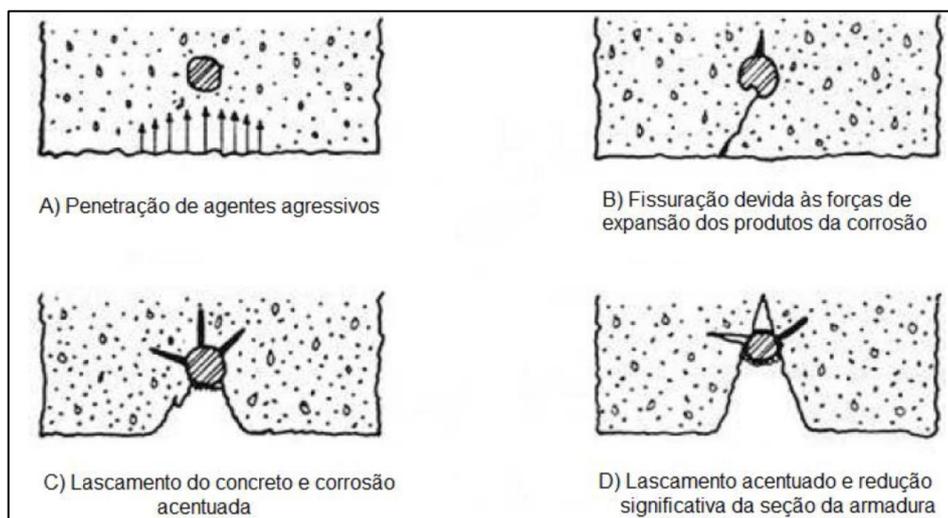
Fonte: Souza, adaptado pela autora (1991)

## 2.7.1 Mecanismos de deterioração e envelhecimento em relação à armadura

### 2.7.1.1 Corrosão das armaduras

A corrosão das armaduras é o principal mecanismo de deterioração das estruturas de concreto armado. Sartorti (2008) especifica que essa corrosão é decorrente da deficiência no cobrimento, ambiente agressivo, fissuração elevada, materiais inadequados e alta porosidade. Esses fatores tornam o concreto mais suscetível ao ataque de agentes agressivos (Figura 5), que resultam em fissuração, corrosão e redução da armadura (ALVES,2012).

Figura 5 – Deterioração progressiva devido à corrosão das armaduras

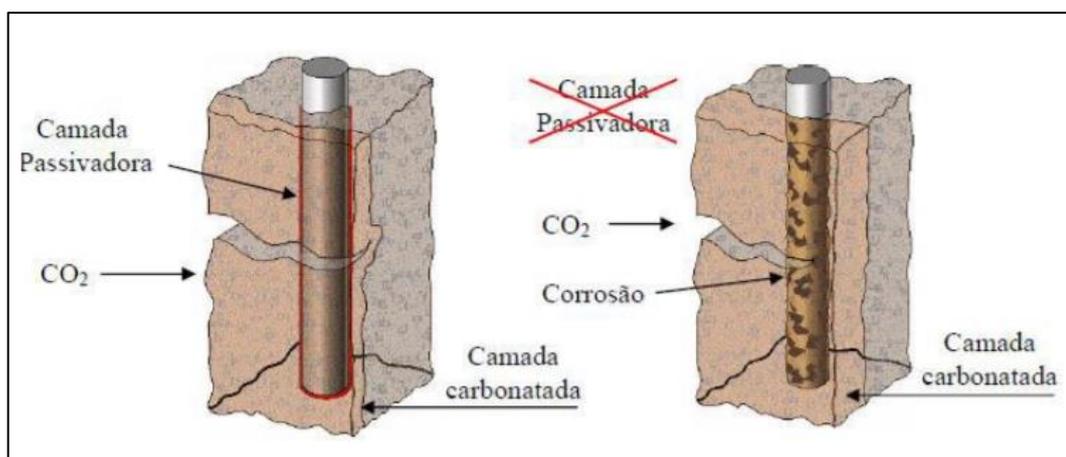


Fonte: Shaffer, 1971; Caironi, 1977 apud Helene 1986

Uma das grandes vantagens do concreto armado é possuir características que permitem a proteção das armaduras de maneira física e química. A proteção física consiste na execução de um cobrimento adequado, já a proteção química refere-se à alcalinidade do concreto, que permite o desenvolvimento de uma camada passivadora (HELENE, 1986; ANDRADE, 1992).

As armaduras de aço presentes no concreto são protegidas da corrosão pela passivação do aço, consequência da geração de uma película passivadora dentro do aço devido a formação de uma camada de óxido de ferro na superfície da armadura. Portanto, a corrosão atingirá as barras apenas quando tal película for destruída (Figura 6); esse rompimento pode ocorrer devido a redução do pH, por efeitos da carbonatação do cobrimento, presença de cloreto e lixiviação do concreto (FUSCO, 2012).

Figura 6 – Corrosão das armaduras com o rompimento da proteção química



Fonte: Tula 2010 apud Araujo 2017

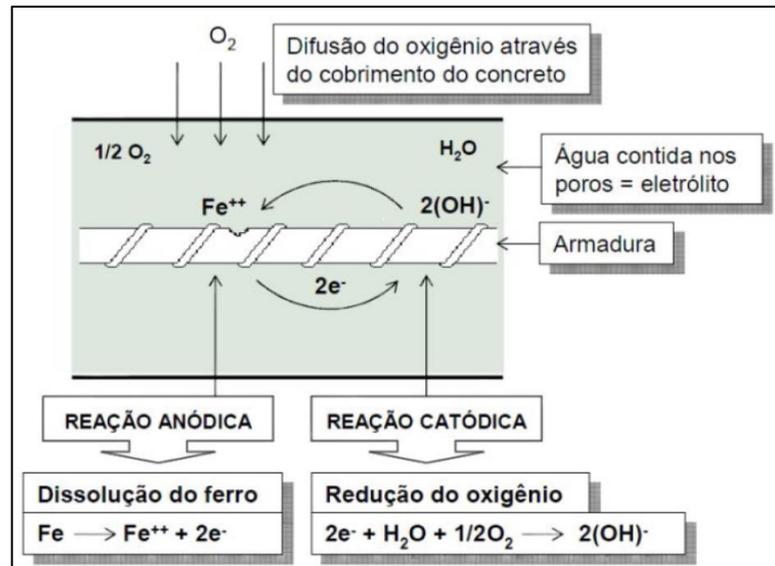
Soares, Vasconcelos e Nascimento (2015) dizem que o processo corrosivo nas armaduras é produto da interação de um material com o meio ambiente, ocasionando reações de natureza eletroquímica ou química, sendo essas aliadas ou não a ações físicas ou mecânicas, resultando em danos do material.

A sintomatologia de tal manifestação patológica são: fissuração do concreto paralelamente à armadura corroída, destacamento do cobrimento, manchas marrom-avermelhadas na superfície do concreto e nas fissuras e redução da seção da armadura (HELENE, 1986).

A corrosão eletroquímica é um ataque de natureza eletroquímica, que ocorre devido a construção de pilhas. Para a sua formação é necessário a presença de meio aquoso (eletrólito), diferença de potencial (ddp), oxigênio e agentes agressivos. Nessa pilha há a presença de um

ânodo, caracterizado pela passagem do material metálico para o estado iônico, fenômeno nomeado por oxidação; e um cátodo, onde são consumidos os elétrons gerados na região de redução, conhecida como região anódica (FIGUEIREDO; MEIRA, 2013).

Figura 7 – Esquema da pilha de corrosão



Fonte: Duarte, 2010 apud Alves 2012

Tais autores relatam que a corrosão pode ser classificada como generalizada ou localizada. Na corrosão generalizada, o desgaste do material ocorre geralmente de maneira uniforme e o ataque é dado em uma significativa superfície do metal, com a formação de micropilhas que são alteradas a todo tempo; portanto, a perda de seção nesse tipo de corrosão pode ser uniforme ou irregular. Na corrosão localizada o desgaste é ocorrido em uma superfície limitada, sendo desenvolvida de maneira acelerada se comparada com o tipo de corrosão anterior.

## 2.7.2 Mecanismos de deterioração e envelhecimento ao concreto

### 2.7.2.1 Lixiviação e Eflorescência

Sartorti (2008) define a lixiviação como sendo a dissolução e o arrasto do hidróxido de cálcio e variados compostos hidratados, gerando estalactites e estalagmites na superfície do concreto.

O contato das águas puras com os componentes hidratados da pasta de cimento Portland sofre hidrólise, sendo o hidróxido de cálcio o mais propenso a essa dissolução, ocasionando a lixiviação. A hidrólise tem como consequência a redução do pH do concreto, ocasionando a

precipitação de um gel de sílica ou alumina, fazendo com que o concreto desagregue. Comumente o produto lixiviado entra em contato com o dióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ), gerando eflorescência (Figura 6), que se trata de manchas brancas de carbonato de cálcio na superfície do concreto (MEHTA et al, 1994 apud LAPA 2008, p. 17; SOUZA; RIPPER, 1998).

Diversos fatores podem contribuir para a aparição da eflorescência (Figura 8), dentre eles a porosidade do concreto, relação água/cimento e grau de adensamento (NEVILLE, 1997).

Figura 8 – Eflorescência no tabuleiro de uma ponte



Fonte: Soares (2010)

### **2.7.2.2 Reação Álcali-Agregado**

A reação álcali-agregado pode ser definida como um tipo de dano que atinge o concreto por meio de um fenômeno expansivo. Os efeitos decorrentes da natureza expansiva da reação álcali-agregado (RAA) são diversos, e a fissuração ocorre quando a expansão se desenvolve. As deformações ocasionadas por essa reação dependem da quantidade agregados reativos presentes, nível de álcalis no cimento, temperatura ambiente, presença de umidade e restrições físicas para expansão (VALDUGA, 2002).

Andrade (1997) reconhece que há diversos estudos com o intuito de compreender o mecanismo da reação álcali-agregado, os fatores que influenciam no seu surgimento e medidas de solução seguras e praticáveis para a recuperação de estruturas com sintomatologia característica que tal fenômeno.

O mesmo relata que essa reação ocorre entre os álcalis liberados na hidratação do cimento e alguns tipos de minerais existentes no agregado, podendo ser dividida, em relação a

constituição mineralógica reativa dos agregados em: Reação Álcali-Sílica, Reação Álcali-Silicato e Reação Álcali-Carbonato. Nesse estudo será abordado os aspectos relacionados à Reação Álcali-Sílica.

A reação começa com o ataque dos minerais silicosos do agregado pelos hidróxidos alcalinos resultantes dos álcalis do cimento. Resulta em um gel de álcali-silicato nos planos mais fracos ou poros do agregado (onde está presente a sílica ativa) ou na superfície das partículas do agregado. No último caso, forma-se uma zona de alteração superficial característica. Esta pode destruir a aderência entre o agregado e a pasta que o envolve (NEVILLE, 1997, p. 158).

A dissolvência dos géis de silicato alcalino na água é responsável pela sua movimentação do interior do agregado para regiões microfissuradas do próprio agregado e do concreto. A presença constante de água junto ao concreto causa o avanço das microfissuras, que conseguem atingir a superfície externa do concreto. Tais fissuras apresentam forma irregular, sendo definidas como fissuras mapeadas, conforme apresentado na Figura 9 (MEHTA; MONTEIRO, 1994).

Figura 9 – Fissuras mapeadas em bloco de fundação devido a reação álcali-agregado



Fonte: Salles et al (2015)

Fusco (2012, p. 46) esclarece que “teores de álcalis abaixo de 0,6% do peso do cimento, em equivalente de sódio, impedem a reação expansiva, quaisquer que sejam os agregados empregados”, admite ainda que a ação destrutiva da reação álcali-sílica ocorrerá apenas quando existir sílica reativa, álcalis e água o suficiente para que a expansão aconteça significativamente. Este declara que quando a estrutura está em contato permanente ou intermitente com a água, é necessário fazer o controle dos álcalis do cimento, dando atenção também ao controle da

dosagem do concreto, pois essa etapa está inteiramente ligada à quantidade de álcalis, validando da mesma forma o domínio da natureza dos agregados.

### 2.7.2.3 Fissuração

A apresentação de fissuras nas obras de arte especiais é geralmente oriunda da desproporcional distribuição das tensões no interior da estrutura, sendo essas superiores à capacidade de resistência do material; ocorrendo ainda devido ao incremento de cargas atuantes sobre o tabuleiro, uso de materiais inadequados para a construção, flambagem, concretagem em temperaturas elevadas, falhas na concretagem e enraizamento de árvores na estrutura. Esse processo pode ocasionar danos imensuráveis, pois podem levar a um relevante comprometimento estrutural (LOURENÇO et al, 2009; DIÓGENES et al, 2014).

As aberturas podem ser classificadas (Tabela 4) quanto a sua espessura e atividade. Quanto à espessura, as mesmas são classificadas em fissuras, trincas, rachaduras, fendas e brechas. Quanto a sua atividade, essas podem ser ativas, características por mudarem de espessura conforme as condições que ocasionaram o seu surgimento forem alteradas; e passivas, que não devem ter como característica a alteração em sua espessura ou comprimento (OLIVEIRA, 2012; ZANZARINI, 2016).

Tabela 4 – Tabela de classificação das aberturas quanto a sua espessura

<b>ANOMALIAS</b>	<b>ABERTURAS (mm)</b>
<b>FISSURA</b>	Até 0,5
<b>TRINCA</b>	De 0,5 a 1,5
<b>RACHADURA</b>	De 1,5 a 5,0
<b>FENDA</b>	De 5,0 a 10,0
<b>BRECHA</b>	Acima de 10,0

Fonte: Oliveira, adaptado pela autora (2012)

Andrade (1997) atesta que fissuração no concreto pode ser manifestada na fase anterior ou posterior ao seu endurecimento, podendo ocorrer, por exemplo, devido ao esforço mecânico, decorrentes de erros ou cargas não previstas no projeto estrutural; ou retração, sendo essas de origem plástica, hidráulica ou térmica.

As fissuras fomentadas pela retração plástica são decorrentes da perda de água na superfície do concreto, essa pode ser provocada pela evaporação, absorção dos agregados, fôrma ou fundação. Elevadas temperaturas ambientes e baixa umidade do ar suscitam a perda acelerada de água e, por consequência, fissuração na superfície do concreto (ANDRADE,1997; THOMAZ,1989).

A fissuração causada por retração hidráulica procede da perda de uma parcela da água de amassamento por evaporação para o ambiente, essa ação é mais demorada do que a realizada na retração plástica. Quais maior for o volume de pasta ou argamassa no concreto, maior será a probabilidade de esse apresentar fissuração de característica hidráulica (ANDRADE,1997).

Fissuras de origem térmica ocorrem devido as reações de hidratação do cimento, que se tratam de reações exotérmicas, tendo como característica a liberação de calor em seu processamento. A expansão do concreto se dá proporcional a seu coeficiente de dilatação térmica; quando atingida a sua temperatura máxima o concreto contrai, ocasionando a queda das tensões de compressão. Devido a redução das tensões de compressão, o concreto irá gerar tensões de tração, se a temperatura continuar reduzindo. Apesar de ser um material resistente às tensões de compressão, nessas condições o material estará sujeito à fissuração devido às tensões de tração geradas (ANDRADE,1997; PFEIL,1989).

Por controle de fissuração quanto à aceitabilidade sensorial, a ABNT NBR 6118:2014 considera que a manifestação de fissuras nas estruturas pode ocasionar desconforto psicológico aos usuários, ainda que essas não expressem na perda de segurança da estrutura. A norma evidencia que limites mais severos a respeito da abertura de fissuras podem ser acordados com o contratante e estabelece parâmetros para o controle da fissuração e proteção das armaduras, através da determinação de limites para fissuração e proteção das armaduras quanto à durabilidade (Tabela 5).

Tabela 5 – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes 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 $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D <sup>a</sup>	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D <sup>a</sup>	Combinação frequente

<sup>a</sup> A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com  $a_p = 50$  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.

3 No projeto de lajes lisas e cogumelo protendidas, basta ser atendido o ELS-F para a combinação frequente das ações, em todas as classes de agressividade ambiental.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

#### 2.7.2.4 Bolor

O processo biodegenerativo identificado como bolor tem os fungos como agentes. A existência de fungos é identificada devido a formação de manchas, originadas devido a liberação de pigmentos ou ao comparecimento do micélio, sendo este definido como um conjunto de hifas, unidade filamentosa do fungo (GUERRA et al., 2012).

Apesar das manchas apresentarem-se em um local relativamente superficial dos materiais e os seus danos maiores serem relacionados a natureza estética dos elementos, a penetração do micélio pode ser intensa em algumas áreas, resultando na redução da coesão, acarretando a desagregação do material (CANEVA; NUGARI; SALVADORI, 2000).

De acordo com Alucci, Flauzino e Milano (1985), a expansão do bolor está diretamente relacionado à presença de umidade, devido os fungos necessitarem constantemente de um teor de umidade alto.

### **2.7.2.3 Erosão**

Conforme Andrade (1992), a erosão é o desgaste provocado pela passagem abrasiva dos fluidos com partículas finas suspensas. Fluidos em movimento, especialmente em pontes, abarcando partículas em suspensão, atuantes em superfícies de concreto podem provocar tal desgaste superficial do concreto.

Para Lima (2008), a erosão situada nos encontros e pilares das pontes é a maior responsável pela ruptura dessas. Diógenes et al. (2014), esclarece que é essencial que os elementos da fundação tenham um concreto com pouca permeabilidade, a fim de apresentarem uma satisfatória resistência.

### **2.7.3 Patologias em juntas de dilatação**

Segundo o DNIT (2006) as juntas de dilatação são os intervalos na estrutura que permitem a sua dilatação, esses podem ser entre a superestrutura e os encontros ou entre os trechos da superestrutura.

A utilização de juntas de dilatação nas estruturas é uma maneira de precaver o surgimento de fissuras, especialmente as originadas devido as movimentações térmicas e de retração hidráulica. As principais falhas nesse tipo de junta são associadas às aberturas insuficientes, que gera a elevação da junta devido à dilatação e infiltração da água, gerando patologias ocasionadas pela umidade, sendo elas eflorescências, bolores, etc (DIÓGENES et al, 2014).

## **2.8 INSPEÇÕES EM PONTES**

Conforme o DNIT (2004) inspeção em pontes trata-se de uma atividade especializada que abrange a coleta de elementos, de projeto e de construção, o exame minucioso da ponte, a elaboração de relatórios, a avaliação do estado da obra e as recomendações, que podem ser de nova vistoria, de obras de manutenção, de obras de recuperação, de reforço ou de reabilitação.

