

**Universidade Federal de Pernambuco  
Centro de Tecnologia e Geociências  
Graduação em Engenharia Civil**

**LUCAS SAMPAIO TENÓRIO  
LUIZ EDUARDO GAUDÊNCIO PESSOA DE MELO**

**ESTUDO DAS PATOLOGIAS EM ESTRUTURAS  
DE CONCRETO ARMADO EM REGIÕES  
AGRESSIVAS  
ESTUDO DE CASO: PONTE DUARTE COELHO  
RECIFE-PE**

Monografia apresentada como requisito parcial para obtenção do diploma de Bacharel em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Pernambuco.

**Recife, Fevereiro de 2012.**

T312e Tenório, Lucas Sampaio

Estudo das patologias em estruturas de concreto armado em regiões agressivas estudo de caso: Ponte Duarte Coelho / Lucas Sampaio Tenório, Luiz Eduardo Gaudêncio Pessoa de Melo. – Recife: O Autor, 2012.

x, 45 folhas, il., figs., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Arnaldo Manoel Pereira Carneiro

TCC (graduação) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Departamento de Engenharia Civil e ambiental, 2012.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Concreto armado 3. Concreto - Patologias. 4 Ponte Duarte Coelho. I. Carneiro, Arnaldo Manoel Pereira (orientador). II. Título.

624 CDD (22. ed.)

UFPE

**De acordo**

**Recife**

\_\_\_\_/\_\_\_\_/\_\_\_\_

---

**Prof. Arnaldo Carneiro**

## **Agradecimentos**

Primeiramente a Deus por todas as bênçãos que nos concedeu.

Aos nossos Familiares, especialmente nossos pais, que sempre nos apoiaram em cada etapa da nossa vida, nos ajudando e nos incentivando em tudo.

A nosso professor orientador Arnaldo Carneiro pela paciência, dedicação, e incentivo que muito nos ajudaram a prosseguir os estudos nesta área.

Aos nossos colegas de graduação, pelas trocas de informações e experiências, convivência e amizade durante todo o curso.

Aos professores do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, pelo fornecimento de conhecimentos e experiências durante todo o decorrer da nossa vida universitária.

À Concrepoxi Engenharia, pela oportunidade do aprendizado prático, na área de patologia e recuperação das estruturas.

## Resumo

O concreto armado é um material que se tornou um dos mais importantes elementos da engenharia e arquitetura do século XX. Por seu processo executivo já consagrado no meio técnico e por sua durabilidade relativa, compatível com os interesses da sociedade.

A construção em concreto armado é a modalidade construtiva da maioria das “obras de arte” da construção civil brasileira. Apesar da relativa longevidade, o concreto pode apresentar problemas em função de sua idade.

Sendo assim a recuperação estrutural tornou-se uma atividade fundamental para a conservação das edificações. Diversas pesquisas vêm sendo realizadas com o intuito de desenvolver novas técnicas de recuperação e vários produtos têm sido lançados no mercado com este objetivo. Constituindo-se um desafio para os engenheiros que precisam acompanhar o surgimento de novas tecnologias para que possam atuar neste ramo.

Neste trabalho, enfocamos os principais fatores que influenciam na durabilidade do concreto, bem como patologias que surgem na exposição da estrutura a meios agressivos. Estudamos ainda os seguintes artigos sobre o assunto:

- *Influence of marine micro-climates on carbonation of reinforced concrete buildings;*
- *Carbonation of concretes in the Mexican Gulf;*
- *Interpretation of chloride profiles from concrete exposed to tropical marine environments.*

O estudo de caso adotado foi a Recuperação com Reforço Estrutural da Ponte Duarte Coelho, localizada em Recife-PE, realizada em 2010.

Desta forma, com este trabalho, espera-se contribuir para o meio técnico e acadêmico, com as informações e dados reais do diagnóstico, estratégias e metodologias adotadas na execução dessa obra.

# Sumário

|            |  |           |
|------------|--|-----------|
| <b>1</b>   | <b><u>CONSIDERAÇÕES INICIAIS</u></b>   | <b>1</b>  |
| <b>1.1</b> | <b><u>Concreto Armado</u></b>  | <b>1</b>  |
| 1.1.1      | <u>Definições</u>  | 1         |
| 1.1.2      | <u>Vantagens e desvantagens no uso do concreto armado</u>  | 2         |
| <b>1.2</b> | <b><u>Durabilidade do concreto armado</u></b>  | <b>3</b>  |
| <b>1.3</b> | <b><u>Fatores que influenciam na durabilidade</u></b>  | <b>4</b>  |
| 1.3.1      | <u>Etapa de projetos</u>   | 4         |
| 1.3.2      | <u>Etapa de execução da obra</u>   | 4         |
| 1.3.3      | <u>Etapa de utilização da estrutura</u>  | 6         |
| <b>1.4</b> | <b><u>Condições no meio ambiente que favorecem a deterioração das estruturas</u></b>             | <b>6</b>  |
| 1.4.1      | <u>Ambiente urbano</u>   | 7         |
| 1.4.2      | <u>Ambientes diferenciados</u>   | 7         |
| 1.4.3      | <u>Ambiente industrial</u>   | 7         |
| 1.4.4      | <u>Ambiente marinho</u>  | 8         |
| <b>1.5</b> | <b><u>Principais patologias do concreto exposto ao meio ambiente agressivo</u></b>               | <b>9</b>  |
| 1.5.1      | <u>Carbonatação</u>  | 10        |
| 1.5.2      | <u>Corrosão das armaduras</u>  | 11        |
| 1.5.3      | <u>Desagregação e Disgregação</u>  | 13        |
| 1.5.4      | <u>Fissuração</u>  | 14        |
| <b>1.6</b> | <b><u>Artigos estudados sobre patologias em ambientes marinhos</u></b>                           | <b>15</b> |
| 1.6.1      | <u>Influence of marine micro-climates on carbonation of reinforced concrete buildings</u>        | 15        |
| 1.6.2      | <u>Carbonation of concretes in the Mexican Gulf</u>  | 16        |
| 1.6.3      | <u>Interpretation of chloride profiles from concrete exposed to tropical marine environments</u> | 17        |
| <b>2</b>   | <b><u>ESTUDO DE CASO – PONTE DUARTE COELHO</u></b>   | <b>19</b> |
| <b>2.1</b> | <b><u>Histórico da Ponte Duarte Coelho</u></b>   | <b>19</b> |
| <b>2.2</b> | <b><u>Características da estrutura</u></b>   | <b>20</b> |
| <b>2.3</b> | <b><u>Características do Ambiente</u></b>  | <b>21</b> |
| 2.3.1      | <u>Clima</u>   | 21        |
| 2.3.2      | <u>Aspectos do Rio Capibaribe</u>  | 21        |
| <b>2.4</b> | <b><u>Inspeção</u></b>   | <b>21</b> |
| 2.4.1      | <u>Inspeção Visual</u>   | 21        |
| <b>2.5</b> | <b><u>Ensaio</u></b>   | <b>23</b> |

|                            |  |           |
|----------------------------|--|-----------|
| <a href="#">2.5.1</a>      | <a href="#">Profundidade de Carbonatação</a>   | 24        |
| <a href="#">2.5.2</a>      | <a href="#">Perfil de Cloreto</a>  | 25        |
| <a href="#">2.5.3</a>      | <a href="#">Resistência à Compressão</a>   | 29        |
| <a href="#">2.5.4</a>      | <a href="#">Diagnóstico</a>  | 30        |
| <b><a href="#">2.6</a></b> | <b><a href="#">Inspeção subaquática</a></b>  | <b>30</b> |
| <a href="#">2.6.1</a>      | <a href="#">Metodologia</a>  | 30        |
| <a href="#">2.6.2</a>      | <a href="#">Diagnóstico</a>  | 31        |
| <b><a href="#">2.7</a></b> | <b><a href="#">Intervenções realizadas</a></b>   | <b>32</b> |
| <a href="#">2.7.1</a>      | <a href="#">Pilares</a>  | 32        |
| <a href="#">2.7.2</a>      | <a href="#">Lajes, Longarinas e Transversinas</a>  | 32        |
| <a href="#">2.7.3</a>      | <a href="#">Reforço estrutural e substituição dos aparelhos de apoio</a>                           | 33        |
| <b><a href="#">3</a></b>   | <b><a href="#">Conclusões em relação aos artigos e o estudo de caso da Ponte Duarte Coelho</a></b> | <b>41</b> |
| <b><a href="#">4</a></b>   | <b><a href="#">Considerações Finais</a></b>  | <b>42</b> |