A ABNT NBR 9452:2016 refere-se à inspeção de estruturas de concreto como agrupamento de métodos técnicos e especializados que visam produzir um diagnóstico e prognóstico da estrutura, com o intuito de preservar ou recompor os requisitos de segurança da estrutura, assim como a sua funcionalidade e durabilidade.

Vitório (2002) diz que durante essa etapa são feitas as anotações, conforme as orientações da inspeção empregada, nesse momento deve-se estar atento a todas as anomalias para que se tenha um diagnóstico final que seja reflexo do real do objeto em estudo. Ressalta ainda que nessa etapa é indispensável o registro fotográfico das anomalias para comporem o relatório.

Para a determinação de causas precisas das manifestações patológicas, é necessário realizar primeiramente um exame visual, seguido de ensaios sobre amostras da estrutura. Recomenda-se que seja feita uma inspeção preliminar e, se necessário, uma inspeção detalhada. A inspeção preliminar objetiva caracterizar os sintomas visualmente, podendo ser realizado ensaios simples para avaliar o problema e determinar a necessidade de realizar uma inspeção minuciosa (ANDRADE, 1992).

A ABNT NBR 9452:2016 divide os tipos de inspeção em quatro, são elas: Inspeção cadastral, inspeção rotineira, inspeção especial e inspeção extraordinária.

### **2.8.1 Inspeção cadastral**

Esse tipo de inspeção deve ser realizada imediatamente após a conclusão da obra e também quando houver alterações na configuração da obra, sejam elas mudanças no sistema estrutural, reforço alargamento ou modificação em seu comprimento (ABNT NBR 9452:2016).

### **2.8.2 Inspeção rotineira**

Uma inspeção rotineira é caracterizada pelo DNIT (2004) como sendo periódicas, geralmente realizadas a cada dois anos. Devem ser verificadas visualmente a evolução das anomalias identificadas nas inspeções anteriores, assim como o registro das novas manifestações, ocorrências de eventuais modificações de projeto.

### **2.8.3 Inspeção extraordinária**

Giovannetti (2014) expõe que tal tipo de inspeção é solicitada quando é preciso analisar um dano na estrutura causado por ação humana ou por fatores naturais, nomeados como danos excepcionais. Nessa vistoria o inspetor deve avaliar a necessidade de limitar as cargas de tráfego que a estrutura é submetida ou interrompe-lo. É avaliado também quais serão os métodos de recuperação da obra para que o tráfego seja reestabelecido.

#### **2.8.4 Inspeção especial**

Essas inspeções são realizadas em intervalos máximos de cinco anos e direcionadas por um inspetor sênior. Tais vistorias devem ser realizadas quando as cadastrais ou rotineiras explicitarem danos graves ou críticos no objeto inspecionado, em ocasiões especiais como a excepcional passagem que cargas atípicas e em substituição das inspeções rotineiras (DNIT, 2004).

### 3 METODOLOGIA

#### 3.1 DESENHO DO ESTUDO

Conforme Fontelles et al (2009) o presente estudo tratou-se de uma pesquisa básica, visto que objetivou acumular conhecimentos e informações que levaram a resultados aplicados relevantes. Além disso, a pesquisa buscou explicar os porquês das manifestações patológicas, mas eximindo a apresentação de valores, versando então a uma pesquisa qualitativa, segundo Deslauriers (1991).

Quanto ao procedimento metodológico, trataram-se de pesquisas bibliográficas, documentais e experimentais; referindo-se a um estudo de caso, tendo como finalidade, segundo Patton (2002) a união de informações detalhadas e sistemáticas sobre um fenômeno, realizado em forma de pesquisa de campo.

#### 3.2 LOCAL E PERÍODO DE REALIZAÇÃO DA PESQUISA

Os estudos dos procedimentos metodológicos tiveram início em agosto de 2018 e foram concluídos em maio de 2019. A pesquisa inicial, referente ao levantamento documental, realizou-se em Porto Nacional e Palmas. O estudo de campo foi realizado em Porto Nacional, Rodovia Estadual TO-255 (Figura 10).

Figura 10 – Localização do objeto de estudo



Fonte: Google Earth, 2018

### 3.3 OBJETO DE ESTUDO

O levantamento das características do objeto de estudo baseou-se no Relatório Técnico de Diagnóstico Estrutural da Ponte sobre o Rio Tocantins, elaborado pelo Laboratório de Sistemas Estruturais (LSE) nos anos de 2003 e 2017.

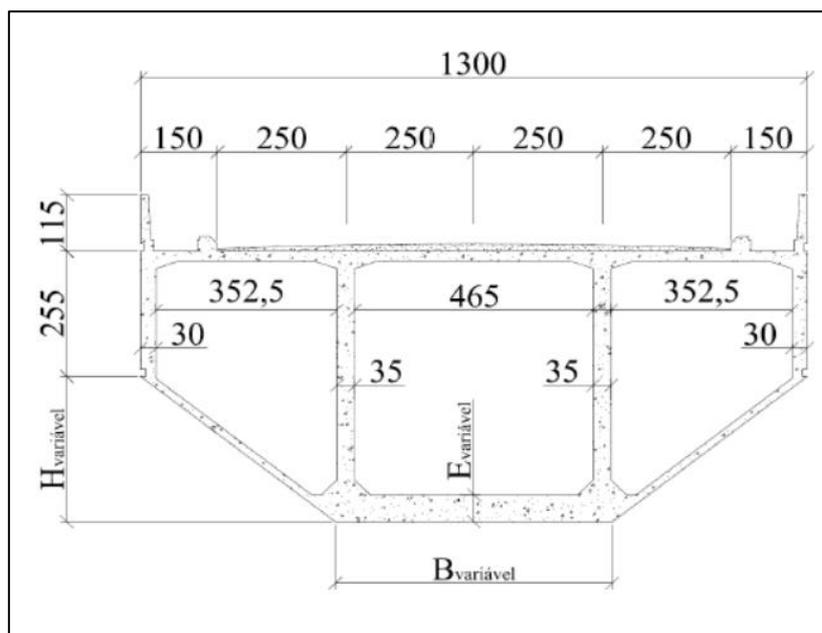
Localizada na Rodovia Estadual TO-255, trecho de Porto Nacional, a estrutura estudada trata-se de uma obra de arte especial (Figura 11) construída em 1978, com 8 vãos de 97,80m e 2 vãos de 58,80m, totalizando 900m de comprimento, com um tabuleiro de 13,40m de largura. A ponte é formada por 10 trechos, apoiados em 9 pilares e dois encontros, sendo que os 8 trechos intermediários são formados por vigas isostáticas de 40m de comprimento, que são apoiadas em balanços de 28,90m de comprimento dos 9 pilares intermediários. Os apoios das vigas intermediárias são em dentes Gerber, com aparelhos de apoio de Neoprene fretados. No meio da ponte, onde os pilares alcançam a maior altura de 32m, a altura do caixão (Figura 12) do balanço é de 5,51m.

Figura 11 – Objeto de estudo



Fonte: Arquivo próprio (2019)

Figura 12 – Seção transversal da seção caixa



Fonte: LSE (2010)

### 3.4 LEVANTAMENTO DAS INFORMAÇÕES

Com o intuito de compor o acervo para desenvolvimento do trabalho, foram feitos contatos através de e-mail, telefonema e visita técnica, no período de agosto a setembro de 2018, com a Agência Tocantinense de Transportes e Obras (AGETO) e Ministério Público Estadual do Tocantins, solicitando documentações referente à obra.

Solicitou-se os projetos da ponte, memorial descritivo, informações a respeito do controle tecnológico e programa de manutenção, relatórios de fiscalização da execução, laudos e diagnósticos relacionados às análises das manifestações patológicas. Na oportunidade em que se realizou a visita técnica na AGETO, foi feita uma entrevista não dirigida com o engenheiro civil do órgão, Bruno Valões, o qual informou não possuir o arquivo digital do projeto da ponte e a inexistência dos demais documentos solicitados, disponibilizando apenas as inspeções visuais do LSE.

Para desenvolver esse trabalho, utilizou-se os relatórios técnicos elaborados pelo LSE, disponibilizados pelos órgãos citados, sendo esses referentes a 2003, 2010, 2015 e 2017. Além destes documentos, no mesmo período foram feitas buscas por meio eletrônico de publicações oficiais relacionados à referida estrutura que deram suporte à pesquisa.

### 3.5 INSPEÇÕES

Optou-se por delimitar os elementos onde as inspeções visuais e detalhadas seriam realizadas. Os procedimentos foram desenvolvidos em dois dos elementos considerados pela ABNT NBR 9452:2016 como principais, devido ao dano em tais ser capaz de levar ao colapso parcial ou total da obra, sendo eles os caixões (tabuleiro e vigas) e os pilares; e em um elemento considerado por essa mesma norma como elemento complementar, cujo dano não causa algum comprometimento estrutural, somente funcional e de durabilidade, sendo essa as juntas de dilatação. As vigas longarinas, também consideradas como elemento principal, não foram inspecionadas detalhadamente, devido à dificuldade de acesso, porém o seu estado foi avaliado de acordo com os danos que foram possíveis observar visualmente.

A princípio, executou-se uma inspeção preliminar, que consistiu no exame visual para a caracterização dos sintomas; ação que auxiliou no planejamento da próxima etapa da inspeção. Esse momento fundamentou-se na análise visual dos elementos e realização de um levantamento fotográfico extenso, com o auxílio da câmera fotográfica Panasonic Lumix DMC-FZ47. Para o acesso nos caixões foi utilizada uma escada extensível de 3,0 metros de altura, e para o acesso nos pilares foi utilizado o barco modelo Pr 600 Sport Motor Mercury 15 Hp.

Durante a inspeção preliminar, foi feita a anotação de todos os sintomas visuais, visando comprovar se os sintomas e a natureza do problema são iguais em todos os elementos ou se existe mais de uma problemática na estrutura. Fez-se a identificação da agressividade do ambiente e a medição da espessura do revestimento, embasados na ABNT NBR 6118:2014; esses dados foram confrontados com as normas pertinentes na época da construção da ponte.

Em seguida, de posse dos resultados da vistoria anterior, elaborou-se o planejamento da inspeção detalhada. O planejamento indicou os elementos da estrutura que necessitavam de inspeção detalhada, a sua localização e os ensaios a serem efetuados. Novamente utilizou-se os equipamentos citados para o alcance.

A inspeção detalhada desenvolveu-se conforme a inspeção especial prescrita na ABNT NBR 9452:2016; com o intuito de quantificar a extensão da deterioração e caracterização dos elementos da estrutura vistoriados. Nessa fase ocorreram registros detalhados, ensaios não destrutivos e anotação dos seus resultados.

A inspeção detalhada nos caixões foi realizada a partir de acessos abertos na laje superior, utilizados nas inspeções realizadas pelo LSE. Tratavam-se de 35 janelas para

inspeção, que tiveram amostra reduzida para o desenvolvimento desse trabalho. Para tal, considerou-se 95% de confiança para o cálculo do tamanho da amostra, dado este que segundo Pedrotti (2018) significa que dos intervalos de confiança constituídos a partir das amostras de mesmo tamanho, 95% deles contêm o verdadeiro valor do parâmetro. Foi considerado que a vistoria seria realizada em 20% dos caixões, resultando em 7 caixões a serem inspecionados, este tamanho amostral resultou em uma margem de erro de 34%.

Os locais em que apresentaram a ocorrência de fissuração, tais aberturas foram medidas com o auxílio do Fissurômetro Trident; e nos locais onde haviam armaduras expostas utilizou-se o Paquímetro analógico Mitutoyo, a fim de verificar se houve perda de seção das armaduras. Para que houvesse uma melhor visualização dos dados extraídos, foram elaborados croquis com o mapeamento geral das manifestações patológicas nos elementos. Todos os pilares foram inspecionados, porém as medições referentes às aberturas das fissuras foram feitas apenas até 75 centímetros a partir do nível d'água.

### 3.6 ENSAIOS

#### 3.6.1 Ensaio de Esclerometria

Conforme o exposto na ABNT NBR 7584:1995 – Concreto Endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de flexão – Método de Ensaio executou-se o ensaio não destrutivo na estrutura, a fim de analisar a dureza superficial do concreto endurecido com o uso do esclerômetro de reflexão.

O princípio da esclerometria é admitir que exista uma estreita correlação entre a dureza superficial ou resistência ao choque e a resistência à compressão do material, sempre que não houver alterações na superfície desse material. Devido a sua facilidade de execução e custo acessível, esse método é largamente utilizado na construção civil, porém deve-se estar atento aos resultados desses, pois em alguns casos podem ocorrer erros (ANDRADE, 1992).

O ensaio operou-se nos locais determinados na etapa da inspeção visual, desenvolvendo-se na fase de inspeção detalhada. Fez-se a limpeza da superfície, com palhas-de-aço e escovas, para que as impurezas presentes não afetassem os resultados. Para a execução de tal ensaio manuseou-se o esclerômetro Schmidt.

### 3.6.2 Ensaio de verificação do pH

A aspersão de indicadores nas estruturas de concreto com o intuito de avaliar a carbonatação é utilizada devido a sua praticidade de aplicação e resultados satisfatórios. A fenolftaleína é um dos indicadores sugeridos pelo RILEM CPC-18 (1988) para a realização de tal verificação e será a utilizada nesse trabalho.

O ensaio resume-se a submeter a superfície do concreto à aspersão de fenolftaleína e verificar a sua coloração. Quando face do concreto apresenta a cor violeta, refere-se a um concreto com pH superior a 13, tratando-se de um ambiente alcalino; a ausência de coloração indica que a superfície está carbonada, com o pH inferior a 9. Para a realização desse ensaio usou-se 100 gramas de fenolftaleína (C<sub>20</sub>H<sub>14</sub>O<sub>4</sub>).

### 3.7 AVALIAÇÃO DO GRAU DE DETERIORAÇÃO E ANÁLISE DOCUMENTAL

Avaliou-se o grau/nível de deterioração da estrutura conforme a classificação da condição da obra de arte especial, segundo os parâmetros estrutural, funcional e de durabilidade presentes na ABNT NBR 9452:2016. Os valores puderam variar de 1 a 5, de acordo com a gravidade dos problemas detectados, conforme Tabela 6.

Os parâmetros estruturais são aqueles que tem relação com a segurança estrutural da OAE, referente à sua estabilidade e capacidade portante. Os parâmetros funcionais são aqueles relacionados diretamente aos fins a que ela se destina, devendo proporcionar também conforto e segurança a seus usuários. Os parâmetros de durabilidade são aquelas características da OAE diretamente associadas à sua vida útil, ou seja, com o tempo estimado em que a estrutura deve cumprir suas funções em serviço (ABNT NBR 9452:2016).

Como as inspeções especiais são mais detalhadas, cada elemento da obra foi inspecionado e anotou-se as suas anomalias. As classificações foram feitas por componentes estruturais, sendo aplicada uma nota para cada um dos parâmetros avaliados segundo a norma.

Tabela 6 – Classificação da condição da OAE segundo os parâmetros estrutural, funcional e de durabilidade

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.

Tabela 6 (continuação)

Nota de classificação	Condição	Caracterização estrutural	Caracterização funcional	Caracterização de durabilidade
3	Regular	Há danos que podem vir a gerar alguma deficiência estrutural, mas não há sinais de comprometimento da 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 moderadas a 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 geram 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.

A análise documental consistiu no reconhecimento de todas as informações disponíveis a respeito da estrutura em estudo. De posse da documentação disponibilizada pelos órgãos, procedeu-se uma análise de todas as inspeções já realizadas, acrescida da executada nesse estudo. Neste momento comparou-se e reconheceu-se a evolução cronológica das manifestações patológicas.

Tornou-se oportuno observar quais procedimentos foram realizados nas inspeções feitas pelo LSE, sendo eles ensaios ou processos da inspeção visual, que não foram possíveis executar nesse estudo, mas eram relevantes para diagnosticar as origens, causas e mecanismos das manifestações patológicas presentes, tendo como exemplo os ensaios destrutivos realizados para identificação da presença de RAA e inspeção submersa.

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para a análise dos dados extraídos e melhor discussão dos seus resultados, adotou-se a nomenclatura dos elementos da estrutura iniciando a contagem da margem de Porto Nacional à margem de Fátima. Dessa forma, o primeiro pilar situado à margem de Porto Nacional foi nomeado de Pilar 1 (P1) e assim sucessivamente até o Pilar 9 (P9); o mesmo fez-se com as longarinas, denominadas Longarina 1 a Longarina 8; e caixões, seguindo a formatação Caixa PXLIN, onde “X” é o número do pilar correspondente ao balanço inspecionado, “Y” o lado do passeio onde a janela de inspeção está situada, sendo esquerda (E) ou direita (D) e “N” é a margem correspondente (Porto Nacional-1 e Fátima-2). Tais nomenclaturas foram embasadas nos critérios adotados pelo LSE durante as inspeções realizadas, a fim de melhor transcorrer o processo de análise e comparação dos resultados obtidos.

### 4.1 ANÁLISE DOUMENTAL

Durante a etapa compreendida como anamnese fez-se o estudo das características dos projetos adotados para a referida OAE, frente às normas vigentes no período da construção. Os dados aqui apresentados foram embasados nos Relatórios de Diagnóstico Estrutural da Ponte sobre o Rio Tocantins, elaborado pelo LSE em 2003, 2010, 2015 e 2017, sendo estes fundamentados no Projeto Executivo N°1051, fornecido pelos engenheiros do Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Tocantins (DERTINS) para o LSE em 2003.

#### 4.1.1 Caracterização da obra e do ambiente

A OAE foi categorizada como Classe I, classificação dada às pontes localizadas em estradas-tronco federais e estaduais ou às estradas principais de ligação entres tais troncos, conforme a ABNT NB-6:1960 vigente na época do seu projeto.

A estrutura tinha seu nível d'água em regime natural (regime de enchentes e vazantes anual). Esse regime do rio permaneceu até por volta do ano 2001, quando houve represamento do Rio Tocantins, para a formação da Barragem de Lajeado. Desde então o nível d'água tornou-se permanente na cota de 20 metros acima da cota de referência da época da construção da ponte.

Portanto, a vida útil da ponte tem dois momentos distintos em relação à variação do nível do Rio Tocantins, sendo a primeira fase (Figura 13) com 22 anos da sua construção, em regime variável do nível do Rio, com enchentes transitórias que submergiam os blocos de fundação, e a segunda fase (Figura 14) com 41 anos da sua construção, quando os tubulões e

blocos estão permanentemente submersos e os pilares parcialmente, a 20 metros. Durante a segunda fase da vida útil da ponte, tem sido identificada uma ampliação da fissuração da estrutura atingindo tubulões, blocos, pilares e tabuleiro, destacando-se principalmente os pilares, que havia registros de fissuração na primeira fase da vida útil da estrutura.

Figura 13 – Construção da ponte sobre o Rio Tocantins



Fonte: Lotufo (1978)

Figura 14 – Perfil da ponte atualmente



Fonte: Arquivo próprio (2019)

Em 1978, ainda não eram utilizadas as classificações referentes a classe de agressividade ambiental (CAA), pois a mesma foi introduzida inicialmente na ABNT NBR 6118:2003 e confirmada na ABNT NBR 6118:2014. Apesar de serem critérios desconhecidos na época da

construção, a classificação de tal fator foi levantada dada a sua importância referente às determinações de projeto, como: cobertura,  $f_{ck}$ , fator água/cimento, etc.

Se a CAA fosse considerada, a referida OAE se enquadraria como Classe I, que recomenda para efeito de projeto a classificação da agressividade como fraca, considerando o risco de deterioração da estrutura como insignificante, por não estar situada em ambiente urbano e em macroclima com agentes químicos em alta concentração. Sendo assim, os valores determinados pela ABNT NBR 6118:2014 que são influenciados pela CAA, foram extraídos considerando a obra como Classe I, a fim de serem comparados com o adotado na execução da obra e o especificado na norma vigente na época da construção.

#### 4.1.2 Cobrimento

Durante a execução da OAE a norma que determinava parâmetros de cálculo e execução de obras em concreto armado era a ABNT NB-1:1960; essa especificava que o cobrimento necessário para os pilares era 20mm, porém foi possível observar que tal determinação não foi seguida, visto que os variáveis cobrimentos medidos nesses elementos durante as inspeções não adequam à prescrição.

Com o intuito de corroborar que os cobrimentos adotados não estavam em conformidade com a norma da época, elaborou-se a Tabela 7, que explicita a inadequação dos cobrimentos e a dissemelhança dessas medidas.

Tabela 7 – Cobrimentos medidos nos pilares

Elemento	Cobrimento (mm)
Pilar 1	5
Pilar 2	12
Pilar 3	6
Pilar 4	9,5
Pilar 5	0
Pilar 6	0
Pilar 7	48
Pilar 8	5
Pilar 9*	-

**Nota.** \*Não foi medido o cobrimento devido à ausência de armadura exposta

Por não possuir autorização para a realização de ensaios destrutivos, não foi possível quebrar o concreto para que as armaduras ficassem expostas. Então, estes valores foram medidos apenas nos locais onde já haviam a exposição das armaduras. Em um mesmo pilar foi possível aferir diferentes cobrimentos, nessa situação adotou-se o caso mais desfavorável entre eles, sendo este a menor medição.

Atualmente, a norma que especifica tal parâmetro de projeto é a ABNT NBR 6118:2014, onde a mesma dispõe que para obras de CAA I, construídas em concreto armado, o cobrimento nominal dos pilares deve ser 25mm. Consoante a isso, apenas o pilar 7 apresenta cobrimento aceitável perante a norma vigente no período da construção e diante a norma válida atualmente.

#### 4.1.3 Carga móvel

Desde a ABNT NB-6:1943 até a sua última atualização, ABNT NBR 7188:2013; denomina-se como trem-tipo o carregamento que os veículos e a multidão exercem associadamente na ponte. O mesmo é utilizado para o cálculo dos elementos estruturais da obra, onde por meio da linha de influência é analisado o comportamento da estrutura diante à solicitação das cargas móveis.

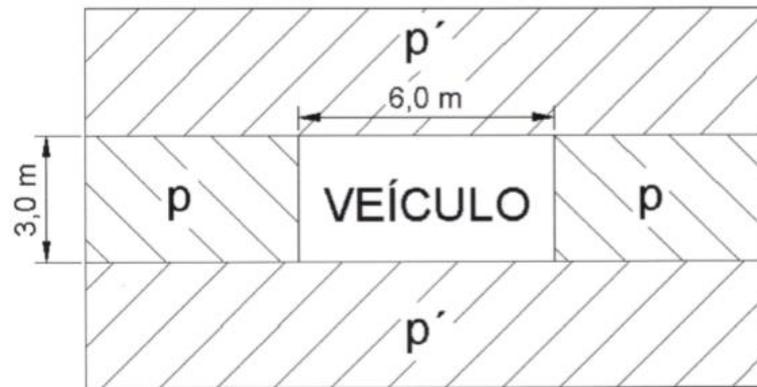
Os conceitos e determinações referente a cargas móveis na época de projeto eram embasadas na ABNT NB-6:1960. A mesma considerava que para pontes rodoviárias de Classe I o trem-tipo de projeto era do tipo 36, conforme a Tabela 8.

Tabela 8 – Carga dos veículos e cargas uniformemente distribuídas

Classe da Ponte	Veículo		Carga uniformemente distribuída			Classe da Rodovia
	Tipo	Peso Total (tf)	$p$ (kg/m <sup>2</sup> )	$p'$ (kg/m <sup>2</sup> )	Disposição da carga	
36	36	36	500	300	- Carga $p$ à frente e atrás do veículo.	Classe I
24	24	24	400	300		Classe II
12	12	12	300	300	- Carga $p'$ no restante da pista e passeios.	Classe III

Fonte: ABNT NB-6:1960

Figura 15 – Veículo e multidão em planta



Fonte: ABNT NB-6:1960

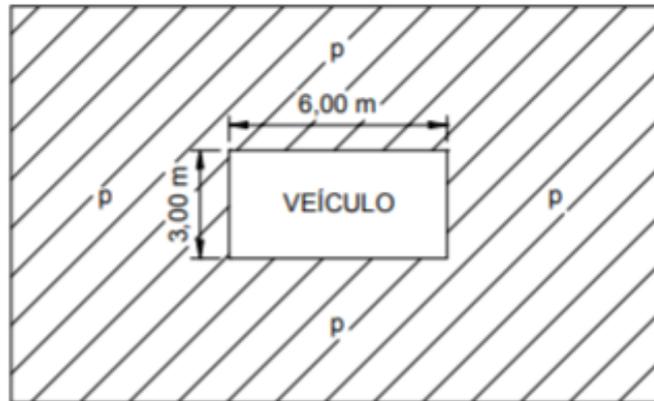
Entretanto, em 1984 houve uma atualização dessas especificações e as determinações a respeito das cargas móveis em pontes rodoviárias passaram a ser regidas pela ABNT NBR 7188:1984. Nessa atualização houve mudança na classificação dos trem-tipos (Tabela 9); e as classes que determinavam a característica da ponte rodoviária, que antes eram um fator influente para a determinação do trem-tipo, passaram a ser um parâmetro de análise facultativo, sendo critério dos órgãos com jurisdição sobre a obra a decisão de utilizá-las.

Tabela 9 – Carga dos veículos e cargas uniformemente distribuídas

Classe da Ponte	Veículo			Carga Uniformemente Distribuída				Disposição da carga
	Tipo	Peso Total		$p$		$p'$		
		KN	tf	KN/m <sup>2</sup>	kgf/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	kgf/m <sup>2</sup>	
45	45	450	45	5	500	3	300	- Carga $p$ em toda a pista - Carga $p'$ nos passeios
30	30	300	30	5	500	3	300	
12	12	120	12	4	400	3	300	

Fonte: ABNT NBR 7188:1984

Figura 16 – Veículo e multidão em planta



Fonte: ABNT NBR 7188:1984

Passados os anos, a característica dos veículos que trafegavam sob a ponte em estudo mudou, enquadrando-se nos carregamentos de tipo 45, conforme essa atualização.

Após verificar o Relatório Final do diagnóstico para recuperação estrutural da ponte, elaborado em 2010 pelo LSE, constatou-se que o trem-tipo de Classe 45 acresce 31,5% os esforços em relação ao trem-tipo Classe 36, conforme Tabela 10; onde o número aponta qual o pilar e os índices “f” e “p” referem-se, respectivamente a lado Fátima e lado Porto Nacional.

Tabela 10 – Acréscimo de esforços em porcentagem do TB-45 em relação ao TB-36

	TB-36		TB-45		Acréscimo de esforços	
	Momento Fletor característico (kN.m)	Força Cortante (kN)	Momento Fletor característico (kN.m)	Força Cortante (kN)	Momento Fletor característico	Força Cortante
S1 <sub>f</sub>	-48559,5	2330,9	-63839,9	3064,4	31,5%	31,5%
S1 <sub>p</sub>	-55363,7	-2759,9	-72785,2	-3628,3	31,5%	31,5%
S2 <sub>f</sub>	-48071,2	2325,6	-63197,9	3057,4	31,5%	31,5%
S2 <sub>p</sub>	-48259,3	-2315,4	-63445,2	-3044,0	31,5%	31,5%
S3 <sub>f</sub>	-47601,0	2318,4	-62579,7	3047,9	31,5%	31,5%
S3 <sub>p</sub>	-47692,2	-2319,1	-62699,7	-3048,9	31,5%	31,5%
S4 <sub>f</sub>	-47862,4	2320,6	-62923,4	3050,8	31,5%	31,5%
S4 <sub>p</sub>	-47625,2	-2317,5	-62611,6	-3046,7	31,5%	31,5%
S5 <sub>f</sub>	-48427,2	2323,6	-63665,9	3054,8	31,5%	31,5%
S5 <sub>p</sub>	-48197,4	-2317,7	-63363,8	-3047,0	31,5%	31,5%
S6 <sub>f</sub>	-50996,7	2326,6	-67044,0	3058,7	31,5%	31,5%
S6 <sub>p</sub>	-54997,5	-2654,1	-72303,7	-3489,3	31,5%	31,5%
S7 <sub>f</sub>	-50491,9	2337,2	-66380,4	3072,6	31,5%	31,5%
S7 <sub>p</sub>	-50677,6	-2323,4	-66624,5	-3054,5	31,5%	31,5%
S8 <sub>f</sub>	-48620,7	2316,4	-63920,4	3045,4	31,5%	31,5%
S8 <sub>p</sub>	-50156,2	-2349,1	-65939,0	-3088,4	31,5%	31,5%
S9 <sub>f</sub>	-40339,1	2076,2	-53032,7	2729,5	31,5%	31,5%
S9 <sub>p</sub>	-47655,7	-2328,2	-62651,7	-3060,8	31,5%	31,5%

Fonte: LSE (2010)

Pressupondo que a carga permanente se manteve constante, foram obtidos valores dos momentos fletores e dos esforços cortantes solicitantes, compondo os valores característicos de carga permanente e carga móvel, apresentado na Tabela 11; explicitando que os maiores acréscimos foram os atuantes no pilar 1.

Tabela 11 – Valores característicos da composição de carga permanente e carga móvel e a porcentagem de acréscimo dos esforços do TB-45 em relação ao TB-36

	Carga permanente + TB-36		Carga permanente + TB-45		Acréscimo dos esforços	
	Momento Fletor característico (kN.m)	Força Cortante (kN)	Momento Fletor característico (kN.m)	Força Cortante (kN)	Momento Fletor característico	Força Cortante
S1 <sub>r</sub>	-250308,0	14913,8	-265588,4	15647,3	6,1%	4,9%
S1 <sub>p</sub>	-247126,0	-14854,5	-264547,5	-15722,9	7,0%	5,8%
S2 <sub>r</sub>	-245702,7	14717,3	-260829,5	15449,1	6,2%	5,0%
S2 <sub>p</sub>	-249144,3	-14832,4	-264330,2	-15561,0	6,1%	4,9%
S3 <sub>r</sub>	-249043,6	14860,2	-264022,4	15589,7	6,0%	4,9%
S3 <sub>p</sub>	-247278,6	-14806,9	-262286,1	-15536,6	6,1%	4,9%
S4 <sub>r</sub>	-249640,1	14867,9	-264701,1	15598,1	6,0%	4,9%
S4 <sub>p</sub>	-248857,5	-14855,0	-263843,9	-15584,2	6,0%	4,9%
S5 <sub>r</sub>	-250230,5	14875,3	-265469,2	15606,5	6,1%	4,9%
S5 <sub>p</sub>	-249586,2	-14849,0	-264752,6	-15578,3	6,1%	4,9%
S6 <sub>r</sub>	-256824,7	14873,1	-272872,0	15605,2	6,2%	4,9%
S6 <sub>p</sub>	-251597,5	-14862,9	-268903,8	-15698,1	6,9%	5,6%
S7 <sub>r</sub>	-255647,8	14855,0	-271536,3	15590,5	6,2%	5,0%
S7 <sub>p</sub>	-256310,3	-14860,1	-272257,2	-15591,2	6,2%	4,9%
S8 <sub>r</sub>	-254603,1	14836,8	-269902,7	15565,7	6,0%	4,9%
S8 <sub>p</sub>	-255047,5	-14854,4	-270830,3	-15593,6	6,2%	5,0%
S9 <sub>r</sub>	-223945,1	13734,8	-236638,7	14388,2	5,7%	4,8%
S9 <sub>p</sub>	-254207,0	-14895,3	-269203,0	-15627,9	5,9%	4,9%

Fonte: LSE (2010)

Apesar do LSE considerar no final desse diagnóstico que o nível de solicitação do trem-tipo 45 não possui diferença significativa comparado ao adotado em projeto, após a publicação desse estudo foi determinada a limitação de carga na ponte, conforme a PORTARIA SEINFRA/TO N° 799, de 20 de setembro de 2011; passaram a trafegar apenas veículos com PBT ou PBTC de até 30 toneladas. Porém, é sabido que no período de tal limitação a fiscalização não era satisfatória, pois o controle da balança não era constante e veículos com cargas superiores à determinação trafegavam sob a ponte, principalmente no período noturno.

## 4.2 MAPEAMENTO DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS

A elaboração dos mapas de danos buscou indicar, de forma genérica, a localização das manifestações patológicas nos elementos da OAE inspecionados.

Notou-se que nas lajes inferiores do tabuleiro (Figura 17) há recorrentes fissuras padrões; em algumas delas foram realizadas injeções de reparo, porém insuficientes, visto que as mesmas vieram a fissurar novamente. Somado a isso, foi constatada a presença de manchas de corrosão e infiltração localizada, além eflorescências situadas e no sentido da fissuração.

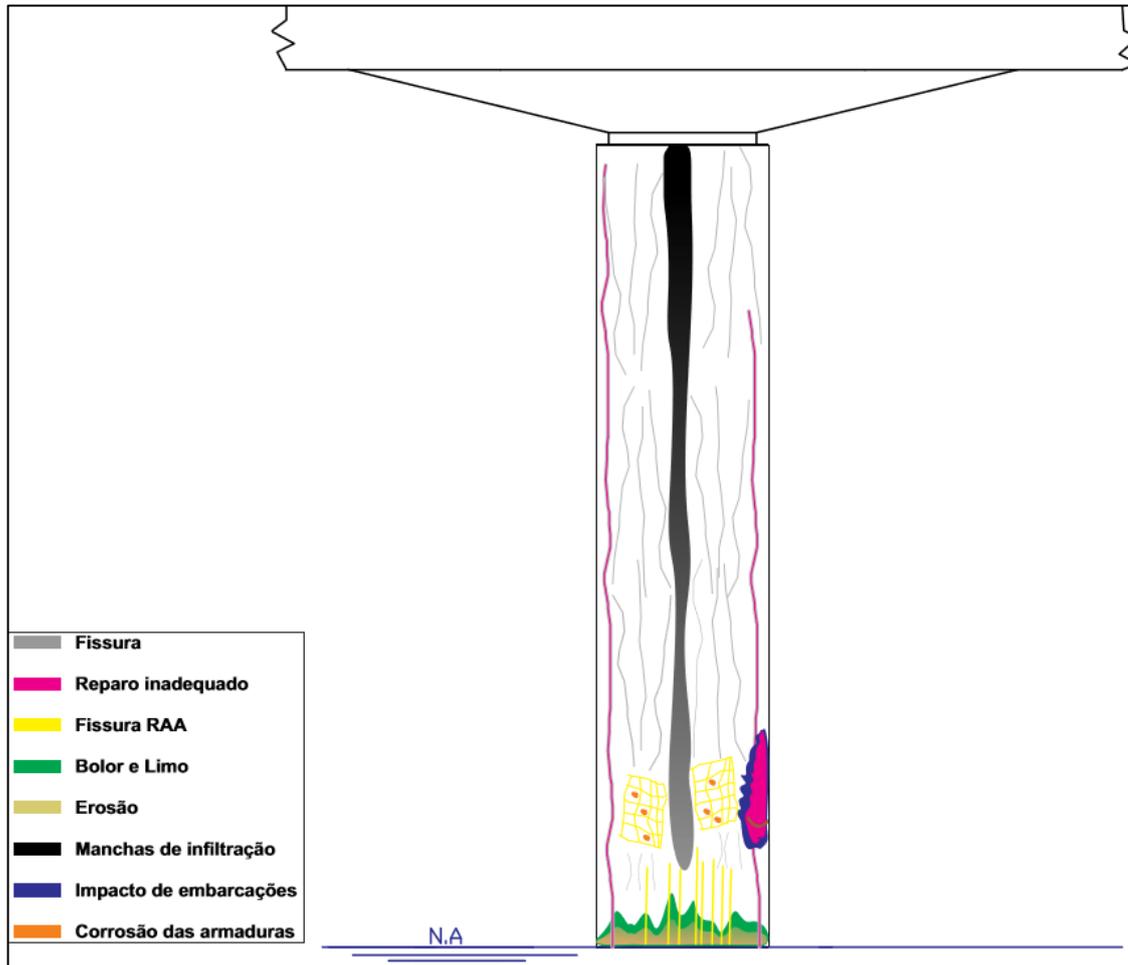
Figura 17 – Mapeamento das manifestações patológicas na face inferior do tabuleiro



Fonte: Elaborado pela autora (2019)

Nos pilares (Figura 18) foram identificadas a ocorrência de fissuras acentuadas características da RAA, próximas ao nível d'água, além de bolor, limo e erosão nesse mesmo local. Ao longo do pilar foi constatada a presença corrosão das armaduras, manchas de infiltração e fissuras, sendo que nas fissuras localizadas nas extremidades foram realizados reparos, porém o mesmo foi ineficaz, uma vez que o material se encontra com fissuras e deslocamento. Nas extremidades dos pilares também foi verificada a incidência de impacto de embarcações e reparo inadequado.