## Lista de fotos

|   |    |
|---|----|
| <a href="http://dc341.4shared.com/doc/fzWPsY2B/preview.html">Foto 1 - Preenchimento de forma com concreto aderente à armadura - Fonte: http://dc341.4shared.com/doc/fzWPsY2B/preview.html</a> ..... | 2  |
| <a href="#">Foto 2 - Vista Satélite – Google Earth</a> .....  | 19 |
| <a href="blogs.diariodepernambuco.com.br">Foto 3 - Vista aérea da ponte Duarte Coelho – Fonte: blogs.diariodepernambuco.com.br</a> .....  | 20 |
| <a href="#">Foto 4 - Vista lateral da ponte / Longarinas da ponte / Aparelhos de apoio</a> .....  | 21 |
| <a href="#">Foto 5 – Corrosão das armaduras deslocamento do concreto original nas longarinas</a> .  | 22 |
| <a href="#">Foto 6 - Corrosão das armaduras e deslocamento do concreto nas longarinas</a> .....   | 22 |
| <a href="#">Foto 7 - Corrosão da armadura da laje devido à falha na drenagem e a falta do recobrimento na longarina</a> .....   | 23 |
| <a href="#">Foto 8 – Corrosão das armaduras originais deslocamento do nas longarinas</a> .....  | 23 |
| <a href="#">Foto 9 - Aparelhos de apoio em roletes metálicos altamente corroídos</a> .....  | 23 |
| <a href="#">Foto 10 - Inspeção subaquática</a> .....  | 31 |
| <a href="#">Foto 11 - Vazios existentes no concreto das longarinas e falta de recobrimento das armaduras –</a> .....  | 33 |
| <a href="#">Foto 12 - Vazios existentes no concreto das longarinas e falta de recobrimento das armaduras</a> .....  | 33 |
| <a href="#">Foto 13 - Reforço estrutural da travessa e alargamento das longarinas</a> .....   | 34 |
| <a href="#">Foto 14 - Instalações dos macacos hidráulicos e reacionamento das estruturas</a> .....  | 35 |
| <a href="#">Foto 15 - Console metálico e manômetro para operação dos macacos hidráulicos</a> ...  | 35 |
| <a href="#">Foto 16 - Armadura de alargamento e fretagem</a> .....  | 38 |
| <a href="#">Foto 17 - Aparelhos em neoprene fretado/Aparelhos em neoprene instalados</a> .....  | 39 |
| <a href="#">Foto 18 - Armadura de reforço da longarina</a> .....  | 40 |
| <a href="#">Foto 19 - Armadura de reforço da longarina, protegida por pintura inibidora de corrosão, à base de zinco.</a> .....   | 40 |
| <a href="#">Foto 20 - Longarina reforçada</a> .....   | 40 |
| <a href="#">Foto 21 - Aparelho de neoprene em carga</a> .....   | 41 |

## Listas de figuras

|  |    |
|--|----|
| <a href="#">Figura 1 -Tabela de tempo mínimo de cura – Fonte: Bardella apud CAMARINI,1995</a>  |    |
| 5  |    |
| <a href="#">Figura 2 - Zonas de variação do acesso de oxigênio e de água e umidade</a>   | 8  |
| <a href="#">Figura 3 - Avanço do processo de carbonatação Fonte: (CASCUDO, 1991).</a>  | 11 |
| <a href="#">Figura 4 - Formação de pilha de corrosão em concreto armado Fonte:(HELENE, 1986).</a>  | 12 |
| <a href="#">Figura 5 - Formação de pilha de corrosão em concreto armado Fonte:(HELENE, 1986).</a>  | 13 |
| <a href="#">Figura 6 - Profundidade de carbonatação com diferentes elevações, idades e distâncias em relação ao mar.</a>   | 16 |
| <a href="#">Figura 7 - Profundidade de carbonatação em função da orientação geográfica. E = Leste, C = Parte Central, W = Oeste, N = Norte e S = Sul.</a>  | 16 |
| <a href="#">Figuras8 - Coeficiente de Carbonatação (K) vs Resistência à compressão no 28º dia a 50m, 100 m e 780m da beira do mar</a>  | 17 |
| <a href="#">Figura 9 - Concentração de cloretos na superfície de concretos com fator água/cimento (w/c) variados e 7 dias de cura, expostos por 24 horas a distancia de 50, 100 e 780 metros do mar em Yucatán-México.</a> | 18 |
| <a href="#">Figura 10 - Concentração de cloretos no núcleo de concretos com fator água/cimento (w/c) variados e 7 dias de cura, expostos por 24 horas a distancia de 50, 100 e 780 metros do mar em Yucatán-México.</a>    | 18 |
| <a href="#">Figura 11 - Vista lateral da ponte</a>   | 24 |
| <a href="#">Figura 12 - Disposição dos pontos na ponte.</a>  | 24 |
| <a href="#">Figura 13 - Perfil de cloretos do ponto 1(teor de cloretos em relação à massa de cimento abaixo do limite máximo de 0,4%, para despassivação da armadura, em toda a profundidade do furo).</a>                 | 26 |
| <a href="#">Figura 14 - Perfil de cloretos do ponto 2 (teor de cloretos em relação à massa de cimento abaixo do limite máximo de 0,4%, para despassivação da armadura, em toda a profundidade do furo).</a>                | 27 |
| <a href="#">Figura 15 - Perfil de cloretos do ponto 3 (teor de cloretos em relação à massa de cimento abaixo do limite máximo de 0,4%, para despassivação da armadura, em toda a profundidade do furo).</a>                | 27 |
| <a href="#">Figura 16 - Perfil de cloretos do ponto 4 (teor de cloretos em relação à massa de cimento acima do limite máximo de 0,4%, para despassivação da armadura, a 0,5 cm de profundidade da superfície da peça).</a> | 27 |
| <a href="#">Figura 17 - Perfil de cloretos do ponto 5 (teor de cloretos em relação à massa de cimento altíssimo, até a profundidade próxima aos 4,0 cm da superfície da peça).</a>   | 28 |
| <a href="#">Figura 18 - Perfil de cloretos do ponto 6 (teor de cloretos em relação à massa de cimento altíssimo, em toda a profundidade do furo).</a>  | 28 |
| <a href="#">Figura 19 - Perfil de cloretos do ponto 7 (teor de cloretos em relação à massa de cimento altíssimo, em toda a profundidade do furo).</a>  | 28 |
| <a href="#">Figura 20 - Perfil de cloretos do ponto 8 (teor de cloretos em relação à massa de cimento altíssimo, em toda a profundidade do furo).</a>  | 29 |
| <a href="#">Figura 21 - Vista superior do apoio central</a>  | 31 |
| <a href="#">Figura 22 - Detalhe da infraestrutura do apoio central (corte AA')</a>   | 32 |
| <a href="#">Figura 23 - Detalhe do reforço estrutural da transversina e de alargamento da longarina</a>  | 34 |
| <a href="#">Figura 24 - Detalhe do posicionamento do macaco hidráulico</a>   | 35 |

|   |    |
|---|----|
| <a href="#">Figura 25 - Detalhe das longarinas.....</a>   | 36 |
| <a href="#">Figura 26 - Demolição do apoio para retirada dos roletes metálicos .....</a>                          | 36 |
| <a href="#">Figura 27 - Detalhe da armadura de alargamento do apoio.....</a>                                      | 37 |
| <a href="#">Figura 28 - Detalhes da armadura de fretagem.....</a>   | 37 |
| <a href="#">Figura 29 - Detalhe do aparelho em neoprene fretado dos apoios centrais.....</a>                      | 38 |
| <a href="#">Figura 30 - Detalhe das armaduras de reforço da longarina.....</a>                                    | 39 |
| <a href="#">Figura 31 - Detalhe das armaduras das longarinas de extremidade e centrais, respectivamente. ....</a> | 39 |

## Listas de tabelas

|   |    |
|---|----|
| <a href="#"><u>Tabela 1 - Profundidade de teor de cloretos no concreto das longarinas (P1 A P4) pilares (P5 A P8)</u></a> ..... | 26 |
| <a href="#"><u>Tabela 2- Ensaio de Resistência à Compressão</u></a> .....   | 29 |

# 1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

## 1.1 Concreto Armado

### 1.1.1 Definições

Nas primeiras construções realizadas, os principais materiais empregados eram a pedra natural e a madeira. O ferro e o aço só apareceram na construção alguns séculos depois. O concreto armado surgiu posteriormente por volta de 1850.

Um material de construção para ser considerado bom, ele deve apresentar no mínimo duas características básicas: resistência e durabilidade.

No caso da pedra natural, a resistência à compressão e sua durabilidade são bastante elevadas, porém, sua resistência à tração é considerada baixa. A madeira por sua vez possui resistência moderada e uma durabilidade bem limitada. O aço possui resistência muito elevada, mas precisa de certos cuidados e proteções para que sua durabilidade seja satisfatória.

O concreto armado surgiu exatamente da necessidade de um material que agregasse as qualidades das pedras naturais e do aço com as vantagens de poder trabalhar com formas variadas, rapidez e facilidade.

Nesse ponto define-se concreto armado como sendo um material de construção resultante da união do concreto simples (alta resistência à compressão, mas baixa resistência à tração) com barras de aço (alta resistência à tração) envolvidas pelo concreto, com perfeita aderência entre os dois materiais, de tal maneira que resistam ambos solidariamente aos esforços a que forem submetidos.

Por sua vez o concreto simples é um material de construção resultante da mistura de um aglomerante (cimento), com agregado miúdo (areia), agregado graúdo (brita) e água, em proporções exatas e bem definidas.

Em resumo: Concreto simples + Barras de aço + Aderência = Concreto armado



*Foto 1 - Preenchimento de forma com concreto aderente à armadura - Fonte: <http://dc341.4shared.com/doc/fzWPsY2B/preview.html>*

O concreto é, sem dúvida, o material mais usado nas obras de pontes, cais, túneis, barragens, muros de arrimo, torres, reservatórios, galerias e edifícios, podendo ser usado também nos pavimentos, pisos industriais, dormentes e outras construções.

As pontes do Recife em sua maioria, inclusive a Duarte Coelho, são feitas de concreto armado e a falta de manutenção é notável. O estudo de caso apresentado neste trabalho mostra como se encontrava a Ponte Duarte Coelho, que deve ser a mesma situação das outras pontes próximas a ela, e ainda o procedimento adotado para a recuperação da mesma.

### **1.1.2 Vantagens e desvantagens no uso do concreto armado**

#### **Vantagens do concreto armado**

As principais vantagens do concreto armado são:

- Economia: devido principalmente à facilidade e à disponibilidade de se encontrar os materiais que o compõem (água, cimento e agregados), e a um custo relativamente baixo;
- Facilidade de execução: não é preciso uma tecnologia avançada tanto na produção quanto na construção;
- Adaptação a praticamente todo tipo de forma e tamanho, e de maneira relativamente fácil;
- É um material “ecologicamente correto”, não só por requerer, na sua produção, um consumo relativamente baixo de energia, como também por ser um material que pode reciclar grande quantidade de restos industriais;

- Apresenta um baixo custo de manutenção para as estruturas, desde que estas sejam bem construídas e utilizadas de maneira apropriada;
- Resistência à água, efeitos térmicos, atmosféricos e a desgastes mecânicos e outras diversas ações;
- Obtenção de uma estrutura monolítica e hiperestática; garante, desta forma, diretamente e sem necessidade de ligações posteriores, uma maior redistribuição de esforços, gerando uma maior integridade estrutural.

### **Desvantagens do concreto armado**

As principais desvantagens do concreto armado são as seguintes:

- Peso próprio elevado, da ordem de 2.500 Kg/m<sup>3</sup>. Nas estruturas onde o peso próprio é a carga predominante, o custo pode ser elevado. Esse fato ocorre, principalmente, em estruturas que apresentam vãos grandes e carregamento elevado.
- Dificuldade de reformas, demolições e desmontes.
- Não é completamente impermeável à água e outros líquidos. Esse problema pode ser resolvido com a utilização de aditivos impermeabilizantes.
- Não é um bom isolante térmico nem acústico, o que pode ser corrigido com o uso de isolamentos térmicos e acústicos, tais como o isopor e a cortiça.

## **1.2 Durabilidade do concreto armado**

O concreto é considerado durável quando conserva sua forma original, qualidade e capacidade de utilização estando exposto ao meio ambiente.

A água é, normalmente, citada como o maior agente contribuinte da deterioração do concreto. Ela é responsável pela deterioração físico-química do concreto por atuar como fonte de transporte de íons agressivos para dentro dele.

Mecanismos como a expansão por ação dos sulfatos, expansão por reação álcalis/agregados, reações deletérias superficiais de certos agregados, despassivação da armadura e outras, são preponderantes de deterioração do concreto.

### **1.3 Fatores que influenciam na durabilidade**

A vida útil de uma estrutura de concreto, seja aparente ou não, é determinada pela qualidade dos materiais utilizados na composição, pela composição do traço do concreto, principalmente em função da relação água/cimento, pela compactação ou adensamento do concreto, pela cura e pelo recobrimento da armadura (distância entre a armadura e a superfície), compatível com as condições de exposição.

Segundo Souza e Ripper (1998), diversos fatores influenciam nos problemas apresentados nas estruturas de concreto. Esses fatores são divididos em etapas:

#### **1.3.1 Etapa de projetos**

Souza e Ripper (1998) descrevem que falhas originadas na fase de estudos preliminares ou anteprojetos acarretam em processos construtivos a custos mais elevados ou gerar transtornos na fase de utilização da obra, e as falhas geradas no processo de concepção do projeto final de engenharia podem criar problemas patológicos sérios como a falta de compatibilização de projetos (arquitetônicos, estruturais, hidráulicos, elétricos, etc.), má especificação de materiais, detalhamentos incorretos ou insuficientes, erro de dimensionamento, má definição de concepções estruturais, erro de dimensionamento de cargas atuantes, etc.

#### **1.3.2 Etapa de execução da obra**

Como as obras são executadas em sua maioria de forma artesanal, com prazos e orçamentos curtos, são grandes as chances de ocorrer erros. Seja por falta de qualificação profissional, por falha de fiscalização e condições ambientais, emprego de materiais não adequados, entre outros.

Muitos problemas encontrados durante o uso das edificações têm sua origem na etapa de execução. Os problemas gerados na execução são devido ao grande número de atividades envolvidas, e grande número de profissionais atuando sem que faça compatibilização dos trabalhos, Andrade e Silva (2005).

**Alguns fatores são muito importantes nessa etapa como:**

- **Fator água/cimento**

A quantidade de água é fator importante na fabricação e durabilidade das estruturas de concreto armado. O consumo de água está diretamente ligado a trabalhabilidade. Quanto maior o consumo de água, mais fluido é o concreto, tornando-se mais fácil o manuseio, mas

se aumenta o volume de água e mantém os volumes dos demais materiais, aumenta a relação água/ cimento, com isto perde-se em resistência e vida útil da estrutura; a grande quantidade de líquido aumenta a porosidade do concreto.

- **Recobrimento da armadura:**

É importante que se obtenha uma camada de superfície de alta qualidade para proteger a estrutura da entrada de agentes agressivos.

As falhas das camadas de superfície são devido à heterogeneidade do concreto, que podem ser causadas pela segregação dos materiais que compõem o concreto devido às diferentes relações massa/superfície, pelas fôrmas fabricadas com material que absorvem a água do concreto levando as partículas mais finas do cimento para superfície formando uma área mais densa ou pela vibração incorreta do concreto que faz com que as partículas mais finas e bolhas de ar tendam a dirigir-se para a origem de vibração.

- **Cura do concreto:**

É um processo mediante o qual se mantém um teor de umidade satisfatório, evitando a evaporação de água da mistura, garantindo ainda, uma temperatura favorável ao concreto durante o processo de hidratação dos materiais aglomerantes, de modo que se possam desenvolver as propriedades desejadas.

A cura é uma etapa importante para garantir a qualidade do concreto de recobrimento. Sem a cura adequada, o concreto torna-se mais permeável, podendo criar canais superficiais, facilitando a penetração de água, gases, retenção de fuligem, difusão de elementos agressivos. A figura 1 mostra o tempo de cura em media para cada tipo de cimento.

| Tipo de Cimento | Fator<br>Água/Cimento |        |        |         |
|-----------------|-----------------------|--------|--------|---------|
|                 | 0,35                  | 0,55   | 0,65   | 0,7     |
| CP I e CPII-32  | 2 dias                | 3 dias | 7 dias | 10 dias |
| CP IV-32        | 2 dias                | 3 dias | 7 dias | 10 dias |
| CP III-32       | 2 dias                | 5 dias | 7 dias | 10 dias |
| CPI e CPII-40   | 2 dias                | 3 dias | 5 dias | 5 dias  |
| CP V-ARI        | 2 dias                | 3 dias | 5 dias | 5 dias  |

Figura 1 -Tabela de tempo mínimo de cura – Fonte: Bardella apud CAMARINI,1995

- **Permeabilidade do concreto:**

A principal função da água no concreto é de hidratar o cimento. Porém é o agente que dá plasticidade nas primeiras horas. Dependendo da quantidade de água empregada (fator

água/cimento), do tempo de cura, das condições ambientais e da espessura de um elemento de concreto, quase toda água evaporável será perdida. Deixando poros vazios, ou não saturados.

Assim, o concreto é um material que, por sua própria constituição, é necessariamente poroso, pois não é possível preencher a totalidade dos vazios do agregado com uma pasta de cimento.

A interconexão entre os vazios (ou poros) no concreto torna-o permeável à água. Essa propriedade é uma das principais considerando concretos expostos ao ar, que sofrem os ataques de águas agressivas ou a ação, destruidora dos agentes atmosféricos.