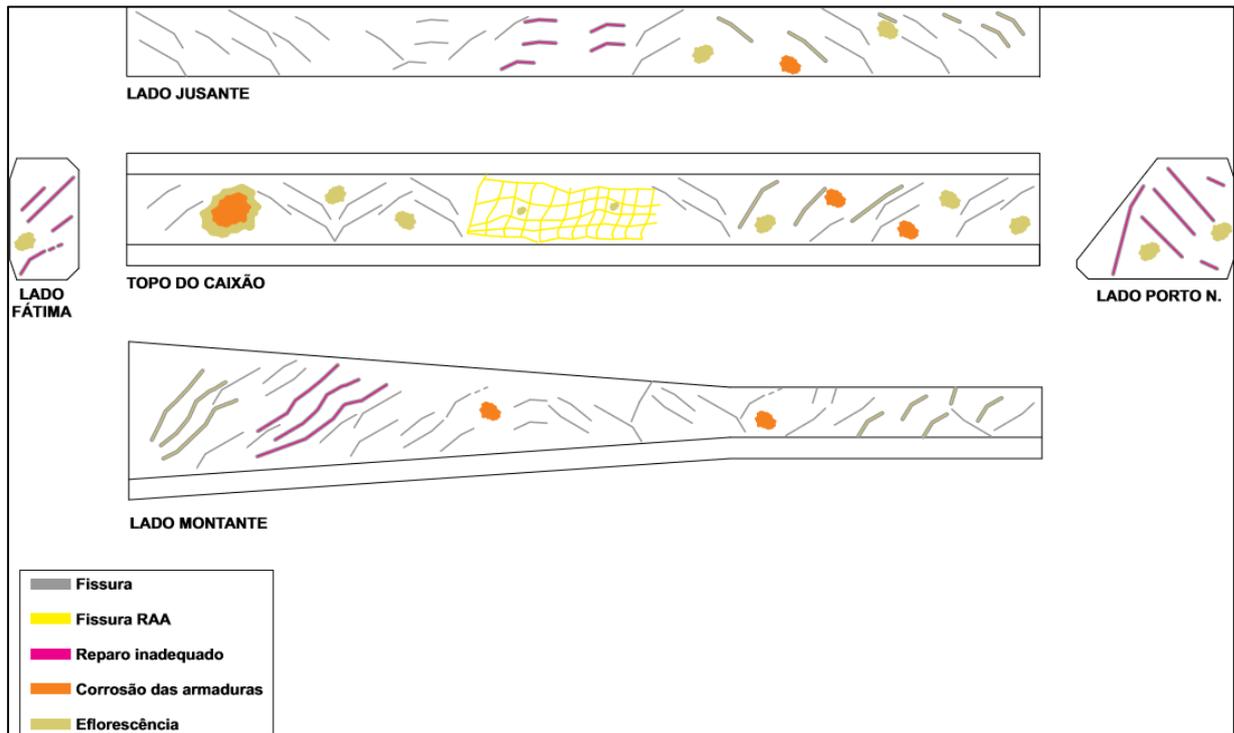
Figura 18 - Mapeamento das manifestações patológicas nos pilares



Fonte: Elaborado pela autora (2019)

Os caixões (Figura 19) encontram-se com elevada manifestação de fissuras com disposições variadas; nessas há reparos inadequados e surgimento de eflorescências alinhadas às aberturas. No topo dos caixões foram encontrados repetidos pontos de eflorescência com corrosão das armaduras; e fissuras características da RAA.

Figura 19 - Mapeamento das manifestações patológicas nos caixões



Fonte: Elaborado pela autora (2019)

### 4.3 MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS

#### 4.3.1 Corrosão das Armaduras

Foram constatados pontos de corrosão das armaduras nos pilares e nos caixões. Dentre os nove pilares inspecionados, oito apresentaram armaduras expostas à corrosão, sendo o P9 a exceção; dos sete caixões vistoriados todos apresentaram a referida manifestação patológica.

O aspecto visual, acrescido da caracterização do ambiente e realização do ensaio para determinação do pH (Tabela 12) nos pontos de armadura exposta, possibilitou a identificação qualitativa da carbonatação do concreto e determinação do ataque às armaduras. Trata-se de uma corrosão eletroquímica generalizada por carbonatação.

Tabela 12 – Carbonatação em locais de armadura exposta, P1 a P3

Elemento	Situação	Figura
Pilar 1	Carbonatado	
Pilar 2	Carbonatado	
Pilar 3	Carbonatado	

Fonte: Elaborado pela autora (2019)

A corrosão originou-se devido a múltiplas causas, dentre elas: cobrimento inadequado, concreto muito poroso, fissuras em decorrência de outras manifestações patológicas e infiltração.

Verificou-se que o cobrimento não foi executado de acordo com a especificação vigente na época de projeto, conforme abordado no item 4.1.2; este fator possui relação direta com o agravamento da corrosão das armaduras nos pilares (Tabela 13), visto que o mesmo é considerado como uma camada protetora dessas para garantir a vida útil da estrutura.

Tabela 13 - Carbonatação em locais de armadura exposta, P4 a P6

Elemento	Situação	Imagem
Pilar 4	Carbonatado	
Pilar 5	Carbonatado	
Pilar 6	Carbonatado	

Fonte: Elaborado pela autora (2019)

Em função dos impactos ocasionados pelas embarcações, o cobrimento de algumas armaduras do pilar 7 foi comprometido, apesar do cobrimento atender a especificação da norma vigente na época de projeto, as armaduras ficaram expostas aos agentes agressivos, acelerando o processo de corrosão.

No pilar 9 foi feita a aspersão da fenolftaleína na face do pilar, pois não existia armadura exposta e não havia autorização para a realização de ensaios destrutivos, impossibilitando a retirada do cobrimento. Objetivou-se verificar se o mesmo se encontrava carbonatado, apesar da inexistência de exposição das armaduras. Neste pilar também foi verificado que o concreto

se encontra carbonatado (Tabela 14), podendo vir a apresentar corrosão eletroquímica generalizada por carbonatação em suas armaduras.

Tabela 14 - Carbonatação em locais de armadura exposta, P7 a P9

Elemento	Situação	Imagem
Pilar 7	Carbonatado	
Pilar 8	Carbonatado	
Pilar 9	Carbonatado	

Fonte: Elaborado pela autora (2019)

Visualmente, foi possível observar que o concreto é poroso (Figura 20). Conforme Araújo et al. (2006) as bolhas de ar podem amplificar a permeabilidade do concreto, favorecendo a penetração de agentes agressivos. Além disso, as bolhas também podem afetar a formação das camadas protetivas da armadura.

Figura 20 – Porosidade do concreto, P1



Fonte: Arquivo próprio (2019)

Dessa mesma forma, a ocorrência de fissuração devido a outras manifestações patológicas propicia o ataque às armaduras, devido a facilidade da passagem dos agentes agressivos. Ademais, amplificam a ocorrência de infiltração, oriunda da insuficiência do sistema de drenagem, acelerando o processo de corrosão (Figura 21).

Figura 21 – Corrosão das armaduras acentuada em local de infiltração, Caixaão P6LD2



Fonte: Arquivo próprio (2019)

O Comitê Eurointernacional do Beton (CEB), em seu boletim de número 162, estabelece níveis de deterioração para elementos de concreto armado sujeitos à corrosão das armaduras, em função de alguns parâmetros observados nos componentes estruturais, conforme a Tabela 15.

Tabela 15 – Níveis de deterioração de elementos de concreto armado sujeitos à corrosão de armaduras

INDICAÇÕES VISUAIS	NÍVEIS DE DETERIORAÇÃO				
	A	B	C	D	E
Mudanças de cor	Manchas de ferrugem	Idem ao A	Idem ao A	Idem ao A	Idem ao A
Fissuração	Algumas longitudinais	Várias longitudinais; algumas nos estribos	Acentuado	Idem ao C	Idem ao C
Lascamento	-	Algum	Acentuado	Perda de contato aço/concreto em alguns trechos	Idem ao D
Perda de seção do aço ( $\Delta As/As$ )	-	~ 5%	~ 10%	~ 25%	Alguns estribos quebrados e barras principais flambadas
Flechas	-	-	-	Possíveis	Aparentes

Fonte: CEB, adaptado pela autora (1983)

Dessa forma, com o intuito de avaliar e classificar o nível de deterioração da estrutura, foram medidas as seções de aço no interior dos caixões (Figura 22), com o auxílio do paquímetro analógico Mitutoyo, para avaliar se essas apresentaram perda. Tais medições foram feitas apenas nos caixões devido a facilidade de acesso.

Figura 22 – Medição da seção de aço com utilização do Paquímetro analógico Mitutoyo, Caixaõ P5LD2



Fonte: Arquivo próprio (2019)

Apesar de apresentarem armaduras expostas, nos Caixões P6LD2, P7LE2 e P8LE2 não foi possível medir a seção das armaduras por essas não serem alcançáveis. Nesses locais foram feitas apenas a análise visual, verificando se houve ruptura de alguma barra.

Em um mesmo caixão foram medidas diferentes seções, entretanto o utilizado para análise e comparação foi a situação mais desfavorável, sendo essa a menor medição feita. O diâmetro nominal foi determinado através da medição da seção não corroída da barra. Os resultados obtidos foram apresentados na Tabela 16.

Tabela 16 – Perda de seção das armaduras localizadas nos caixões

Elemento	Diâmetro nominal (mm)	Diâmetro atual (mm)	Perda de seção do aço (%)	Observações
Caixão P5LD2	16	13	18,75	Presença de armadura rompida
Caixão P6LD2*	-	-	-	Presença de armadura rompida
Caixão P7LD1	16	15	6,25	Presença de armadura rompida
Caixão P7LE2*	-	-	-	Presença de armadura rompida
Caixão P8LD1	16	9	43,75	Presença de armadura rompida
Caixão P8LE2*	-	-	-	Presença de armadura rompida
Caixão P9LD1	16	12	25,00	Presença de armadura rompida

**Nota.** \*Não foi medida a seção devido à dificuldade do alcance

Fonte: Elaborado pela autora (2019)

Figura 23 – Armadura rompida, Caixão P7LD1



Fonte: Arquivo próprio (2019)

Baseado nos resultados apresentados, notou-se a elevada perda de seção nas armaduras medidas, além da preocupante apresentação de armaduras rompidas. Os locais dos caixões onde manifestaram demasiada presença de armadura corroída e com perda de seção, são aqueles em que há infiltração acentuada, devido a insuficiência do sistema de drenagem, e visível deficiência do cobrimento (este não foi medido devido à presença de reparo inadequado, fato que mascara o resultado da medição), conforme visto na Figura 24.

Figura 24 – Corrosão das armaduras em local onde foi realizado reparo, Caixa P9LD1



Fonte: Arquivo próprio (2019)

A partir desses resultados foram feitas as classificações dos níveis de deterioração em cada caixa (Tabela 17), embasados nos critérios adotados pelo CEB.

Tabela 17 – Nível de deterioração dos caixões

Caixão	Nível de deterioração
P5LD2	E
P6LD2	E
P7LD1	E
P7LE2	E
P8LD1	E
P8LE2	E
P9LD1	E

Fonte: Elaborado pela autora (2019)

Portanto, é notável o elevado nível de deterioração nos caixões devido a presença de armaduras rompidas, que comprometem a vida útil da estrutura e a segurança daqueles que a utilizam.

#### 4.3.2 Lixiviação e Eflorescência

Durante a inspeção foi identificada a ocorrência de lixiviação em todos os acessos dos caixões vistoriados (Figura 25) e nas longarinas. Tal manifestação patológica possui origem química e mecanismo químico; a mesma ocorre no interior do concreto, não sendo possível a visualização do processo.

Figura 25 – Lixiviação e eflorescência nos caixões



Fonte: Arquivo próprio (2019)

Por ser o constituinte da pasta de cimento mais suscetível à dissolução durante a reação química de lixiviação, o hidróxido de cálcio ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) sofre hidrólise e deposita-se na superfície do concreto, que ao entrar em contato com o gás carbônico ( $\text{CO}_2$ ) produz carbonato de cálcio ( $\text{CaCO}_3$ ) e libera água ( $\text{H}_2\text{O}$ ).

O carbonato de cálcio, conhecido como eflorescência, trata-se de outra manifestação patológica; sendo manchas brancas na superfície do concreto, que com o passar do tempo resultam em um pó que se cristaliza, formando estalactite (Figura 26).

Figura 26 – Estalactites nos caixões, Caixaão P5LD2



Fonte: Arquivo próprio (2019)

Tal manifestação patológica apresentou-se nas longarinas (Figura 27) seguindo o direcionamento das fissuras localizadas nessas, e nos pontos de constante infiltração.

Figura 27 – Eflorescência nas longarinas



Fonte: Arquivo próprio (2019)

Visto que para a lixiviação do concreto acontecer é necessário a presença de água pura (água da chuva), a manifestação adveio das deficiências que facultam a entrada da água no concreto. Sua causa está ligada a apresentação de fissuras consequentes de outras patologias, como a fissuração presente no pavimento, fissuras em decorrência da RAA, fissuras com

disposições distintas em todas as faces dos caixões e nas longarinas, e aberturas das juntas de dilatação, que favorecem a passagem da água para o interior desses elementos.

Figura 28 – Eflorescência acentuada devido a abertura da junta de dilatação da pista



Fonte: Arquivo próprio (2019)

Além disso, a insuficiência do sistema de drenagem é responsável pela concentração da água nesse local, uma vez que se este fosse eficaz a água não seria acumulada. Somado a isso, a porosidade do concreto o torna mais propício tal acúmulo.

Nesse contexto, devido a ocorrência da lixiviação e eflorescência, os caixões possuem um ambiente propenso à perda da resistência do concreto, dado o aumento da porosidade após a lixiviação e consumo do constituinte responsável pela resistência do concreto (C-S-H); além de favorecer a corrosão das armaduras, em virtude da redução da alcalinidade proporcionada por um dos compostos hidratados que são consumidos na reação (C-H). É válido salientar que o ambiente alcalino do concreto protege o aço da corrosão, garantindo a sua durabilidade.

#### 4.3.3 Reação Álcali-Agregado

A RAA trata-se de uma manifestação patológica de origem química e mecanismo químico; a mesma foi identificada nos pilares e interior dos caixões.

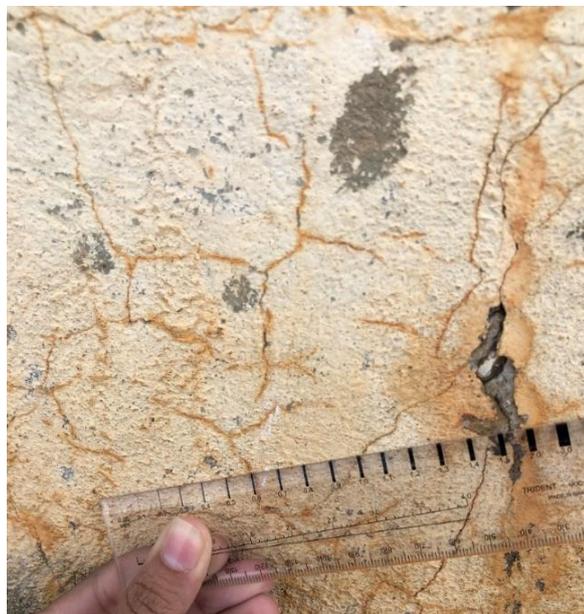
Ao realizar a inspeção nos pilares notou-se a presença de fissuras espessas (Figura 29), acentuadas próximas ao nível d'água e orientadas em direção à armadura, além de fissuras mapeada (Figura 30) ao longo dos pilares.

Figura 29 – Fissuras espessas devido a RAA



Fonte: Arquivo próprio (2019)

Figura 30 – Fissuras mapeadas devido a RAA



Fonte: Arquivo próprio (2019)

As fissuras foram medidas com o auxílio de um fissurômetro, o que possibilitou a elaboração da Tabela 18, onde consta a variação dessas aberturas.

Tabela 18 – Aberturas das fissuras medias nos pilares

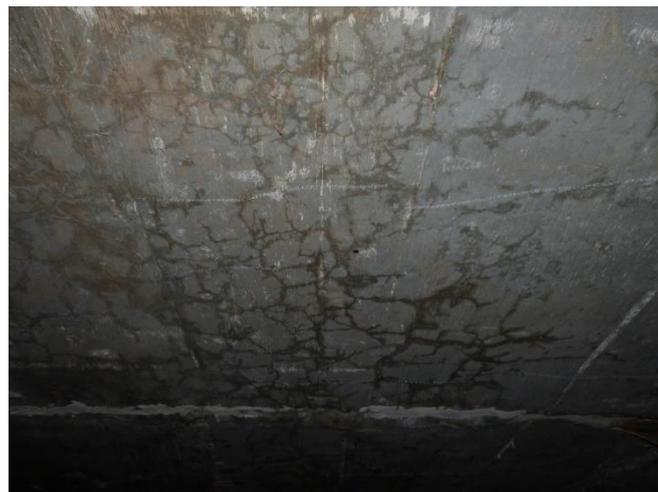
<b>Elemento</b>	<b>Abertura (mm)</b>
Pilar 1	0,4 a 1,1
Pilar 2	0,9 a 5,0
Pilar 3	0,3 a 5,0
Pilar 4	0,5 a 8,5
Pilar 5	0,5 a 6,0
Pilar 6	0,5 a 7,0
Pilar 7	0,8 a 2,2
Pilar 8	0,7 a 1,5
Pilar 9	0,6 a 6,0

Fonte: Elaborado pela autora (2019)

Nota-se que as fissuras recorrentes em todos os pilares excedem o limite aceitável da ABNT NBR 6118:2014, que preconiza abertura máxima de 0,4mm para CAA I. Essa determinação é dada a fim de garantir a durabilidade da estrutura, visando a proteção adequada das armaduras quanto à corrosão. Logo, a excessiva abertura compromete a durabilidade esses elementos.

No interior dos caixões (Figura 31) a reação foi identificada através da fissuração mapeada característica.

Figura 31 – Fissuras mapeadas na face superior dos caixões, Caixão P6LD2



Fonte: Arquivo próprio (2019)

Para que a reação expansiva da RAA aconteça é necessário a presença de minerais reativos, álcalis e água; condicionantes presentes na estrutura, visto que foi utilizado seixo

rolado (mineral reativo) como agregado, há presença de sódio e potássio (álcalis) no cimento e a estrutura encontra-se em contato constante com a água.