Para Silva (1995), a redução do fator água/cimento reduz a permeabilidade do concreto, mas deve ter atenção à compactação e cura do concreto. Para o fator água/cimento acima de 0,6 aumenta bastante a permeabilidade do concreto favorecendo o transporte de substâncias nocivas para o interior do concreto.

### **1.3.3 Etapa de utilização da estrutura**

Acabadas as etapas de concepção e de execução, e mesmo quando tais etapas tenham sido de qualidade adequada, as estruturas podem vir a apresentar problemas patológicos originados da utilização errônea ou da falta de um programa de manutenção adequado.

Uma estrutura de concreto para ter sempre um bom desempenho, deve ter manutenção eficiente, principalmente em partes onde o desgaste e a deterioração serão potencialmente maiores.

Os problemas patológicos ocasionados por uma manutenção inadequada ou mesmo pela ausência total de manutenção têm origem no desconhecimento técnico. A falta de alocação de verbas para a manutenção pode vir a tornar-se fator responsável pelo surgimento de problemas estruturais de maior dimensão, implicando em gastos significativos e, no limite, a própria perda e demolição da estrutura.

## **1.4 Condições no meio ambiente que favorecem a deterioração das estruturas.**

De acordo com as definições de projeto, as estruturas podem estar inseridas em diversos ambientes e assim, podem estar expostas a diversas ações de degradação.

No Brasil, Paulo Helene (1986), estudou diversos ambientes onde havia concreto exposto e classificou esses ambientes de acordo com suas características específicas:

### **1.4.1 Ambiente urbano**

Devido ao aumento da concentração populacional, diversas alterações no meio ambiente são causadas. O aumento da emissão de CO<sub>2</sub> pelos veículos automotivos é um exemplo.

O CO<sub>2</sub> desencadeia o processo de carbonatação do concreto e a consequente corrosão das armaduras.

A ocorrência de chuvas ácidas e o regime de ventos que intensificam as chuvas dirigidas também são fatores influentes na deterioração do concreto

### **1.4.2 Ambientes diferenciados**

As redes de esgotamento sanitário que são construídas em concreto. Estas estão sujeitas a degradação pela ação de compostos de enxofre que atacam o cimento hidratado e as armaduras de aço. Também se podem ressaltar os ataques por bactérias anaeróbicas e aeróbicas presentes nos sistemas de esgotos.

Lima (2005) ainda menciona que, a formação de sulfato de cálcio provoca reações que aumentam o volume das matérias acarretando fissuração, desagregação do concreto deixando as armaduras expostas em contato com o meio agressivo dando início ao processo de corrosão.

Grandes são os problemas apresentados em estruturas de concreto das estações de tratamento de esgoto, devido a não se tomar cuidado em especificar concretos especiais para resistirem às ações degradantes provenientes dos esgotos.

### **1.4.3 Ambiente industrial**

Devido ao fato de existirem diversos ramos de atividades industriais, onde cada um desses, devido à natureza dos processos, emite diversos fatores de degradação. Não é possível relacionar todos, mas, a grande maioria lança na atmosfera substâncias como: monóxidos, dióxidos, derivados de sulfatos e partículas sólidas. Essas substâncias em contato com a água da chuva são absorvidas pelas estruturas de concreto dando origem às patologias.

#### 1.4.4 Ambiente marinho

Devido à grande concentração de agentes agressivos, este ambiente é considerado o mais prejudicial às estruturas de concreto e merece maior atenção. Isso ocorre devido à presença constante de névoa salina na atmosfera.

Em ambiente marinho, a maioria dos estudos sobre degradação de estruturas de concreto resume-se nos temas de corrosão de armaduras ou, em poucos casos, ataques por sulfatos.

No ponto de vista estrutural e econômico, a corrosão das armaduras é uma das patologias mais preocupantes.

Além desta condição de exposição, destaca-se também, o contato direto do concreto com a água do mar e suas ondas e respingos, que ocorre em estruturas localizadas à beira mar. O maior ataque nessas regiões deve-se ao acesso da água e do oxigênio, necessário à reação de corrosão.

Os principais agentes, encontrados em ambientes marítimos, que normalmente são causa de ataque ao concreto armado, são os íons cloreto. Segundo Helene (1981), a velocidade de corrosão do concreto é de 30 a 40 vezes mais rápida em atmosfera marítima que em atmosfera rural.

A intensidade do ataque é aumentada conforme a localização da estrutura de concreto, na seguinte ordem: zona constantemente submersa, zona de atmosfera marinha (névoa salina), zona de variação da maré e zona de respingo de maré como segue no esquema abaixo:

Zona de atmosfera marinha  
(névoa salina)

Zona de respingo

Zona de variação de marés

Zona Submersa

Figura 2 - Zonas de variação do acesso de oxigênio e de água e umidade – Fonte: Autores (2012).

A agressividade de cada uma dessas zonas possui características próprias, que sofrem influência de diferentes fatores, entre eles a temperatura.

**Zona de atmosfera marinha:** nesta região: a estrutura recebe, apesar de não estarem em contato com a água do mar, uma quantidade razoável de sais, capazes de produzir depósitos salinos na superfície, onde se produzem ciclos de molhagem e secagem. Os ventos podem carregar os sais na forma de partículas sólidas ou como gotas de solução salina contendo vários outros constituintes. A quantidade de sais presente vai diminuindo em função da distância do mar, sofrendo influência da velocidade e direção dos ventos predominantes.

**Zona de respingos:** é a região onde ocorre a ação direta do mar, devido às ondas e aos respingos. Os danos mais significativos são produzidos por corrosão das armaduras pelos íons Cloreto e por erosão, devido às ondas;

**Zona de variação de marés:** esta região está limitada pelos níveis máximos e mínimos alcançados pelas marés; devido a isso, o concreto pode encontrar-se sempre saturado, dependendo das condições climatológicas e com uma crescente concentração de sais. A degradação acontece devido à ação dos sais agressivos (ataque químico), corrosão de armaduras (devido à presença de Cloretos), ação das ondas e outras substâncias em suspensão (abrasão) e microrganismos;

**Zona submersa:** é a região onde a estrutura de concreto encontra-se permanentemente submersa. A degradação acontece pela ação de sais agressivos (sulfato e magnésio) e pela ação de microrganismos, que, em casos extremos, pode gerar a corrosão biológica das armaduras.

## **1.5 Principais patologias do concreto exposto ao meio ambiente agressivo**

O termo patologia é empregado na engenharia civil quando ocorre perda ou queda de desempenho de um produto ou componente da estrutura. Esta expressão foi extraída da área de saúde, e indica o estudo das doenças, seus sintomas e natureza das modificações que elas provocam no organismo.

Segundo a definição de Souza e Ripper (1998), designa-se genericamente por Patologia das Estruturas esse novo campo da Engenharia das Construções que se ocupa do

estudo das origens, formas de manifestação, consequências e mecanismos de ocorrência das falhas e dos sistemas de degradação das estruturas.

Numa estrutura, um sintoma para ser considerado patológico deve comprometer algumas das exigências de construção, que seja de capacidade mecânica, funcional ou estética. Neste sentido, percebe-se que existe uma forte relação entre a patologia e o desempenho da edificação, na medida em que a sua avaliação é dependente do comportamento da estrutura em uso.

A análise da patologia é função também de dois aspectos essenciais, tempo e condições de exposição, o que a torna associada aos conceitos de durabilidade, vida útil e desempenho.

### **1.5.1 Carbonatação**

É o processo físico-químico de neutralização da fase líquida intersticial do concreto, saturada de hidróxido de cálcio e de outros compostos alcalinos hidratados. O dióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ), os óxidos de enxofre ( $\text{SO}_2$ ,  $\text{SO}_3$ ), e o gás sulfídrico ( $\text{H}_2\text{S}$ ), presentes na atmosfera desencadeiam o processo de reações químicas que, em contato com a estrutura, recebe o nome de carbonatação devido à maior incidência de  $\text{CO}_2$  nas reações de neutralização.

A carbonatação reduz o pH do concreto que é acima de 12,5 para níveis abaixo de 9,5 com isso, o concreto perde a camada protetora que envolve as armaduras de aço. O avanço acontece a partir da superfície para o interior da peça de concreto, quando atinge as armaduras gera sua despassivação, ou seja, o início da corrosão das armaduras. A velocidade e profundidade da carbonatação dependem do meio ambiente (concentração de  $\text{CO}_2$ , umidade relativa do ar, temperatura), das características do concreto endurecido (composição química do cimento, traço do concreto, execução, falhas e qualidade da cura).

As maiores incidências de carbonatação, conforme descrito por Figueiredo (2005) estão em locais onde a umidade relativa está em torno de 50% a 60%, e em locais com umidades abaixo de 20% e maiores que 95% podem ocorrer uma carbonatação lenta, ou até mesmo não desenvolver este processo de degradação.