Nesse cenário ocorre a reação expansiva, resultando na formação de um gel (Figura 32) devido a absorção da água, que por sua vez induz o concreto a tensões de tração superiores à sua capacidade.

Figura 32 – Gel proveniente da RAA ao redor da armadura



Fonte: Arquivo próprio (2019)

#### 4.3.4 Bolor e Limo

Foram identificadas a ocorrência de bolor e limo nos pilares (Figura 33), passeios e guarda-rodas da pista de rolamento. Ambas se tratam de manifestações patológicas de origem biológica; a primeira tendo como mecanismo a proliferação de fungos, e a segunda proliferação de micro vegetais.

Figura 33 – Manifestação de bolor e limo nos pilares



Fonte: Arquivo próprio (2019)

A sintomatologia observada para o diagnóstico foi a ocorrência de manchas esverdeadas e micro vegetais (Figura 34) na superfície do concreto. A manifestação dessas patologias, é oriunda do contato direto com a água, sendo proliferada devido a porosidade do concreto. Apesar de não comprometer a OAE estruturalmente, tais manifestações deterioram o revestimento.

Figura 34 – Sintomatologia observada para identificação de bolor e limo nos pilares



Fonte: Arquivo próprio (2019)

#### 4.3.5 Erosão

Observou-se a presença de erosão nos pilares (Figura 35), especialmente nos locais próximos ao nível d'água. Tal ocorrência refere-se a uma manifestação patológica de origem física e mecanismo físico, onde o desgaste da superfície do concreto é dado pela ação abrasiva de fluidos contendo partículas sólidas em suspensão.

Figura 35 – Manifestação de erosão nos pilares, P1



Fonte: Arquivo próprio (2019)

Notou-se que a causa de tal problemática foi a dosagem inadequada do concreto, com a utilização de seixo rolado como agregado (Figura 36), pois o mesmo não possui resistência aos esforços o qual é submetido. A constância do processo de erosão resultou na exposição do agregado, evoluindo ainda para o surgimento de buracos em alguns, contribuindo para a penetração de agentes agressivos.

Figura 36 – Visualização do seixo rolado utilizado como agregado



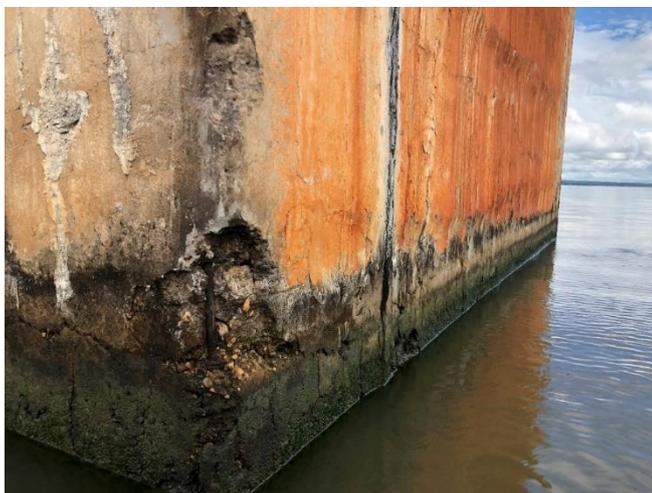
Fonte: Arquivo próprio (2019)

A formação do lago, discutido no tópico 4.1.1, contribuiu para o processo erosivo, que por sua vez ocasionou a sedimentação. A variação do nível d'água nos pilares cooperou para que o desgaste fosse acentuado com o passar dos anos.

#### 4.3.6 Impacto de embarcações

Foi identificada a presença de impacto de embarcações (Figura 37) nas extremidades dos pilares. Dentre os nove pilares vistoriados, apenas dois não apresentaram tal manifestação patológica; sendo o P1 e o P9, situados nas extremidades da ponte, sendo, portanto, localizados em trechos menos favoráveis ao tráfego de embarcações, que ocasionam a degradação.

Figura 37 – Impacto de embarcações nos pilares, P7



Fonte: Arquivo próprio (2019)

#### 4.3.7 Reparo inadequado

Segundo O Paralelo 13 (2015), passados cinco anos da finalização da construção da ponte, foi identificado o surgimento de demasiadas flechas nos confins dos balanços; o que levou o Departamento de Estradas de Rodagem de Goiás (DERGO) requerer ao Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) a realização de um teste de carga na estrutura. Para sanar as moderadas incorreções de alinhamento oriundo das deformações, foram realizados preenchimentos em determinados locais, que chegaram a 30cm de espessura de concreto. Após a criação do Estado do Tocantins, com o intuito de moderar o acréscimo de peso destes preenchimentos, foi feita a substituição do concreto por argila expandida, bem como dos guarda corpos de concreto por grades metálicas.

Nos pilares foram observadas a apresentação de reparos nas fissuras por meio de injeção. Realizou-se a injeção do material ao longo dos pilares, Figura 38; nas extremidades fez-se a

abertura das fissuras para em seguida proceder com o preenchimento, Figura 39. Não foi possível identificar qual material utilizou-se, mas visivelmente este não era o adequado, em virtude da aparição de fissuras sobre o mesmo e deslocamento do material.

Figura 38 – Injeção ao longo dos pilares



Fonte: Arquivo próprio (2019)

Figura 39 – Reparo nas extremidades dos pilares



Fonte: Arquivo próprio (2019)

Notou-se que em alguns pilares que apresentavam indícios de impactos de embarcações, e são sujeitos a maiores danos devido a estes choques, por estarem situados na parte central da ponte, realizou-se reparos de forma inadequada, com a utilização de argamassa (Figura 40).

Além de não efetuar o corte na seção de forma adequada para receber o reparo, o material não é conveniente para a realização de reparo em elementos estruturais.

Figura 40 – Reparo no canto do pilar, sujeito a impacto de embarcações



Fonte: Arquivo próprio (2019)

No interior dos caixões verificou-se uma excessiva quantidade de reparo sobre as fissuras, manifestadas em todas as faces dos caixões. Tais reparos também foram realizados com argamassa, anteriormente aclarado que se trata de um material indevido para reparo em elementos estruturais. Nos locais onde foram realizados esse tipo de reparo as fissuras reapareceram sobre a argamassa, conforme visto na Figura 41.

Figura 41 – Reparo inadequado nas fissuras, Caixaõ P7LE2



Fonte: Arquivo próprio (2019)

Ainda no interior dos caixões, observou-se a ocorrência de reparos em locais onde haviam armaduras expostas ao processo corrosivo, Figura 42. O reparo foi realizado de forma inadequada, posto que em alguns caixões houve o deslocamento desse reparo e o processo

corrosivo tem agravado continuamente, além da manifestação de lixiviação e eflorescências locais.

Figura 42 – Reparo inadequado em locais onde apresentam armadura exposta



Fonte: Arquivo próprio (2019)

#### 4.3.8 Deterioração das juntas de dilatação

Observou-se que as juntas de dilatação (Figura 43) se encontram deterioradas, apresentando aberturas excessivas, acúmulo de detritos, desgaste do material de apoio e do material de preenchimento.

Figura 43 – Junta de dilatação desgastada



Fonte: Arquivo próprio (2019)

Possivelmente a apresentação dessas aberturas ocorreram devido a alteração da característica dos veículos que trafegavam sobre a ponte. Entretanto, primordialmente é válido ressaltar que se fossem realizadas manutenções em tais elementos o seu desempenho não seria comprometido.

A ausência de manutenção possibilitou a passagem de agentes agressivos pelas aberturas geradas (Figura 44), o que acarretou no surgimento e/ou aceleração de outras manifestações patológicas na OAE, como: lixiviação, eflorescência e corrosão das armaduras. Além de causar desconforto àqueles que trafegam sob a ponte, a abertura das juntas atenua o impacto causados pelos veículos, aumentando a sollicitação das cargas na estrutura.

Figura 44 – Abertura nas juntas de dilatação



Fonte: Arquivo próprio (2019)

Os apoios das vigas intermediárias são em dente Gerber, com aparelhos de apoio de Neoprene fretados. Os mesmos estão situados nos encontros das juntas e apresentam deterioração visível. O processo de infiltração d'água também aceleram o processo corrosivo nos dentes e danificam os aparelhos de apoio

Figura 45 – Gerber situado entre os pilares P1 e P2



Fonte: Arquivo próprio (2019)

#### 4.3.9 Fissuras no interior dos caixões

Foram identificadas fissuras no interior dos caixões (Figura 46), com tipologias distintas das características à RAA. A fim de levantar a possível causas para o seu surgimento, realizou-se pesquisas bibliográficas para comparar as características dessas com as apresentadas na literatura.

Figura 46 – Fissuras inclinadas no interior dos caixões

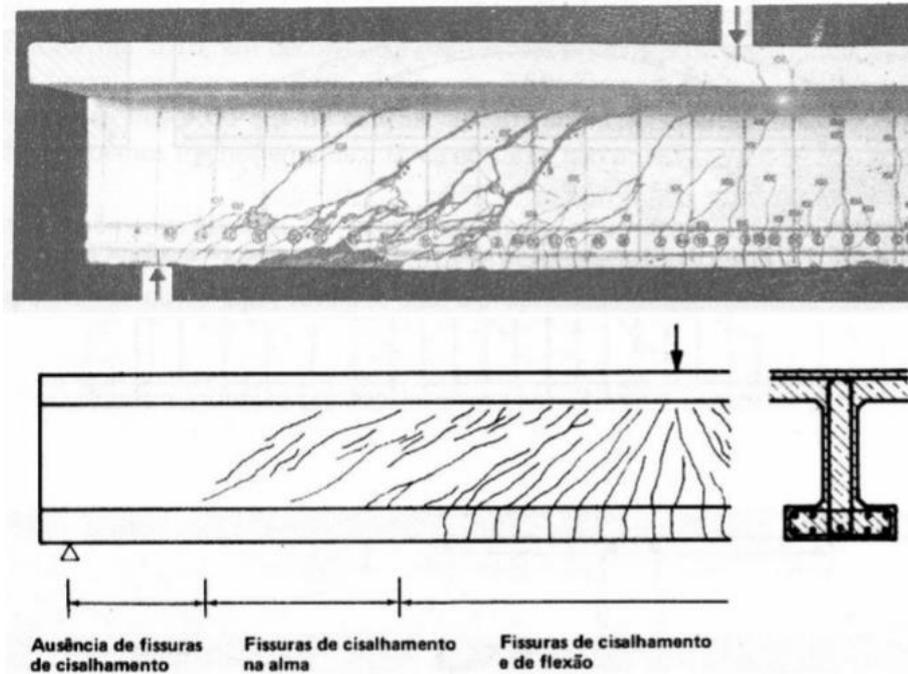


Fonte: Arquivo próprio (2019)

Possivelmente as fissuras são advindas de cisalhamento. Bastos (2017) diz que a ruptura por efeito de força cortante é iniciada após o surgimento de fissuras inclinadas, causadas pela combinação de força cortante, momento fletor e eventualmente forças axiais. A quantidade de variáveis que influenciam na ruptura é muito grande, como geometria, dimensões da viga, resistência do concreto, quantidade de armaduras longitudinal e transversal, características do

carregamento, vão, etc. A Figura 47 ilustra como tal fissura é manifestada nas vigas, de forma semelhante às apresentadas nos caixões.

Figura 47 – Fissuras por cisalhamento em vigas



Fonte: Bastos (2017)

Tais aberturas também foram medidas (Tabela 19) com o intuito de comparar se essas estão nos limites aceitáveis da ABNT NBR 6118:2014.

Tabela 19 – Abertura das fissuras apresentadas nos caixões

Elemento	Abertura (mm)
Caixão P5LD2	0,3 a 0,9
Caixão P6LD2	0,4 a 1,0
Caixão P7LD1	0,3 a 0,5
Caixão P7LE2	0,4 a 0,7
Caixão P8LD1	0,3 a 0,5
Caixão P8LE2	0,4 a 2,0
Caixão P9LD1	0,4 a 0,8

Fonte: Elaborado pela autora (2019)

Nota-se que em todos os caixões vistoriados há fissuras com aberturas superiores a 0,4mm, limite aceitável para classe de agressividade ambiental 1. Portanto, comprova-se que

tais fissuras tem relação direta com o comprometimento da durabilidade da estrutura, conforme explicito nessa mesma norma.

#### 4.4 ENSAIOS

##### 4.4.1 Ensaio de determinação do pH

O ensaio de determinação do pH possibilitou a identificação qualitativa da carbonatação. O ensaio foi realizado nos pilares e nos caixões, nos locais onde apresentavam armadura exposta e onde houveram retirada de corpos de prova (Figura 48) para ensaios realizados pelo LSE. A partir desse foi possível verificar que todos os elementos se encontram carbonatados, sendo que a carbonatação atingiu as armaduras e a profundidade do concreto.

Figura 48 – Identificação da carbonatação em local de retirada de corpo de prova, P7LD1



Fonte: Arquivo próprio (2019)

Visto que já se apresentou o resultado do ensaio nos pilares, neste serão expostos apenas os resultados obtidos nos caixões, Tabela 20.

Tabela 20 – Indicação da presença de carbonatação nos caixões

<b>Elemento</b>	<b>Situação</b>
Caixão P5LD2	Carbonatado
Caixão P6LD2	Carbonatado
Caixão P7LD1	Carbonatado
Caixão P7LE2	Carbonatado
Caixão P8LD1	Carbonatado
Caixão P8LE2	Carbonatado
Caixão P9LD1	Carbonatado

Fonte: Elaborado pela autora (2019)

#### 4.4.2 Ensaio de Esclerometria

Conforme Lopes (2014), por se tratar de um ensaio de análise de resistência superficial, os resultados apresentados no ensaio de esclerometria são apenas representativos de uma camada de moderada profundidade. Mehta e Monteiro (1994) afirmam que os resultados desse ensaio são influenciados pela textura, carbonatação e umidade da superfície do concreto, assim como a idade, tipo de concreto e sua composição granulométrica de agregados.

Nesse contexto, o ensaio de esclerometria foi realizado nos pilares (Figura 49) e nos caixões, com a utilização do esclerômetro Schmidt. Os resultados extraídos foram apresentados nas Tabela 21 e 22.

Figura 49 – Realização do ensaio de esclerometria nos pilares



Fonte: Arquivo próprio (2019)

Tabela 21 – Resistência à compressão superficial nos pilares

<b>Elemento</b>	<b>Resistência à compressão superficial (MPa)</b>
Pilar 1	42,27
Pilar 2	33,00
Pilar 3	34,73
Pilar 4	33,17
Pilar 5	37,97
Pilar 6	35,43
Pilar 7	37,90
Pilar 8	35,43
Pilar 9	38,08

Fonte: Elaborado pela autora (2019)

Tabela 22 – Resistência à compressão superficial nos caixões

<b>Elemento</b>	<b>Resistência à compressão superficial (MPa)</b>
Caixão P5LD2	41,51
Caixão P6LD2	43,70
Caixão P7LD1	44,67
Caixão P7LE2	45,94
Caixão P8LD1	40,80
Caixão P8LE2	39,59
Caixão P9LD1	43,85

Fonte: Elaborado pela autora (2019)

Os valores obtidos através do ensaio foram consideravelmente altos, visto que de acordo com o Projeto Executivo nº 1051 o fck especificado é de 25 MPa. Este fator foi influenciado pela carbonatação generalizada nos elementos onde foi realizado o estudo.

Observou-se que esses valores foram maiores nos caixões, este fato deve-se a maior apresentação de carbonatação nesses elementos por apresentam corrosão eletroquímica generalizada por carbonatação.

Além da carbonatação, o fato de os pilares estarem em contato constante com a água e por 22 anos a estrutura ficar submetida ao regime de enchentes e vazantes anuais do Rio Tocantins, a umidade foi outro determinante para esses resultados. Ainda relacionado a essa condicionante, nos caixões a umidade deu-se devido a insuficiência do sistema de drenagem, o que fez com que a água adentrasse no concreto através das fissuras e a mesma permaneceu concentrada por ser um local de pouco arejamento.

A idade do concreto também é um fator relevante, já que a estrutura possui 41 anos de construção.

#### 4.5 CLASSIFICAÇÃO DA OAE

Utilizou-se as especificações da ABNT NBR 9452:2016 para classificar os elementos da OAE vistoriados. Através dessas foi possível atribuir notas que representam a condição do elemento de acordo com os parâmetros de caracterização estrutural, funcional e de durabilidade descritos nessa norma.

Os pilares apresentam-se, em sua maioria, em estado crítico (Tabela 23). Nestes elementos há danos que geram insuficiência estrutural da OAE, com elevado grau de deterioração, evidenciando que os problemas geram riscos estruturais e funcionais.

Tabela 23 – Nota de classificação dos pilares, embasadas na ABNT NBR 9452:2016

<b>Elemento</b>	<b>Nota de classificação</b>	<b>Condição</b>
Pilar 1	3	Regular
Pilar 2	1	Crítica
Pilar 3	1	Crítica
Pilar 4	1	Crítica
Pilar 5	1	Crítica
Pilar 6	1	Crítica
Pilar 7	1	Crítica
Pilar 8	2	Ruim
Pilar 9	1	Crítica

Fonte: Elaborado pela autora (2019)

Os caixões também se encontram em estado crítico (Tabela 24), atribuído à excessiva manifestação de fissuras e armaduras corroídas, além de armaduras quebradas que evidenciam o fim da vida útil desses elementos.

Tabela 24 - Nota de classificação dos caixões, embasadas na ABNT NBR 9452:2016

<b>Elemento</b>	<b>Nota de classificação</b>	<b>Condição</b>
Caixão P5LD2	1	Crítica
Caixão P6LD2	1	Crítica
Caixão P7LD1	1	Crítica
Caixão P7LE2	1	Crítica
Caixão P8LD1	1	Crítica
Caixão P8LE2	1	Crítica
Caixão P9LD1	1	Crítica

Fonte: Elaborado pela autora (2019)

Foi possível atribuir notas para as longarinas (Tabela 25), apenas de não ter sido realizada uma inspeção detalhada em tais elementos, devido à dificuldade de acesso. A avaliação foi feita através da inspeção visual e de posse dos relatórios disponibilizados pelo

LSE, onde foi possível observar o estado crítico desses elementos, dada a necessidade de intervenção imediata, além da restrição de carga e interdição parcial do tráfego.