Para dificultar os efeitos da carbonatação deve-se ter atenção especial à escolha dos materiais analisando fatores como: tipo e quantidade de cimento, as adições no cimento, pois alguns materiais reduzem a resistência à carbonatação como, por exemplo, são as adições de escória e pozolanas. Cuidados como redução da relação água/cimento e cura adequada,

reduzem a porosidade e fissuração tornando o concreto mais resistente, dificultando a carbonatação.

A destruição da camada passivante do aço, tem como causas, grande quantidade de cloretos adicionados, muitas vezes na fabricação do concreto. A figura 3 mostra a difusão do gás carbônico nos poros do concreto e o avanço do processo de carbonatação.

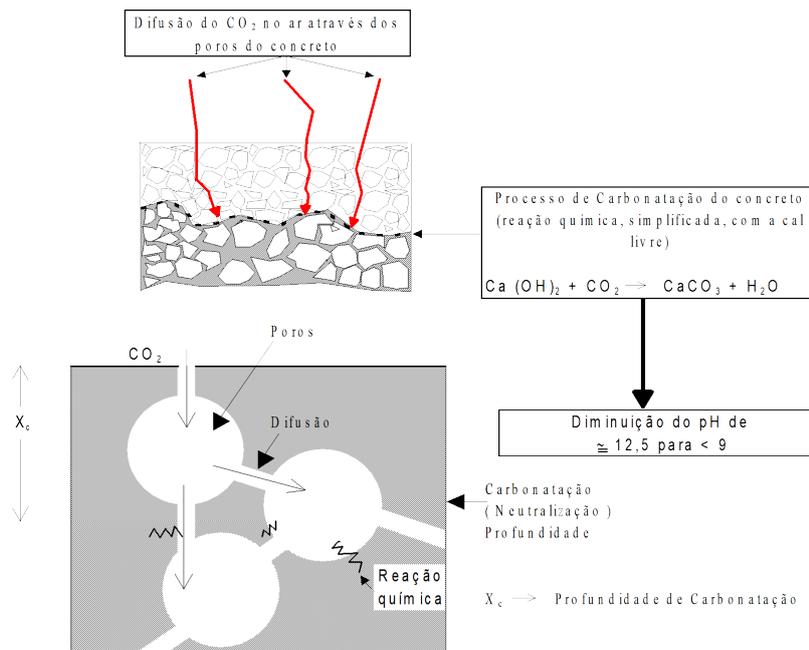


Figura 3 - Avanço do processo de carbonatação Fonte: (CASCUDO, 1991).

## 1.5.2 Corrosão das armaduras

Helene (1986) define corrosão como sendo interação destrutiva do material com o ambiente através de reação química ou eletroquímica.

O mecanismo da corrosão da armadura é uma manifestação específica da corrosão eletroquímica em meio aquoso, se bem que o eletrólito confinado a uma rede de poros existentes no concreto possui resistividade elétrica bem mais elevada do que a verificada nos eletrólitos típicos ou comuns.

Daí o mecanismo da corrosão do aço, no concreto, só se desenvolver em presença de água ou ambiente com umidade relativa elevada (U.R.> 60%). Por outro lado isto só ocorre nas três seguintes condições básicas, segundo Helene, (1993): existência de um eletrólito, existência de uma diferença de potencial de eletrodo (DDP) e presença de oxigênio.

O início da corrosão ocorre após um período de tempo exposto as condições de neutralização da alcalinidade ou penetração de substâncias agressivas no concreto que envolve o aço, e a concentração das substâncias que desencadeiam o processo de corrosão do aço, (Silva 1995).

Das substâncias presentes no ambiente que são agressivas à estrutura de concreto podemos destacar principalmente os cloretos, dióxido de carbono, nitritos, óxido de enxofre e fuligem.

Com a perda da alcalinidade do concreto e a consequente despassivação da armadura, forma-se uma célula de corrosão. As condições favoráveis à corrosão se encontram reunidas; ânodo, cátodo, o condutor metálico, e o eletrólito. Se houver uma diferença de potencial entre ânodo e cátodo haverá corrente elétrica podendo desencadear a corrosão.

O fenômeno eletroquímico da corrosão da armadura, desde que esta esteja despassivada, é ilustrado na Figura 4 e está resumido como segue:

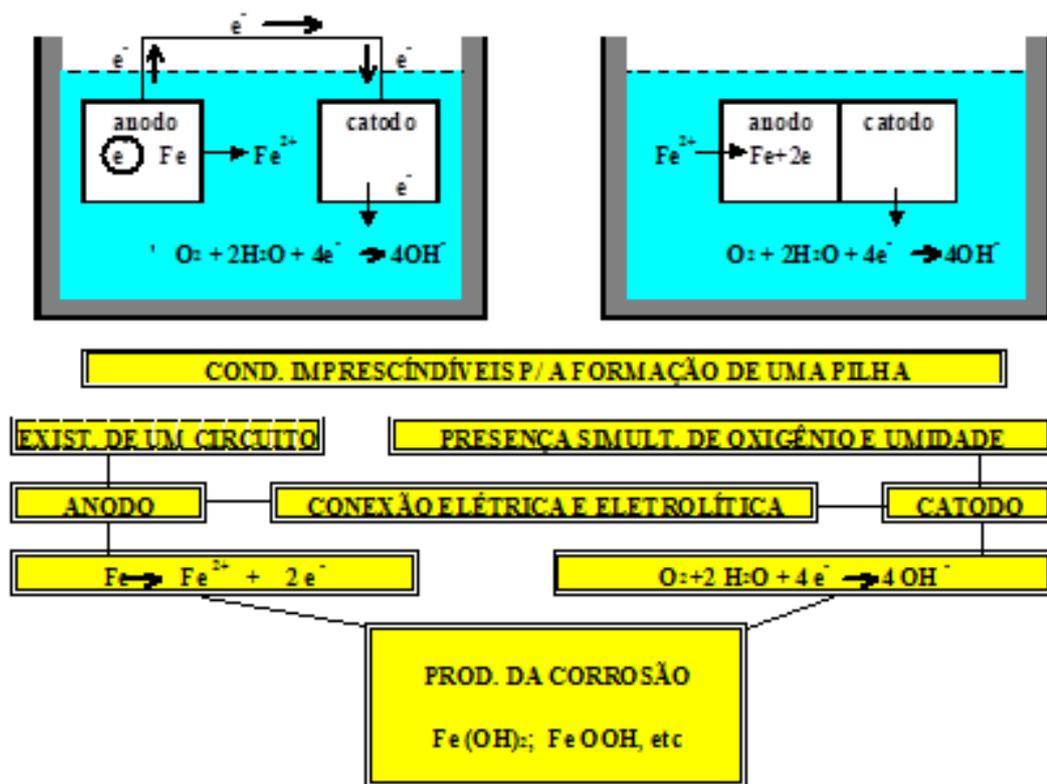


Figura 4 - Formação de pilha de corrosão em concreto armado Fonte:(HELENE, 1986).

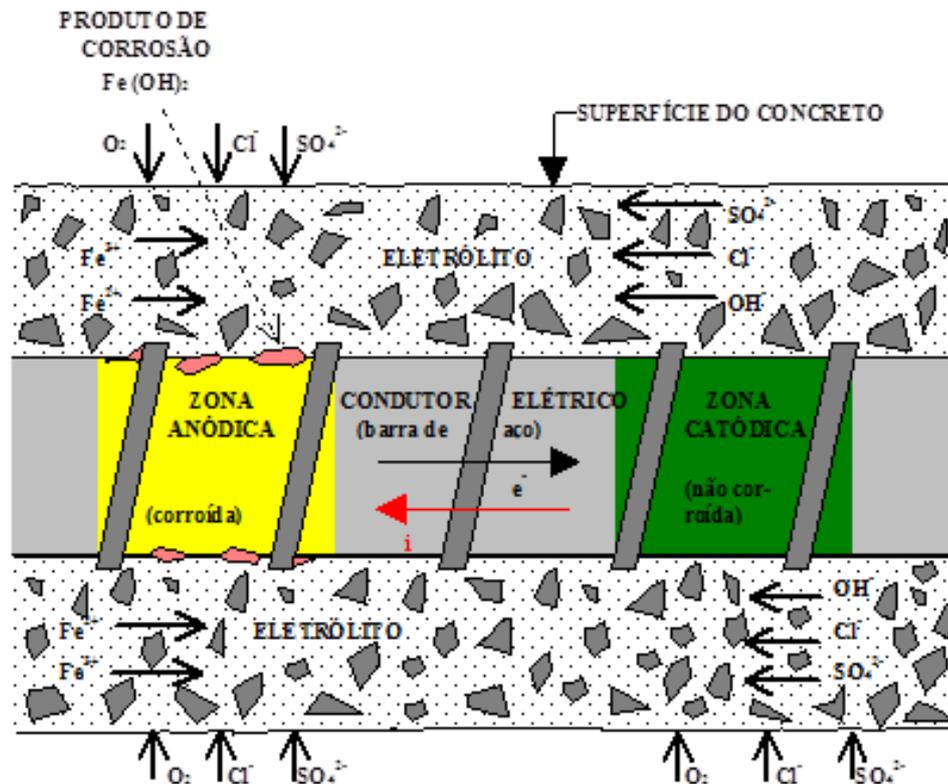


Figura 5 - Formação de pilha de corrosão em concreto armado Fonte:(HELENE, 1986).

O cobrimento adequado das armaduras é fator importante para proteção contra corrosão, pois atua como barreira física e química.

A barreira física do cobrimento é conseguida através de concretos bem dosados, conforme a necessidade do projeto, análise do ambiente, utilização, e aplicação conforme as normas, para que se consiga um concreto impermeável, compacto, que dificultará a penetração de agentes agressivos.

### 1.5.3 Desagregação e Disgregação

A desagregação do concreto é um dos sintomas mais característicos da existência de um ataque químico; quando acontece, o cimento perde seu caráter aglomerante, deixando os agregados livres.

O fenômeno da desagregação se inicia na superfície dos elementos do concreto, por uma mudança de coloração; segue-se um aumento na abertura das fissuras entrecruzadas que surgiram e de um empolamento das camadas externas do concreto, devido aos aumentos de volume que o concreto experimenta; finalmente, acontece a desintegração da massa do concreto, com seus materiais componentes perdendo a coesão e, o conjunto, a sua resistência, com a destruição do cimento.

A causa principal das desagregações é, quase sempre, a presença dos sulfatos e dos cloretos; concreto com cimento inadequado ao meio ambiente, ou preparado com aditivo acelerador de pega com excesso de cloreto ou, ainda, imperfeitamente adensado, pode dar origem ao fenômeno da desagregação.

Diferentemente da desagregação, a disgregação é consequência de fenômenos físicos, tais como solicitações internas que provocam fortes trações localizadas e sobrecargas anormais, provocando substanciais deformações nos elementos estruturais; entretanto, um dos motivos mais frequentes de disgregações é a corrosão de armaduras, onde a grande pressão exercida pela camada expansiva do óxido de ferro provoca um forte estado de tensões no concreto.

A disgregação do concreto se caracteriza por rupturas do mesmo, especialmente em zonas salientes das peças; o concreto disgregado é um concreto são, que conserva suas boas características de origem, mas que foi incapaz de suportar as solicitações anormais a que foi submetido.

#### **1.5.4 Fissuração**

São aberturas que acontecem no concreto armado sendo o caminho mais rápido de penetração dos agentes agressivos até a armadura.

Para melhor entendimento, Souza e Ripper (1998) relatam que são vários os fatores que levam a estrutura à formação de fissuras, tais como:

Deficiências do projeto: podem ocorrer devido às falhas humanas, em que os projetistas não atentam ao modelo adequado da estrutura, erro na avaliação das cargas, falta de detalhamentos ou erro no dimensionamento, projeto inadequado ao ambiente, erro de dimensionamento de juntas de dilatação.

Contração plástica do concreto: ocorre antes da pega do concreto, a água em excesso presente no concreto evapora rapidamente ocorrendo à contração do concreto, podendo ser logo após a aplicação do material.

Assentamento e perdas de aderência das armaduras: movimentação de formas e escoramentos, retração do concreto, reações expansivas, corrosão das armaduras, recalques, mudanças de temperaturas, ações aplicadas.

Conforme descrito em Thomaz (1989), os fatores que favorecem o aparecimento de fissuras em obras de construção civil são:

- Movimentações provocadas por variações térmicas e de umidade;

- Atuação de sobrecargas ou concentração de tensões;
- Deformidade excessiva das estruturas;
- Recalques diferenciados das fundações;
- Retração de produtos à base de ligantes hidráulicos;
- Alterações químicas de materiais de construção.

## 1.6 Artigos estudados sobre patologias em ambientes marinhos

### 1.6.1 Influence of marine micro-climates on carbonation of reinforced concrete buildings

Nesse estudo publicado em 2000, foram analisadas as influências da posição geográfica das construções do norte da península de Yucatán – México (zona marinha com clima tropical – *ver Figura 6*). Com dados experimentais de porosidade, resistência à compressão, profundidade de carbonatação, concentração de cloretos de alguns prédios da costa em diferentes alturas, orientações geográficas, distâncias em relação ao mar, chegou-se as seguintes conclusões:

- Observou-se que para concretos com mesmas características, a profundidade de carbonatação aumentou com o aumento da elevação da construção (*ver Figura 7*);
- O coeficiente de carbonatação aumentou com a distância em relação ao mar (*ver Figura 7*).
- Observou-se que para concretos com mesmas características, a profundidade de carbonatação aumentou de oeste para leste (*ver Figura 8*);

N

*Figura 6 - Localização da Península de Yucatán no Mapa – Fonte: Google Maps*

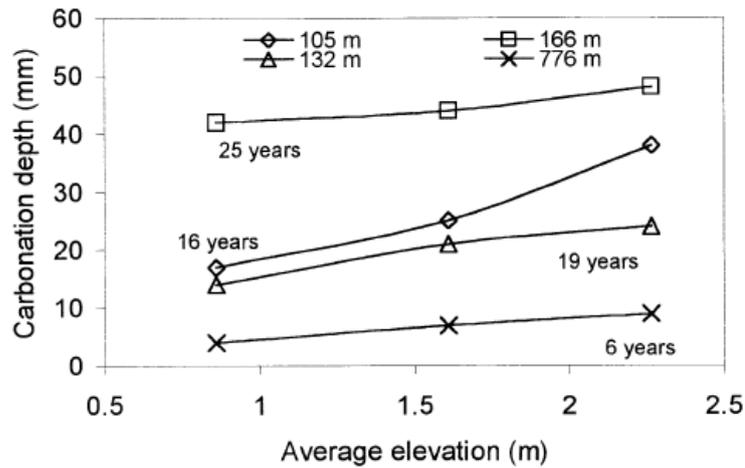


Figura 7 - Profundidade de carbonatação com diferentes elevações, idades e distâncias em relação ao mar.

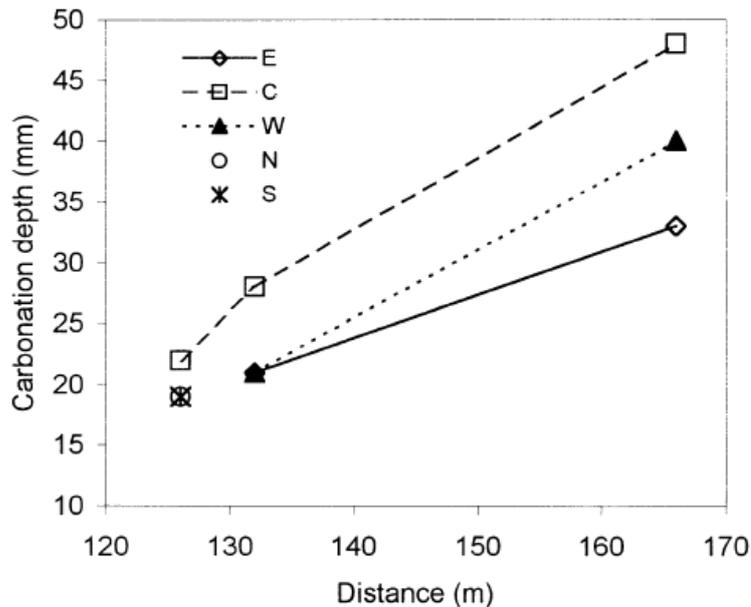
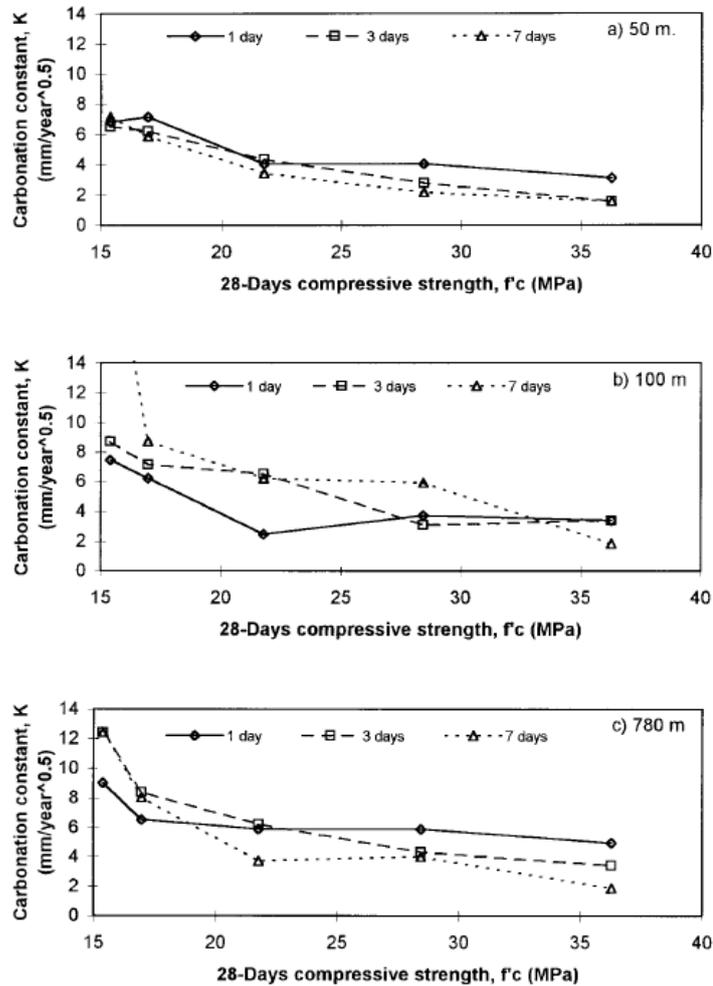


Figura 8 - Profundidade de carbonatação em função da orientação geográfica. E = Leste, C = Parte Central, W = Oeste, N = Norte e S = Sul.