Tabela 25 - Nota de classificação das longarinas, embasadas na ABNT NBR 9452:2016

<b>Elemento</b>	<b>Nota de classificação</b>	<b>Condição</b>
Longarina 1	1	Crítica
Longarina 2	1	Crítica
Longarina 3	1	Crítica
Longarina 4	1	Crítica
Longarina 5	1	Crítica
Longarina 6	1	Crítica
Longarina 7	1	Crítica
Longarina 8	1	Crítica

Fonte: Elaborado pela autora (2019)

Devido as juntas de dilatação se encontrarem obstruídas, colaborando para o quadro patológico com formação de fissuras em outros elementos, o seu estado foi considerado ruim (Tabela 26).

Tabela 26 - Nota de classificação das juntas, embasadas na ABNT NBR 9452:2016

<b>Elemento</b>	<b>Nota de classificação</b>	<b>Condição</b>
Junta 1	2	Ruim
Junta 2	2	Ruim
Junta 3	2	Ruim
Junta 4	2	Ruim
Junta 5	2	Ruim
Junta 6	2	Ruim
Junta 7	2	Ruim
Junta 8	2	Ruim
Junta 9	2	Ruim
Junta 10	2	Ruim
Junta 11	2	Ruim
Junta 12	2	Ruim
Junta 12	2	Ruim
Junta 14	2	Ruim
Junta 15	2	Ruim
Junta 16	2	Ruim
Junta 17	2	Ruim

Junta 18	2	Ruim
Junta 19	2	Ruim
Junta 20	2	Ruim

#### 4.6 EVOLUÇÃO DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS

Com o intuito de verificar a evolução das manifestações patológicas na OAE, foram analisados os diagnósticos feitos pelo LSE em 2003, 2010 e 2017, acrescido da inspeção realizada neste estudo.

Durante as inspeções o LSE realizou ensaios que não foram possíveis desenvolver neste trabalho, mas os seus resultados serão utilizados a fim de verificar a sua evolução e/ou corroborar a existência de uma dada manifestação patológica já descrita.

##### 4.6.1 Deterioração no interior dos caixões

O estudo da evolução das manifestações patológicas no interior dos caixões foi realizado no Caixaão P7LE2 (Tabela 27) devido a sua evolução ter sido descrita no relatório elaborado pelo LSE em 2017.

Tabela 27 – Evolução das manifestações patológicas observadas no Caixaão P7LE2

<b>Danos observados em 2003</b>	<b>Danos observados em 2010</b>	<b>Danos observados em 2016</b>	<b>Danos observados em 2019</b>
Fissuração excessiva nas longarinas	Aumento significativo da quantidade de fissuras nas paredes	Leve aumento da quantidade de fissuras nas paredes	Leve aumento da quantidade de fissuras nas paredes
Eflorescência na superfície de concreto das longarinas e transversinas	Aumento da quantidade de áreas sob ocorrência de eflorescência	Não houve aumento significativo das áreas com eflorescências	Não houve aumento significativo das áreas com eflorescências
Armadura exposta	Aumento da quantidade de armadura exposta observadas	Não houve aumento significativo da quantidade de armaduras expostas	Não houve aumento da quantidade de armaduras expostas

Fonte: Elaborado pela autora (2019)

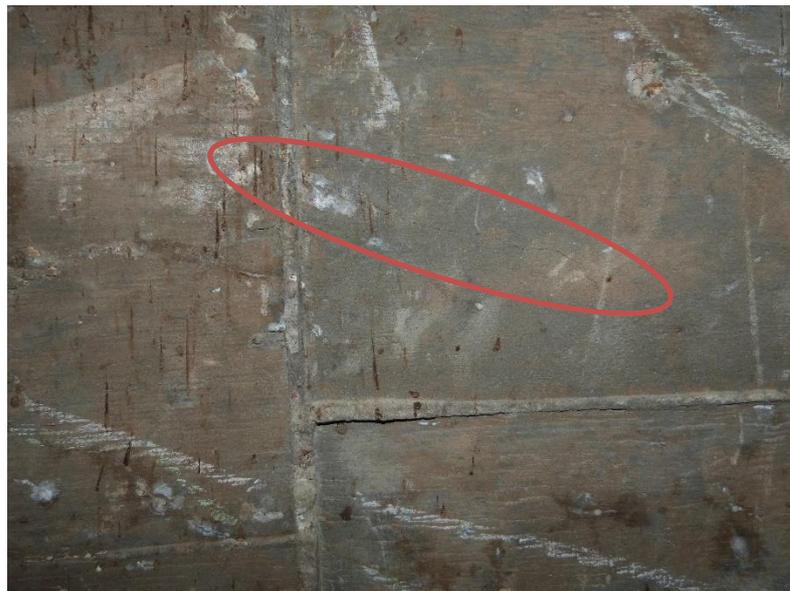
Notou-se que houve um leve aumento da quantidade de fissuras nas paredes do caixaão, sendo que algumas das mapeadas durante a inspeção realizada em 2016 aumentaram o seu comprimento, e outras onde fez-se o reparo de maneira inadequada novamente apresentou-se fissuração.

Figura 50 - Fissuras observadas no Caixão P7LE2 em 2016



Fonte: LSE (2017)

Figura 51- Identificação de fissuras novas fissuras no caixão P7LE2



Fonte: Arquivo próprio (2019)

Através da análise das inspeções realizadas pelo referido Laboratório, notou-se que a espessura da maior fissura identificada no interior dos caixões foi de 1,4mm; na inspeção realizada neste trabalho o maior valor aferido foi de 2,0mm, comprovando que essas tratam-se de fissuras ativas.

#### 4.6.1 Deterioração nos pilares

A fim de avaliar a evolução das manifestações patológicas atuantes nos pilares, foram confrontados os dados extraídos pelo LSE em 2016 e os obtidos através desse estudo. Comparou-se as fissuras medidas no Pilar 4 e no Pilar 6 nesses dois anos, utilizando-se os maiores valores medidos, conforme apresentado na Tabela 28.

Tabela 28 - Evolução das fissuras medidas no P4 e P6

<b>Elemento</b>	<b>Abertura 2016 (mm)</b>	<b>Abertura 2019 (mm)</b>
Pilar 4	8	8,5
Pilar 6	6	7

Fonte: Elaborado pela autora (2019)

Nota-se que houve um aumento considerável, comprovando a atuação contínua da RAA na estrutura, reafirmando a sua Classificação como Crítica, de acordo com a ABNT NBR 9452:2016, haja vista o seu elevado grau de deterioração, apontando problema de risco estrutural e funcional.

Observando-se visualmente os registros feitos pelo LSE e os deste estudo, foi possível verificar que as demais manifestações patológicas (corrosão das armaduras, bolor e limo, erosão, impacto de embarcações e reparo inadequado) atuam continuamente neste elemento, agravando a sua deterioração.

Figura 52 - Face do pilar P6 em 2016



Fonte: LSE (2017)

Figura 53 - Face do pilar P6 em 2019



Fonte: Arquivo próprio (2019)

#### 4.6.2 Deterioração no tubulão do apoio P4

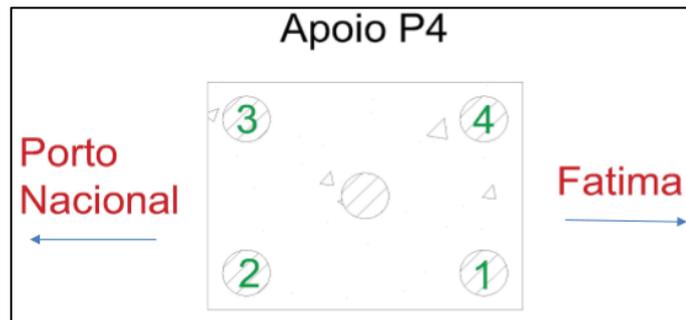
Ao analisar os resultados das inspeções submersas desenvolvidas pelo LSE, constatou-se que os danos permaneceram estáveis de 2003 a 2016, sem a manifestação de novos fendilhamentos, conforme Tabela 29. A nomenclatura adotada para os tubulões durante as inspeções foi apresentada na Figura 54.

Tabela 29 - Comparação entre danos identificados nas inspeções submersas realizadas em 2003, 2010 e 2016

<b>Danos observados em 2003</b>	<b>Danos observados em 2010</b>	<b>Danos observados em 2016</b>
Fissuras verticais dos pilares	As fissuras verticais dos pilares mantiveram-se estáveis	As fissuras verticais dos pilares mantiveram-se estáveis
Fissuras nos blocos de fundação e nas bases dos pilares	As fissuras nos blocos de fundação e nas bases dos pilares mantiveram-se estáveis	As fissuras nos blocos de fundação e nas bases dos pilares mantiveram-se estáveis
Armadura exposta nos blocos	Armadura exposta nos blocos manteve-se estável	Armadura exposta nos blocos manteve-se estável
Fissuras nos tubulões e nas interfaces com o bloco	As fissuras nos tubulões e nas interfaces com o bloco mantiveram-se estáveis	Não verificado
Redução da seção transversal do tubulão 1 do apoio 4	Redução da seção transversal do tubulão manteve-se estável	Não verificado em razão do assoreamento
Armadura exposta no tubulão	Armadura exposta no tubulão manteve-se estável	Armadura exposta no tubulão manteve-se estável

Fonte: LSE, adaptado pela autora (2017)

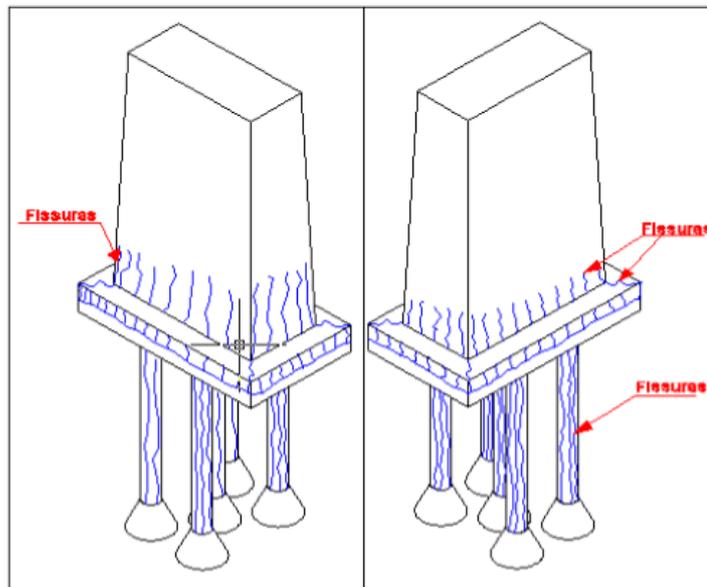
Figura 54 - Tubulões do bloco do apoio P4



Fonte: LSE (2017)

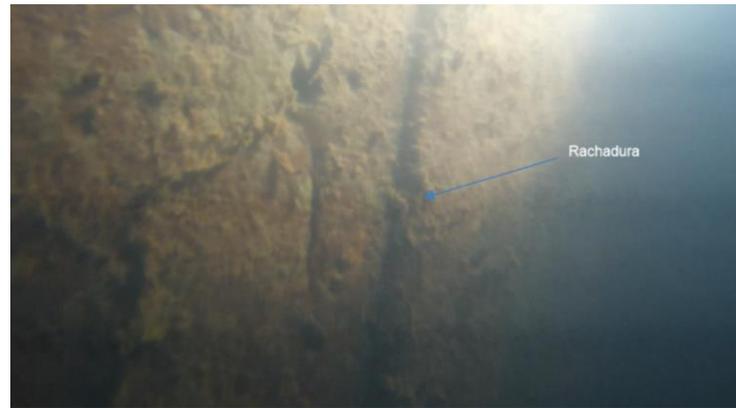
Apesar dos danos manterem-se estáveis, os elementos submersos do P4 apresentam uma acentuada fissuração, representadas na Figura 55. Tais aberturas são características da RAA, também manifestada em outros elementos da OAE. A Figura 56 representa uma dessas aberturas, localizada no tubulão 2.

Figura 55 - Danos típicos observados nos elementos submersos da estrutura, pilares, blocos de fundação e tubulões



Fonte: LSE (2017)

Figura 56 - Rachadura identificada no tubulão 2 do apoio P4



Fonte: LSE (2017)

Em 2003 e 2010 verificou-se que houve redução da seção transversal do tubulão 1 (Tabela 30), na região de contato com a rocha.

Tabela 30 - Medidas da seção reduzida na extremidade do tubulão 1 do apoio 4, 2003 e 2010

	<b>2003</b>	<b>2010</b>
b (cm)	20	17 a 20
h (cm)	40	25 a 40

Fonte: LSE, adaptado pela autora (2017)

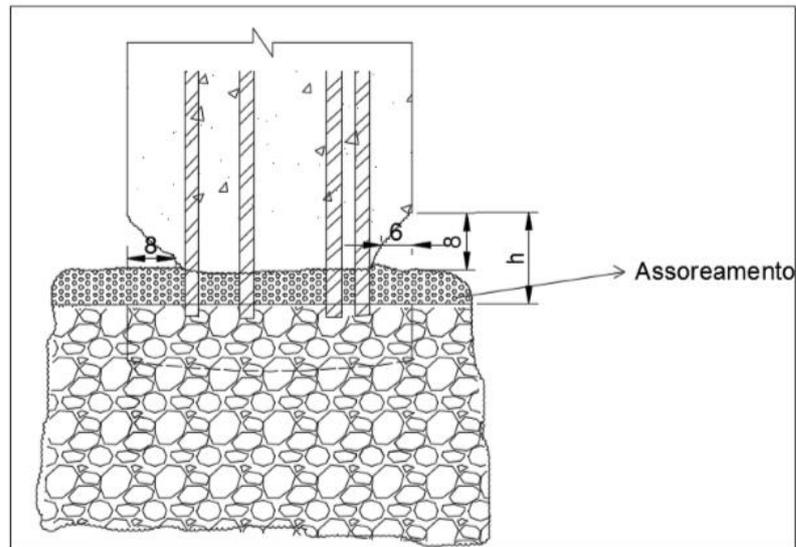
Entretanto, em 2016 essas medições foram realizadas no trecho que antecede a base (Tabela 31), devido ao assoreamento (Figura 57) da região onde foram feitas as medições nos anos anteriores.

Tabela 31 - Medidas da seção reduzida na extremidade do tubulão 1 do apoio 4, 2016

	<b>2017</b>
b1 (cm)	6 a 8
h1 (cm)	9

Fonte: LSE, adaptado pela autora (2017)

Figura 57 - Redução da seção transversal observadas no tubulão 1 do apoio P4



Fonte: LSE (2017)

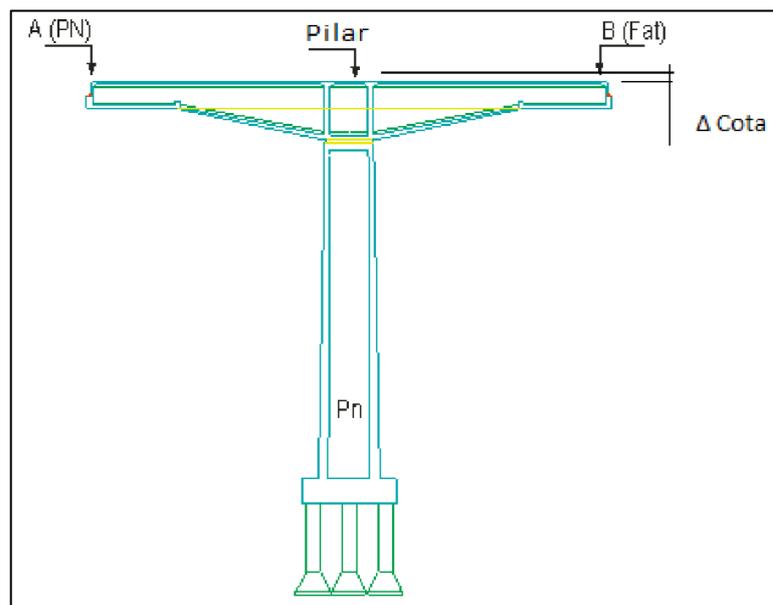
Não foram identificadas outras reduções de seção no contato tubulão-rocha dos demais tubulões do apoio P4, entretanto a redução da seção transversal identificada anteriormente trata-se de um dano bastante preocupante, haja vista que a sua deterioração compromete diretamente a segurança dos usuários.

#### 4.6.3 Deslocamento dos balanços

Verificou-se que todos os balanços apresentaram crescentes deslocamentos de 2003 a 2016. Para possibilitar a comparação do deslocamento dos balanços de 2016, com os apresentados em 2003 e 2010, o LSE buscou manter os pontos utilizados nas avaliações anteriores.

A fim de avaliar os deslocamentos apresentados apenas nas extremidades dos balanços, foram calculadas as diferenças entre cotas medidas nas juntas do dente Gerber, situadas nas extremidades A e B, representadas na Figura 58. Esses valores foram calculados para 2003, 2010 e 2016 e comparados entre si para isolar o deslocamento relativo das extremidades dos balanços.

Figura 58 - Cotas adotadas para avaliar o deslocamento dos balanços



Fonte: LSE (2017)

As Tabelas 32 e 33, representam o resumo dos deslocamentos ocorridos nos balanços da ponte e o sentido do seu deslocamento.