### 1.6.2 Carbonation of concretes in the Mexican Gulf

No estudo publicado por P. Castro, M.A. Sanjua e J. Genesca (1999) foi examinado o processo de carbonatação em um ambiente marinho (Golfo do México) e notou-se uma forte diferença no comportamento da carbonatação a poucos metros do mar. Através do uso de corpos de prova de concreto, com diferentes relações água/cimento e diferentes tempos de cura, exposto à atmosfera marítima em três diferentes localizações: 50, 100 e 780 metros da beira do mar, chegaram-se a conclusão que, em geral, pode ser observado menores coeficientes de carbonatação nos corpos de prova mais próximos do mar (50 m). A umidade e a névoa salina, aparentemente, contribuíram com o bloqueio da penetração do CO<sub>2</sub> nos poros

do concreto, em contradição, no concreto com resistência maior que 22 MPa, não houve variação no coeficiente de carbonatação. A figura a seguir ilustra os resultados da análise dos coeficientes de carbonatação.



Figuras9 - Coeficiente de Carbonatação (K) VS Resistência à compressão no 28º dia a 50m, 100 m e 780m da beira do mar.

### 1.6.3 Interpretation of chloride profiles from concrete exposed to tropical marine environments

Em outro estudo publicado por P. Castro, O.T. De Rincon, E.J. Pazini (2000) foi investigado os perfis de cloreto em corpos de provas cilindricos de estruturas expostas ao ambiente marinho de Yucatan – México, uma ponte sobre o Lago Maracaibo – Venezuela e alguns edificios em frente à praia de Boa viagem – Recife – Brasil e conclui-se que em condições climaticas do ambiente marinho e em exposição a cloretos, existe a formação de duas zonas no concreto (*two-zone*): uma interna sempre umida e uma externa que está sempre molhando e secando.

A espessuras dessas zonas variam de acordo com a qualidade do concreto (principalmente com a relação água/cimento). Essa *two-zone* não existiu no concreto de Maracaibo nem Praia de Boa Viagem devido o concreto ser de boa qualidade.

Nas condições de estudo foi observado que o mecanismo de penetração do cloreto não muda com os microclimas, no entanto a concentração de cloretos no interior do concreto diminui com:

- O afastamento em relação ao mar (*ver figura 11*);
- O aumento da relação água/cimento (*ver figura 11*);
- O efeito da lavagem da chuva.

A forma do perfil de concentração de cloretos varia com o tempo devido a interação dos agentes ambientais portanto para o estudo desse processo através de modelo matemático é necessário levar em consideração uma série histórica para obter resultados confiáveis.

| W/C<br>ratio | Surface chloride concentration,<br>percent by weight of cement (7 days of curing) |       |       |
|--------------|---|-------|-------|
|              | 50 m  | 100 m | 780 m |
| 0.46         | 0.41  | 0.46  | 0.43  |
| 0.50         | 0.73  | 0.41  | 0.16  |
| 0.53         | 0.77  | 0.33  | 0.27  |
| 0.70         | 1.39  | 0.32  | 0.24  |
| 0.76         | 1.43  | 0.31  | 0.21  |

Figura 10 - Concentração de cloretos na superfície de concretos com fator água/cimento (w/c) variados e 7 dias de cura, expostos por 24 horas a distancia de 50, 100 e 780 metros do mar em Yucatán-México.

| W/C<br>ratio | Chloride concentration in the concrete nucleus, percent<br>by weight of cement (3.2 cm depth, 7 days of curing) |       |       |
|--------------|---|-------|-------|
|              | 50 m  | 100 m | 780 m |
| 0.46         | 0.35  | 0.23  | 0.32  |
| 0.50         | 1.37  | 0.40  | 0.22  |
| 0.53         | 1.68  | 0.44  | 0.33  |
| 0.70         | 3.07  | 0.57  | 0.46  |
| 0.76         | 4.13  | 0.45  | 0.71  |

Figura 11 - Concentração de cloretos no núcleo de concretos com fator água/cimento (w/c) variados e 7 dias de cura, expostos por 24 horas a distancia de 50, 100 e 780 metros do mar em Yucatán-México.

## 2 ESTUDO DE CASO – PONTE DUARTE COELHO

### 2.1 Histórico da Ponte Duarte Coelho

A Ponte Duarte Coelho, localizada no centro da cidade do Recife, interliga os bairros da Boa Vista e de Santo Antônio. Foi construída inicialmente em estrutura metálica, no ano de 1868 e servia de suporte ao tráfego ferroviário dos trens urbanos da Brazilian Company Limited. Era também conhecida como *Maxambomba*, (corruptela da expressão inglesa "*machinepump*" - espécie de locomotiva), que tinha sua estação central localizada no bairro de Santo Antônio. Em 1915 foi desativada pelo seu mau estado de conservação, e, no mesmo ano, iniciou-se a construção da ponte que a substituiria. A segunda ponte foi inaugurada em 1943 com sua estrutura em concreto armado, na administração do prefeito Moraes Filho, sendo destinada ao tráfego de carros estando em funcionamento até hoje.

Em 1991 houve um reforço estrutural nos pilares centrais da ponte.

A ponte interliga duas importantes avenidas da cidade, a Av. Guararapes e a Av. Conde da Boa Vista, cruzando o Rio Capibaribe. Todos os anos durante o carnaval, a ponte é palco do maior desfile da região, o bloco Galo a Madrugada e uma escultura do Galo é erguida sobre a mesma.



Foto 2 - Vista Satélite – Google Earth



Foto 3 - Vista aérea da ponte Duarte Coelho – Fonte: blogs.diariodepernambuco.com.br

## 2.2 Características da estrutura

Trata-se de uma ponte rodoviária, sobre o Rio Capibaribe, localizada no centro da Cidade do Recife. A Ponte Duarte Coelho é constituída por três vãos, sendo, os dois extremos simétricos com 31,00 m cada e o vão central com 54,00 m, totalizando um comprimento de 116,00m.

A seção transversal apresenta uma largura total de 26,00 m com quatro faixas de rolamento e dois passeios laterais com guarda-corpos em pedra granítica esculpida. O tabuleiro em estrado superior tendo a laje uma espessura de 20 cm, apoiada em treze vigas longitudinais com largura média de 0,55 m e altura variando de 1,60 m a 3,05 m.

As vigas longitudinais são contra ventadas por duas transversinas de 0,20 m x 3,05 m e duas de 0,20 m x 1,60 m, situadas nos pontos dos apoios centrais e dos encontros, respectivamente. Essas vigas têm como elementos de transição nos apoios centrais e nos encontros aparelhos de apoio do tipo rolete de aço (ver foto 4).

A fundação é em estacas do tipo Franki, com blocos de coroamento das estacas em concreto armado e a meso-estrutura é, também, em concreto armado nos encontros e nos pilares, paredes no leito do rio.

As obras e serviços executados consistiram na recuperação e reforço estrutural da superestrutura, troca dos aparelhos de apoios em rolete de aço por neoprene fretado e reforço da meso-estrutura com protensão transversal com uso tirantes de aço Dywidag ST 85/105, Ø = 32 mm.



*Foto 4 - Vista lateral da ponte / Longarinas da ponte / Aparelhos de apoio*

## **2.3 Características do Ambiente**

### **2.3.1 Clima**

O Recife apresenta um clima tropical e uma alta umidade relativa do ar. Sua temperatura é pouco variável durante todo o ano, oscilando dos 24 aos 32 graus centígrados. No inverno a grande mudança é o alto índice pluviométrico.