Tabela 32 - Deslocamentos dos balanços ocorridos entre 2003 e 2016, perfil montante

DIST.* (m)	COTA 2003	COTA 2010	COTA 2016	2010-2003 (cm)	2016-2010 (cm)	2016-2003 (cm)	STATUS 2010	STATUS 2016	
30,3	201,110	201,130	201,104	2,12	-2,65	-0,65	cima	baixo	P1
87,5	203,190	203,200	203,148	0,32	-5,25	-4,25	estável	baixo	
128	204,880	204,860	204,857	-1,65	-0,35	-2,35	baixo	baixo	P2
185,3	206,990	207,000	206,977	0,40	-2,35	-1,35	estável	baixo	
225,8	207,560	207,530	207,522	-2,35	-0,85	-3,85	baixo	baixo	P3
283,3	207,680	207,690	207,672	0,15	-1,85	-0,85	estável	baixo	
323,8	207,660	207,650	207,638	-0,75	-1,25	-2,25	estável	baixo	P4
381,1	207,720	207,700	207,695	-1,25	-0,55	-2,55	baixo	baixo	
421,6	207,650	207,650	207,634	0,15	-1,65	-1,65	estável	baixo	P5
478,9	207,690	207,690	207,658	-0,80	-3,25	-3,25	estável	baixo	
519,3	207,630	207,620	207,617	-1,05	-0,35	-1,35	baixo	baixo	P6
576,9	207,700	207,690	207,684	-0,20	-0,65	-1,65	estável	baixo	
617,3	207,650	207,640	207,636	-0,73	-0,45	-1,45	estável	baixo	P7
674,6	207,730	207,730	207,718	0,00	-1,25	-1,25	estável	baixo	
715,1	207,370	207,340	207,332	-2,15	-0,85	-3,85	baixo	baixo	P8
772,4	205,130	205,180	205,171	4,45	-0,95	4,05	cima	baixo	
812,9	203,370	203,350	203,337	-1,95	-1,35	-3,35	baixo	baixo	P9
870,1	201,120	201,120	201,123	0,50	0,25	0,25	estável	baixo	

Fonte: LSE (2017)

Tabela 33 - Deslocamentos dos balanços ocorridos entre 2003 e 2016, perfil jusante

DIST.* (m)	COTA 2003	COTA 2010	COTA 2016	2010-2003 (cm)	2016-2010 (cm)	2016-2003 (cm)	STATUS 2010	STATUS 2016	
30,3	201,100	201,110	201,097	1,10	-1,35	-0,35	cima	baixo	P1
87,5	203,180	203,140	203,105	-4,60	-3,55	-7,55	baixo	baixo	
128	204,840	204,830	204,795	-1,10	-3,55	-4,55	baixo	baixo	P2
185,3	207,000	206,180	206,962			-3,85			
225,8	207,560	207,530	207,498	-2,30	-3,25	-6,25	baixo	baixo	P3
283,3	207,650	207,680	207,654	3,55	-2,65	0,35	cima	baixo	
323,8	207,610	207,640	207,622	2,73	-1,85	1,15	baixo	baixo	P4
381,1	207,710	207,700	207,669	-0,80	-3,15	-4,15	estável	baixo	
421,6	207,660	207,650	207,621	-1,40	-2,95	-3,95	baixo	baixo	P5
478,9	207,730	207,670	207,646	-5,80	-2,45	-8,45	baixo	baixo	
519,3	207,630	207,670	207,619	3,40	-5,15	-1,15	cima	baixo	P6
576,9	207,670	207,720	207,663	4,45	-5,75	-0,75	cima	baixo	
617,3	207,650	207,640	207,611	-1,35	-2,95	-3,95	baixo	baixo	P7
674,6	207,770	207,760	207,730	-0,65	-3,05	-4,05	estável	baixo	
715,1	207,410	207,340	207,315	-7,05	-2,55	-9,55	baixo	baixo	P8
772,4	205,200	205,190	205,164	-0,65	-2,65	-3,65	estável	baixo	
812,9	203,390	203,380	203,347	-1,28	-3,35	-4,35	baixo	baixo	P9
870,1	201,120	201,120	201,102	-0,22	-1,85	-1,85	estável	baixo	

Fonte: LSE (2017)

Verificou-se que todos os balanços da superestrutura apresentaram deslocamento vertical para baixo em suas extremidades. O maior deslocamento foi o apresentado na extremidade do balanço do pilar P6, onde mediu-se um deslocamento de 5,75cm comparado ao greide medido em 2010. Os dados evidenciaram que a superestrutura da ponte vem perdendo a sua rigidez com o passar dos anos.

#### 4.6.4 Reação Álcali-Agregado

Através da análise documental foi possível constatar que desde o primeiro Relatório de Diagnóstico Estrutural elaborado pelo LSE, em 2003, é reconhecida a manifestação da RAA na OAE. Através dos estudos realizados, foi publicado no VI Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, o artigo “Identificação e Caracterização de Reação Álcali-agregado em Ponte de Concreto Armado” por Oliveira et al. (2006). Tal publicação será utilizada para caracterizar a identificação da reação na estrutura.

Em 2003, foram extraídas vinte e duas amostras de concretos para serem analisadas petrograficamente e por microscopia eletrônica de varredura (MEV) com espectrômetro de energia dispersiva (EDS) acoplado, dando ênfase na reação álcali-agregado. Os produtos da reação álcali-agregado foram caracterizados mineralogicamente por difratometria de raios-X, MEV e EDS.

A determinação dos locais onde seriam retirados os corpos de prova foi fundamentada na observação dos pontos mais propensos à deterioração por reação álcali-agregado,

priorizando os locais onde já haviam sintomatologia característica da reação. Os locais onde houveram retirada de amostras foram os listados na Tabela 34.

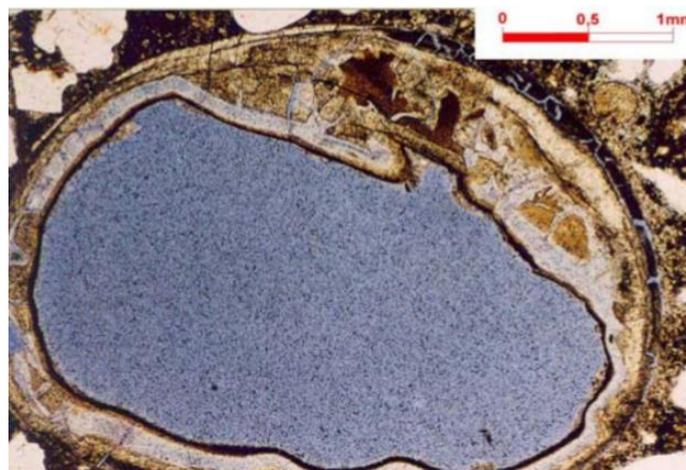
Tabela 34 - Identificação das amostras

AMOSTRA	
Designação	Local de Retirada
CP – 01	Laje superior do caixão, balanço do pilar P5
CP – 12	Pilar P2
CP – 16	Longarina externa do caixão, balanço do pilar P6
C8	Longarina interna do caixão, balanço do pilar P8
C – 45	Longarina externa do caixão, balanço do pilar P5
C – 21	Longarina externa do caixão, balanço do pilar P4
C – 40	Longarina interna do caixão, balanço do pilar P3
P4-41	Bloco do pilar P6, posição 4
P4-08	Tubulão do pilar P6, posição 8
P4-05(1)	Bloco do pilar P6, posição 5
P4-06	Bloco do pilar P6, posição 6
P4-07	Tubulão do pilar P6, posição 7
P6-01(1)	Região submersa do pilar P4, posição 1
P6-04	Bloco do pilar P4, posição 4
P6-07	Tubulão do pilar P4, posição 7
P6-09	Tubulão do pilar P4, posição 9
Am. 11	Longarina interna do caixão, balanço do pilar P7
Am. 27	Longarina externa do caixão, balanço do pilar P2
Am. 39	Longarina externa do caixão, balanço do pilar P3
Am. 44	Longarina interna do caixão, balanço do pilar P5
Am. 48	Longarina interna do caixão, balanço do pilar P6
Am. 53	Longarina externa do caixão, balanço do pilar P9

Fonte: Oliveira et. al (2006)

Por meio da análise petrográfica foi possível identificar bordas de reação na pasta cimentícia (Figura 59), fraturas submilimétricas preenchidas por gel, “línguas de gel na pasta, com origem em agregados graúdos, raros cristais de calcita dispersos, cristais micrométricos de portlandita e fraca a moderada carbonatação.

Figura 59 - Bolhas de ar aprisionado com núcleo vazio e borda preenchida por gel de reação álcali-silica



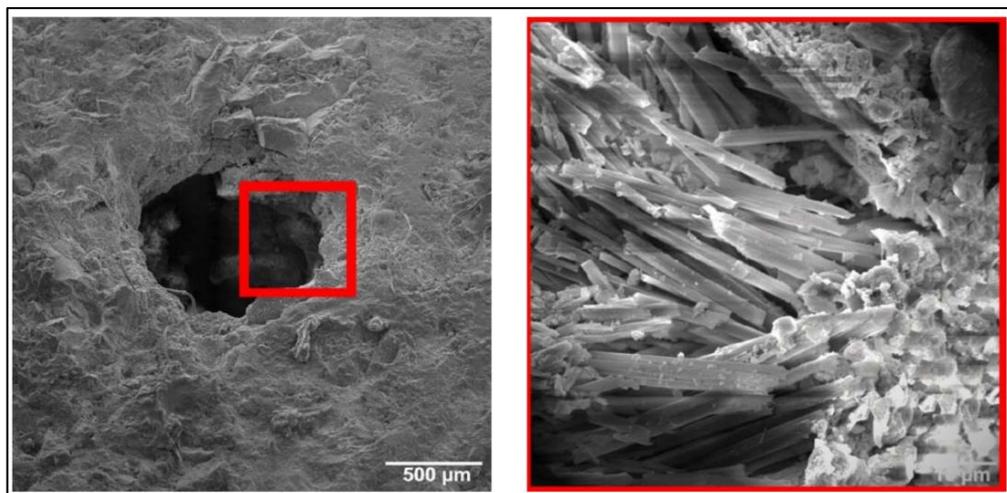
Fonte: Oliveira et. al (2006)

Quanto aos agregados graúdos, constatou-se que decorrem dois tipos, distintos pela natureza da rocha constituinte, tendo origem de rocha silicosa e rocha carbonática. Os agregados oriundos de rocha silicosa foram visualizados em todas as amostras estudadas, suas características indicam que são provenientes de depósitos de cascalhos, especificamente, seixos rolados. Os advindos de rochas carbonáticas foram identificados apenas nas amostras P4-05 e P6-04, que supostamente tratam-se de materiais britados.

Os agregados miúdos alternam de silte grosso a grânulo, sobressaindo areia média a grossa. Os grãos apresentados variam de arredondados a subangulados. Mineralogicamente, são formados essencialmente por quartzo monocristalino e raramente policristalino; além de outros minerais apresentados em proporção inferior a 5%, sendo feldspatos, limonitas, muscovita, etc.

Durante a análise mineralógica por difratometria de raios-X foi identificada a presença de produtos que podem se formar devido a RAA, sendo eles a etringita (Figura 60) e o carbonato.

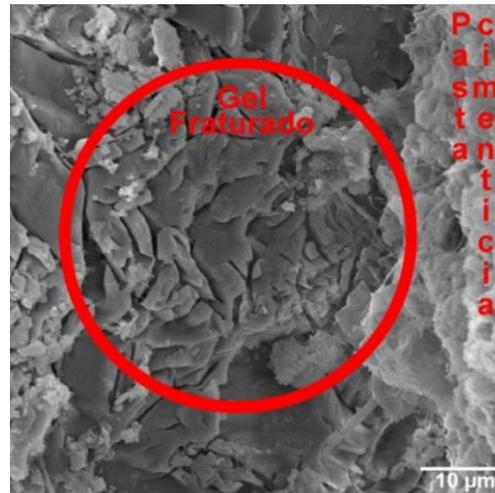
Figura 60 - Vazio preenchido parcialmente por etringita



Fonte: Oliveira et. al (2006)

Diante a MEV confirmou-se a presença da RAA. Através das análises feitas no P4-05 e P4-05B identificou-se a existência de um gel (Figura 61) formado por cálcio, potássio e silício entre a pasta cimentícia e o agregado graúdo.

Figura 61 - Pasta cimentícia com gel fraturado



Fonte: Oliveira et. al (2006)

Portanto, as análises petrográfica e mineralógicas possibilitaram a confirmação da RAA na OAE, através da comprovação da presença do gel-álcali-sílica, carbonatação localizada na pasta e ocorrência de etringita. A Tabela 35 evidencia a manifestação da reação nas amostras estudadas.

Tabela 35 - Evidências de RAA por amostra

Amostra	Etringita identificada por DRX ou petrografia	Carbonatação localizada na pasta	Presença de gel			
			Bolhas de AA	Borda de agregado	Fraturas na pasta	Línguas originadas em agregados
CP-01		X	X	X		X
CP-12	X	X	X	X	X	
CP-16			X	X	X	
C-8	X					
C-45				X	X	
C-21					X	
C-40		X	X			
P4-01			X	X	X	
P4-08						
P4-05	X	X	X	X	X	
P4-05(1)						
P4-06	X			X		
P4-07			X		X	
P6-01(1)	X		X		X	
P6-04	X		X	X	X	
P6-07			X	X	X	
P6-09				X	X	
Am. 11						
Am. 27			X		X	
Am. 39						
Am. 44			X	X	X	
Am. 48					X	
Am. 53			X		X	

X: Amostras muito afetadas pela reação álcali-agregado  
 X: Amostras pouco afetadas pela reação álcali-agregado  
 X: Amostras não afetadas pela reação álcali-agregado

Fonte: Oliveira et. Al, adaptado pela autora (2006)

Após a confirmação da RAA, nos demais Relatórios de Diagnostico Estrutural desenvolvidos a degradação causada por essa manifestação patológica sempre é evidenciada, devido a sua atuação para a deterioração da estrutura, especialmente por apresentar-se de forma generalizada nos elementos da OAE, conforme comprovado nos estudos das amostras extraídas.

## 5 CONCLUSÃO

Através da análise documental somada à inspeção realizada durante este estudo, foi possível identificar que a referida obra de arte especial apresenta manifestações patológicas generalizadas, que tem acarretado problemas estruturais, funcionais e de durabilidade na mesma, de acordo com os parâmetros da ABNT NBR 9452:2016. As principais responsáveis pelo comprometimento dessa são as manifestações da RAA e corrosão das armaduras.

A presença da reação álcali-agregado na estrutura foi identificada através do estudo petrográfico-mineralógico do material extraído dos elementos da ponte em 2003, desde então sabe-se que a sua manifestação é generalizada. Com o passar dos anos essa manifestação tem agravado cada vez mais, apresentando elevação da quantidade de fissuras em todos os elementos e aumento das aberturas daquelas já identificadas.

Em paralelo aos danos causados pela RAA, a acentuada ocorrência de corrosão das armaduras nos elementos da ponte também é responsável pelo seu estado crítico, visto que foi observada a significativa perda de seção das armaduras, com ocorrência de armaduras rompidas especialmente nos caixões vistoriados.

Levando em consideração que os critérios de durabilidade das OAE estão inteiramente relacionados à vida útil dessas, a ponte situada sobre o Rio Tocantins encontra-se com a sua vida útil findada. O fato de não haver um cronograma de manutenção da estrutura acarretou na sua deterioração acelerada, colocando em risco a segurança daqueles que a utilizam. Através das notas de classificação dada aos elementos, o estado geral da ponte é crítico, referindo-se a um elevado grau de deterioração, devido a presença de danos que geram grave insuficiência estrutural na OAE, necessitando de intervenção imediata.

Destarte, a atual restrição do tráfego sobre a ponte é necessária, em razão do contínuo agravamento das manifestações patológicas comprometerem a segurança dos usuários.

## REFERÊNCIAS

ALVES, Lauro Ferenzini. **OBRAS-DE-ARTE ESPECIAIS BR-267/MG: PATOLOGIAS x FATORES INFLUENTES**. 2012. 86 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, 2012.

ANDRADE, Carmen. **Manual para Diagnóstico de Obras Deterioradas por Corrosão de Armaduras**. São Paulo: Pini, 1992. 103 p.

ANDRADE, Walton Pacelli de (Ed.). **Concretos: massa, estrutural, projetado e compactado com rolo: ensaios e propriedades**. São Paulo: Pini, 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB-1**: Cálculo e execução de obras em concreto armado. Rio de Janeiro: Abnt, 1960.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR - 6**: Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. Rio de Janeiro, 1960.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro: Abnt, 2014. 256 p. Disponível em: <<https://engcivil20142.files.wordpress.com/2017/08/nbr-6118-2014-projeto-de-estruturas-de-concreto-procedimento-verso3a3o-corrigida.pdf>>. Acesso em: 12 set. 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **7188**: Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestres. Rio de Janeiro: Abnt, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **7188**: Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestres. Rio de Janeiro: Abnt, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9452**: Inspeção de pontes, viadutos e passarelas de concreto - Procedimento. 3 ed. Rio de Janeiro, 2016. 48 p.

ATOS DO CHEFE DO PODER EXECUTIVO. **Decreto nº 5.907, de 12 de fevereiro de 2019**. In: Diário Oficial nº 5.298, Estado do Tocantins, República Federativa do Brasil. Palmas/TO, 2019. p. 38.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO À FORÇA CORTANTE. In: BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. - **ESTRUTURAS DE CONCRETO II**. Bauru: Unesp, 2017. p. 1-79. Disponível em: <<http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto2/Cortante.pdf>>. Acesso em: 29 abr. 2019.

BAVIER, Ramiro. **Ordem de serviço para início das obras da Ponte de Porto Nacional é assinada nesta segunda**.2017. Disponível em: <<https://portal.to.gov.br/noticia/2017/10/20/ordem-de-servico-para-inicio-das-obras-da-ponte-de-porto-nacional-e-assinada-nesta-segunda/>>. Acesso em: 29 ago. 2018.

CANEVA, G.; NUGARI, Maria Pia; SALVADORI, O.. **La biología en la restauración**.Hondarribia: Nerea, 2000.

CASCUDO, O. **O controle da corrosão de armaduras em concreto – inspeção e técnicas eletroquímicas**. Coedição, São Paulo: Ed. PINI, Goiânia: Ed. UFG, 1997.

CAVALLI, A. F.; DOTAF, T. S. **Avaliação da degradação do concreto dividido à contaminação das águas por esgoto doméstico**. 2008. Trabalho de Conclusão de Curso (Pós-Graduação em Patologias nas Obras Civas) – Universidade Tuiuti do Paraná, Curitiba, 2008.

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

COSTA, Hugo Oliveira. **AVALIAÇÃO DE PATOLOGIAS EM OBRAS DE ARTE ESPECIAIS UTILIZANDO A METODOLOGIA GDE/UNB**. 2016. 66 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário de Brasília, Brasília, 2016. Disponível em: <<http://repositorio.uniceub.br/bitstream/235/9529/1/21159894.pdf>>. Acesso em: 09 set. 2018.

COUTO, Tiago Andrade. **REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO: ESTUDO DO FENÔMENO EM ROCHAS SILICOSAS**. 2008. 191 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2008.

DEBS, Mounir Khalil El; TAKEYA, Toshiaki. **INTRODUÇÃO ÀS PONTES DE CONCRETO**. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2007. 221 p. Disponível em: <<http://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/pontes/Apost.%20Pontes%20-%20Mounir-Takeya.pdf>>. Acesso em: 05 out. 2018.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **010/2004 - PRO: Inspeções em pontes e viadutos de concreto armado e protendido - Procedimento**. Rio de Janeiro: Dnit, 2004. 18 p. Disponível em: <[http://ipr.dnit.gov.br/normas-e-manuais/normas/procedimento-pro/dnit010\\_2004\\_pro.pdf](http://ipr.dnit.gov.br/normas-e-manuais/normas/procedimento-pro/dnit010_2004_pro.pdf)>. Acesso em: 12 set. 2018.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **122/2009- ES: Pontes e viadutos rodoviários – Estruturas de concreto armado - Especificação de serviço**. Rio de Janeiro: Dnit, 2009. 9 p. Disponível em: <[http://ipr.dnit.gov.br/normas-e-manuais/normas/especificacao-de-servicos-es/dnit122\\_2009\\_es.pdf](http://ipr.dnit.gov.br/normas-e-manuais/normas/especificacao-de-servicos-es/dnit122_2009_es.pdf)>. Acesso em: 12 set. 2018.

DESLAURIERS J. P. **Recherche Qualitative**. Montreal: McGraw Hill, 1991

DIÓGENES, Aldecira G. et al. Ações Patológicas em Pontes da Cidade de Sobral-CE. In: CONGRESSO INTERNACIONAL SOBRE PATOLOGIA Y RECUPERACIÓN DE ESTRUTURAS., 2014, Santiago. **Anais X CINPAR**. Sobral: Cinpar, 2014. p. 2 - 13.

FERRARI, Vladimir José. **REFORÇO À FLEXÃO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM MANTA DE POLÍMERO REFORÇADO COM FIBRAS DE CARBONO (PRFC) ADERIDO A SUBSTRATO DE TRANSIÇÃO CONSTITUÍDO POR COMPÓSITO CIMENTÍCIO DE ALTO DESEMPENHO**. 2007. 328 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

FIGUEIREDO, E. P.; MEIRA, G. Boletim Técnico 6 – **Corrosão das Armaduras das Estruturas de Concreto**, Alconpat Brasil, 2013

FONTELLES, Mauro José et al. **Metodologia da pesquisa científica: diretrizes para a elaboração de um protocolo de pesquisa**. Revista Paraense de Medicina, v. 23, n. 3, p. 1-8, 2009.

FREIRE, K. R. R. **Avaliação do desempenho de inibidores de corrosão de armaduras do concreto**. Curitiba, 2005. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Paraná.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Tecnologia do Concreto Estrutural**. São Paulo: Pini, 2012. 199 p.

GIOVANNETTI, Ana Carolina Virmond Portela. **AVALIAÇÃO DO ESTADO DE CONSERVAÇÃO DE PONTES - ESTUDO DE CASO**. 2014. 130 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2014. Disponível em: <<https://repositorio.ufsc.br/bitstream/handle/123456789/129436/328510.pdf?sequence=1>>. Acesso em: 05 set. 2018.

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

HELENE, Paulo. **Manual de Reparo, Proteção e Reforço de Estruturas de Concreto**. São Paulo: Red Rehabilitar, 2003. 718 p.

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

JACINTO, Luciano Alberto do Carmo. **Avaliação da Segurança de Pontes Existentes: Abordagem Probabilística Bayesiana**. 2011. 294 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2011. Disponível em: <[https://run.unl.pt/bitstream/10362/7601/1/Jacinto\\_2011.pdf](https://run.unl.pt/bitstream/10362/7601/1/Jacinto_2011.pdf)>. Acesso em: 13 set. 2018.

LABORATÓRIO DE SISTEMAS ESTRUTURAIS. 2003. **Diagnóstico Estrutural da Ponte sobre o Rio Tocantins – Trecho Porto Nacional – TO**. Relatório Técnico LSE-R010903.

LABORATÓRIO DE SISTEMAS ESTRUTURAIS. 2010. **Diagnóstico para Recuperação Estrutural da Ponte sobre o Rio Tocantins em Porto Nacional – TO**. Relatório Final LSE-238-R014022011.

LABORATÓRIO DE SISTEMAS ESTRUTURAIS. 2015. **Inspeção visual na Ponte sobre o Rio Tocantins – Trecho Porto Nacional – TO**.

LABORATÓRIO DE SISTEMAS ESTRUTURAIS. 2017. **Inspeção visual da estrutura da ponte sobre o Rio Tocantins, Porto Nacional – TO**. Relatório Final LSE-BRD-2016-04-20170315/RF-AE-01.

LAPA, José Silva. **PATOLOGIA, RECUPERAÇÃO E REPARO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO**. 2008. 56 f. Monografia (Especialização) - Curso de Construção Civil, Departamento de Engenharia de Materiais e Construção, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008. Disponível em: <<http://www.cecc.eng.ufmg.br/trabalhos/pg1/Patologia,%20Recupera%20e%20Reparo%20das%20Estruturas%20de%20Concreto.pdf>>. Acesso em: 08 out. 2018.

LEMONS, Karoline Brasileiro Quirino. **Manutenção e Reabilitação de Túneis**. 2005. 203 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2005. Disponível em: <<http://www.geotecnia.unb.br/downloads/dissertacoes/138-2005.pdf>>. Acesso em: 14 set. 2018.

LOPES, Sérgio Weber. **AVALIAÇÃO DA HOMOGENEIDADE E DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO POR MEIO DE ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS**. 2014. 174 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2014.

LOURENÇO, Líbia C. et al. 2009. **Parâmetros de Avaliação de Patologias em obras-de-arte especiais**. Revista Engenharia Civil, n.º 34, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Guimarães, Maio de 2009, pp. 5-14.

MARCHETTI, Osvaldemar, 2008. **PONTES DE CONCRETO ARMADO**. 1 Reimpressão 2009. Editora BLUCHER

MEDEIROS, M. H. F. D; ANDRADE, J. J. O; HELENE, P. **Durabilidade e Vida Útil das Estruturas de Concreto**. IBRACON, 2011.

MEHTA, P. Kumar; MONTEIRO, Paulo J. M.. **Concreto: Estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: Pini, 1994. 573 p.

MOSCOSO, Yina Fernanda Muñoz. **MODELOS DE DEGRADAÇÃO PARA APLICAÇÃO EM SISTEMAS DE GERENCIAMENTO DE OBRAS DE ARTE ESPECIAIS - OAES**. 2017. 210 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, 2017. Disponível em: <[http://repositorio.unb.br/bitstream/10482/24573/1/2017\\_YinaFernandaMu%C3%B1ozMoscoso.pdf](http://repositorio.unb.br/bitstream/10482/24573/1/2017_YinaFernandaMu%C3%B1ozMoscoso.pdf)>. Acesso em: 09 set. 2018.

NEVILLE, Adam M.. **Propriedades do Concreto**. São Paulo: Pini, 1997. 828 p.

**O PARALELO 13**. Tocantins, 23 dez. 2015. Disponível em: <<https://www.oparalelo13.com.br/tag/item/1954-lideran%C3%A7as-aprovam-iniciativa-do-governador-marcelo-miranda-de-construir-uma-nova-ponte-em-porto-nacional>>. Acesso em: 02 maio 2019.

OLIVEIRA, Alexandre Magno. **Fissuras e rachaduras causadas por recalque diferencial de fundações**. 2012. 96f. Monografia (Especialização em Gestão em Avaliações e Perícias) – Universidade Federal de Minas Gerais, Minas Gerais, 2012.

OLIVEIRA et al. IDENTIFICAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DE REAÇÃO ÁLCALI – AGREGADO EM PONTE DE CONCRETO. **Anais do VI Simpósio Epusp Sobre Estruturas de Concreto**, São Paulo, v. , n. -, p.1386-1400, 2006.

OLIVEIRA, F. G. X. et al. **CUSTOS DE RECUPERAÇÃO ESTRUTURAL: UM ESTUDO DE CASO**. Disponível em: <[https://s3.amazonaws.com/academia.edu.documents/38741664/Artigo\\_Compat.pdf?AWSAccessKeyId=AKIAIWOWYYGZ2Y53UL3A&Expires=1539096660&Signature=D12GGD0PuQNfJIUBQjxrVx917tA%3D&response-content-disposition=inline%3B%20filename%3DCUSTOS\\_DE\\_RECUPERACAO\\_ESTRUTURAL\\_UM\\_ESTU.pdf](https://s3.amazonaws.com/academia.edu.documents/38741664/Artigo_Compat.pdf?AWSAccessKeyId=AKIAIWOWYYGZ2Y53UL3A&Expires=1539096660&Signature=D12GGD0PuQNfJIUBQjxrVx917tA%3D&response-content-disposition=inline%3B%20filename%3DCUSTOS_DE_RECUPERACAO_ESTRUTURAL_UM_ESTU.pdf)>. Acesso em: 08 out. 2018.

OLIVEIRA, Fábio Giovanni Xavier de ; FILGUEIRAS, V. J. B. F. ; MEIRA, G. R. ; CARNEIRO, A. M. P. . **CUSTOS DE RECUPERAÇÃO ESTRUTURAL: UM ESTUDO DE CASO**. In: IX CONPAT - Congresso Latino-Americano de Patologia, 2007, Quito. IX CONPAT - Congresso Latino-Americano de Patologia, 2007.

PATTON, M. G. **Qualitative Research and Evaluation Methods**, 3 ed. Thousand Oaks, CA: Sage, 2002.

PEDROTTI, Luana Giongo. **Tamanho de amostra e poder no Software R**. 2018. 54 f. TCC (Graduação) - Curso de Estatística, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2018. Disponível em: <<https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/175312/001065488.pdf?sequence=1>>. Acesso em: 08 maio 2019.

PFEIL, Walter. **PONTES EM CONCRETO ARMADO**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.a, 1979. 458 p.

POSSAN, E. DEMOLINER, C. A. **Desempenho, durabilidade e vida útil das edificações: abordagem geral**. Revista Científica CREA-PR, 1 ed. 2013. Disponível em <http://creaprw16.creapr.org.br/revista/Sistema/index.php/revista/article/view/14>. Acesso em: 05 out. 2018.

QUINTELLA, Sérgio; ROSARIO, Mariana. **Queda de viaduto na Marginal expõe o péssimo estado dos elevados de SP**. Disponível em: <<https://vejasp.abril.com.br/cidades/viaduto-marginal-pinheiros-descaso/>>. Acesso em: 21 mar. 2019.

RIBEIRO, Duperron Marangon. **Manutenção de pontes e viadutos**. 2011. Disponível em: <<https://www.dci.com.br/colunistas/manutenc-o-de-pontes-e-viadutos-1.279864>>. Acesso em: 21 mar. 2019.

RIPPER, T. (2003). **Desempenho das construções**. 2º Ciclo de Palestras em Engenharia Civil (UNIC.), 12 Novembro, Monte da Caparica.

ROQUE, James Antonio; MORENO JUNIOR, Armando Lopes. Considerações sobre vida útil do concreto. **Encontro Nacional de Pesquisa-projeto-produção em Concreto Pré-moldado**, Campinas, v. 1, n. 1, p.1-12, nov. 2005. Disponível em: <[http://www.set.eesc.usp.br/1enpppcpm/cd/conteudo/trab\\_pdf/125.pdf](http://www.set.eesc.usp.br/1enpppcpm/cd/conteudo/trab_pdf/125.pdf)>. Acesso em: 07 out. 2018.

SARTORTI, A. L. **Identificação de patologias em pontes de vias urbanas e rurais no município de Campinas-SP**. Campinas, 2008. Dissertação (Mestrado) –

SEINFRA/TO. **Portaria nº 799 de 20 de setembro de 2011**. SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA DO ESTADO DO TOCANTINS. In: Diário Oficial nº 3.472, Estado do Tocantins, República Federativa do Brasil. Palmas/TO, 2011. p. 51.

SIQUEIRA, Carlos Henrique. Redução de custos em manutenção de pontes e viadutos. **Grandes Construções**, São Paulo, v. 1, n. 14, p.5-5, 06 jun. 2011. Disponível em: <[http://www.metallica.com.br/pg\\_dinamica/bin/pg\\_dinamica.php?id\\_pag=1098](http://www.metallica.com.br/pg_dinamica/bin/pg_dinamica.php?id_pag=1098)>. Acesso em: 21 mar. 2019.

SOARES, Arthur Pimentel Falcão; VASCONCELOS, Lívia Tenório; NASCIMENTO, Felipe Bomfim Cavalcante do. **CORROSÃO EM ARMADURAS DE CONCRETO**. Ciências Exatas e Tecnológicas, Maceió, v. 3, n. 1, p.177-188, nov. 2015.

SOUZA, V. C.; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1998. 255 p.

TAVARES, Bruno. **Peritos indicam que desabamento de viaduto pode ter sido provocado por problema no sistema de amortecimento**. 2018. Disponível em: <<https://g1.globo.com/sp/sao-paulo/noticia/2018/11/17/peritos-indicam-que-desabamento-de-viaduto-pode-ter-sido-provocado-por-problema-no-sistema-de-amortecimento.ghtml>>. Acesso em: 21 mar. 2019.

TIMERMAN, Júlio. Histórico das normas brasileiras para cargas móveis em projetos de pontes e viadutos. **Concreto & Construções**, São Paulo, v. 80, n. , p.123-128, out. 2015. Trimestral. Disponível em: <[http://ibracon.org.br/Site\\_revista/Concreto\\_Construcoes/pdfs/revista80.pdf](http://ibracon.org.br/Site_revista/Concreto_Construcoes/pdfs/revista80.pdf)>. Acesso em: 03 fev. 2019.

TRINDADE, Diego dos Santos da. **PATOLOGIA EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO**. 2015. 88 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2015.

TUUTTI, K. **Corrosion of steel in concrete**. Swedish Cement and Concrete. Research Institute, Stockholm, 1982.

VALDUGA, Laila. **Reação álcali-agregado - mapeamento de agregados reativos do Estado de São Paulo**. 2002. 225 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2002.

VITÓRIO, J. A. P. **Pontes rodoviárias: fundamentos, conservação e gestão**. Recife, CREA-PE, 2002.

VITÓRIO, José Afonso Pereira; DEMOLINER, Carlos Alberto. **Vistorias, Conservação e Gestão de Pontes e Viadutos de Concreto**. 48º Congresso Brasileiro do Concreto, Rio de Janeiro, p.1-14, out. 2013. Disponível em: <[http://vitorioemelo.com.br/publicacoes/Vistorias\\_Conservacao\\_Gestao\\_Pontes\\_Viadutos\\_Concreto.pdf](http://vitorioemelo.com.br/publicacoes/Vistorias_Conservacao_Gestao_Pontes_Viadutos_Concreto.pdf)>. Acesso em: 05 out. 2018.

ZANZARINI, José Carlos. **ANÁLISE DAS CAUSAS E RECUPERAÇÃO DE FISSURAS EM EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL EM ALVENARIA ESTRUTURAL – ESTUDO DE CASO**. 2016. 83 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica do Paraná, Campo Mourão, 2016. Disponível em: <[http://repositorio.roca.utfpr.edu.br/jspui/bitstream/1/6879/1/CM\\_COECI\\_2016\\_1\\_15.pdf](http://repositorio.roca.utfpr.edu.br/jspui/bitstream/1/6879/1/CM_COECI_2016_1_15.pdf)>. Acesso em: 08 out. 2018.

ZENNARO, Luca (Ed.). **'Desabou a ponte Morandi!': ouça ligação para serviço de emergência avisando sobre tragédia na Itália: 'Desabou a ponte Morandi!': ouça ligação para serviço de emergência avisando sobre tragédia na Itália**. 2018. Disponível em: <<https://g1.globo.com/mundo/noticia/2018/08/16/desabou-a-ponte-morandi-ouca-ligacao-para-servico-de-emergencia-avisando-sobre-tragedia-na-italia.ghtml>>. Acesso em: 30 ago. 2018.

APÊNDICES

## APÊNDICE A – FICHA DE INSPEÇÃO ESPECIAL

ABNT NBR 9452:2016

Tabela D.1 – Modelo de ficha de inspeção especial

Inspeção especial (ano): 2019		OAE Código: —
Jurisdição (DNIT, Concessão ou outro): Estadual		
Data da inspeção:	Início:	Término:
<b>PARTE I - Síntese do relatório de patologia</b>		
<b>1 - Localização</b>		
Rodovia ou município: TO 225	Sentido:	
Obra:	Localização (km ou endereço):	
<b>2 - Descrição da obra</b> 97,80 m x 58,80		
Quantidade de vãos: 8	Comprimento total: 0	
Pilares: 9	Vigas:	
Largura total: 900 m	Juntas de dilatação: 20	
Tipologia transversal da superestrutura:	Tipologia longitudinal da superestrutura:	
Classe: I		
Observações:		
<b>3 - Ensaios realizados</b>		
Eletrométrica Carbonatagem		
<b>4 - Classificação da OAE (Ver Seção 5)</b> Não dados individualmente		
Estrutural: Ruim	Funcional: Ruim	
Durabilidade: Ruim		
<b>5 - Vistoria</b>		
Data da vistoria:		
Recursos de aproximação empregados: Câmara fotográfica / Banco / Escada		
<b>6 - Descrição das anomalias</b>		
<b>Superestrutura</b>		
Laje superior:		
Vigas longarinas: Fissuras, presença, manchas de infiltração, carbonato		
Vigas transversinas:		
<b>Mesoestrutura</b>		
Vigas travessas:		
Aparelho de apoio: Fissuras		
Pilares: Fissuras RAA, bolores, umidade, manchas de infiltração, carbonato		
Infraestrutura: Carbonato das armaduras, erosão		
Blocos: não inspecionado		
Fundações: não inspecionada		



TCC II \_ FINAL.pdf (13:05/2019):

Documentos candidatos

coral.ufsm.br/engcv... [1,72%]

contornospesquisa.or... [0,24%]

ipr.dnit.gov.br/norm... [0,09%]

minhaoficina.net/jun... [0,05%]

moma.org/learn/moma... [0,04%]

guiadaobra.net/forum... [0,04%]

ipr.dnit.gov.br/norm... [0,03%]

ludwig.guru/s/were.c... [0,01%]

ulbra-to.br/ [0,01%]

Arquivo de entrada: TCC II \_ FINAL.pdf (14949 termos)

**Arquivo encontrado**

Arquivo encontrado	Total de termos	Termos comuns	Similaridade (%)
coral.ufsm.br/engcv...	Visualizar	536	1,72
contornospesquisa.or...	Visualizar	48	0,24
ipr.dnit.gov.br/norm...	Visualizar	15	0,09
minhaoficina.net/jun...	Visualizar	3	0,05
moma.org/learn/moma_...	Visualizar	14	0,04
guiadaobra.net/forum...	Visualizar	7	0,04
ipr.dnit.gov.br/norm...	Visualizar	6	0,03
ludwig.guru/s/were.c...	Visualizar	2	0,01
ulbra-to.br/	Visualizar	2	0,01
coral.ufsm.br/engcv...			Conversão falhou