### **2.3.2 Aspectos do Rio Capibaribe**

O Rio Capibaribe encontra-se bastante degradado pelo assoreamento e pela poluição devido à deposição de lixo, efluentes de esgotos urbanos e industriais (durante muito tempo todos os dejetos de matadouros e da indústria da cana-de-açúcar eram lançados “in natura” neste rio). Assim, são encontradas no rio diversas substâncias químicas que são agressivas para o concreto armado. A Ponte Duarte Coelho esta situada próximo à foz do rio, recebendo forte influência das águas marinhas e das marés, sendo também alvo de sais e cloretos também agressivos à estrutura da ponte.

## **2.4 Inspeção**

### **2.4.1 Inspeção Visual**

Através da inspeção visual da ponte, foram localizados danos na estrutura, principalmente causados pela oxidação e/ou corrosão das armaduras. Em diversos pontos da estrutura, o aço oxidado aumentou bastante seu volume provocando o aparecimento de trincas e fissuras no concreto deixando-o ainda mais exposto às intempéries.

Ao longo de toda a estrutura da ponte, foi possível analisar que a espessura do recobrimento foi insuficiente, um fato certamente decorrente de uma falha no processo construtivo. Assim a armadura exposta foi encontrada fortemente oxidada.

Foi detectado, também, um alto índice de corrosão nos apoios em roletes metálicos existentes em um dos dois pilares centrais, causando o total travamento dos mesmos.

O sistema de drenagem precário da ponte contribuiu com a aceleração do processo de desagregação do concreto através da percolação de águas pluviais pelo seu interior. A cal livre existente no cimento, agente passivador da armadura, foi retirada, acarretando o surgimento do efeito da carbonatação do concreto e o aparecimento de eflorescências que deixam o concreto mais poroso e mais vulnerável ao ataque de agentes agressivos, tais como cloretos, sulfatos e gás carbônico, dispersos na atmosfera.

As fotos a seguir evidenciam os problemas relatados acima.



*Foto 5 – Corrosão das armaduras deslocamento do concreto original nas longarinas*



*Foto 6 - Corrosão das armaduras e deslocamento do concreto nas longarinas*



*Foto 7 - Corrosão da armadura da laje devido à falha na drenagem e a falta do recobrimento na longarina*



*Foto 8 – Corrosão das armaduras originais deslocamento do nas longarinas*



*Foto 9 - Aparelhos de apoio em roletes metálicos altamente corroídos*

## **2.5 Ensaios**

Para avaliar a origem e a intensidade da despassivação da armadura dos pilares, foi realizado um ensaio para determinar a profundidade de carbonatação e outro ensaio para determinar o perfil de cloretos totais. Em cada ponto onde se realizou os ensaios, foi realizado, também, um ensaio de resistência à compressão do concreto.

Foram selecionados oito pontos da estrutura para representá-la no ensaio. Em cada ponto retirou-se uma amostra para a análise do teor de cloretos, já na borda mais próxima, o

concreto foi escarificado até atingir a armadura e foi realizado o ensaio de carbonatação. As figuras a seguir descrevem a localização dos pontos escolhidos.

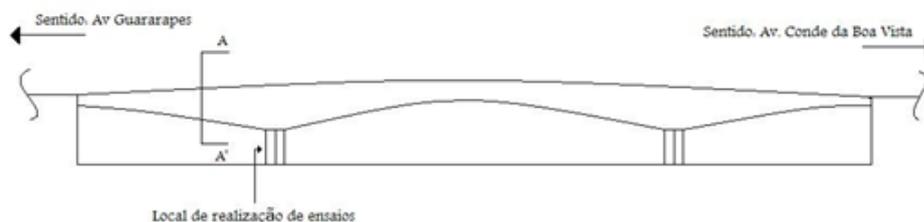


Figura 12 - Vista lateral da ponte

### Corte A-A'

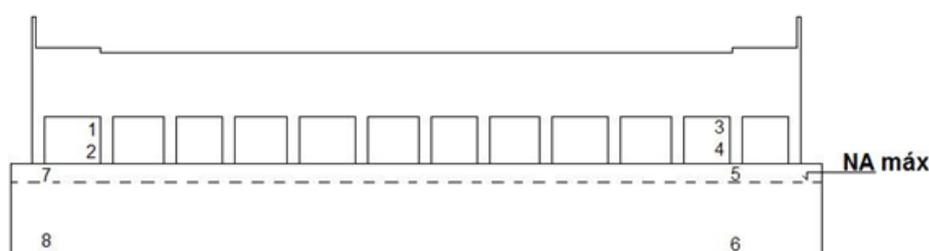


Figura 13 - Disposição dos pontos na ponte

## 2.5.1 Profundidade de Carbonatação

O ensaio de carbonatação foi realizado conforme as recomendações da RILEM RECOMMENDATION (1991), sendo efetuados oito pontos, como mostrado na figura, e os resultados estão abaixo.

| LOCALIZAÇÃO      | PONTOS - PROFUNDIDADES (cm) |      |          |          |      |           |      |           |
|------------------|-----------------------------|------|----------|----------|------|-----------|------|-----------|
|                  | P1                          | P2   | P3       | P4       | P5   | P6        | P7   | P8        |
| QUINAS DAS PEÇAS | T.C. (*)                    | 2.00 | T.C. (*) | T.C. (*) | 1.00 | N.C. (**) | 1.00 | N.C. (**) |

*Profundidade de carbonatação do concreto dos pilares e longarinas*

(\*) T.C. – Totalmente carbonatado até a profundidade investigada;

(\*\*) N.C. – Não carbonatado até a profundidade investigada.

Nos pontos 1 e 3 o concreto apresentou-se carbonatado até a profundidade investigada (aproximadamente 5 cm), esses dois pontos foram os mais distantes do nível de água. Os pontos 2 e 4 apresentaram uma grande despassivação com 2,0 cm no ponto 2 e totalmente até a profundidade investigada no ponto 4.

Nos pontos do pilar o comportamento foi como era presumido, os pontos acima do nível d água apresentaram carbonatação.

## 2.5.2 Perfil de Cloreto

Com a utilização de furadeira e brocas de vídea, foram extraídas amostras a profundidades que variam de 0 a 5 mm, 5 a 10 mm, de 10 a 20 mm, de 20 a 30 mm e de 30 a 40 mm. Foram efetuados 10 furos e as amostras foram misturadas de acordo com as suas profundidades para a determinação do teor de cloretos.

Foram retiradas quatro amostras de cloretos no pilar e quatro amostras de cloretos nas longarinas da estrutura da ponte.

As amostras extraídas foram encaminhadas para uma empresa especializada, sendo determinado o teor de cloretos totais em relação à massa de concreto, conforme as recomendações da ASTM C1152, 1990.

Os resultados da empresa encontram-se a seguir, com teor de cloretos em relação à massa de concreto e teor de cloretos totais em relação à massa de cimento, admitindo-se um consumo de cimento para o concreto de 300 kg / m<sup>3</sup> e uma massa específica do concreto de 2.390Kg\m<sup>3</sup>. Para estes valores, o valor do percentual de cloretos em relação à massa de concreto, mostrado no relatório da empresa.

Com o teor de cloretos totais mostrados na Tabela 1, foram traçados os perfis de cloretos totais nos oito pontos ensaiados, sendo apresentadas as oito na figura a seguir:

| Referência da amostra | Profundidade (cm) | % Cl (massa de concreto) | % Cl (massa de cimento) |
|-----------------------|-------------------|--------------------------|-------------------------|
| <b>P1 (longarina)</b> | 0,50              | 0.0025                   | 0.0200                  |
|                       | 1,00              | 0.0067                   | 0.0536                  |
|                       | 2,00              | 0.0105                   | 0.0840                  |
|                       | 3,00              | 0.0036                   | 0.0288                  |
|                       | 4,00              | 0.0071                   | 0.0568                  |
| <b>P2 (longarina)</b> | 0,50              | 0.0420                   | 0.3360                  |
|                       | 1,00              | 0.0167                   | 0.1336                  |
|                       | 2,00              | 0.0096                   | 0.0768                  |
|                       | 3,00              | 0.0060                   | 0.0480                  |
|                       | 4,00              | 0.0107                   | 0.0856                  |
| <b>3 (longarina)</b>  | 0,50              | 0.0296                   | 0.2368                  |
|                       | 1,00              | 0.0124                   | 0.0992                  |
|                       | 2,00              | 0.0104                   | 0.0832                  |

| Referência da amostra | Profundidade (cm) | % Cl (massa de concreto) | % Cl (massa de cimento) |
|-----------------------|-------------------|--------------------------|-------------------------|
| <b>3 (longarina)</b>  | 3,00              | 0,0102                   | 0,0816                  |
|                       | 4,00              | 0,0136                   | 0,1088                  |
| <b>P4 (longarina)</b> | 0,50              | 0.0608                   | 0.4864                  |
|                       | 1,00              | 0.0367                   | 0.2936                  |
|                       | 2,00              | 0.0174                   | 0.1392                  |
|                       | 3,00              | 0.0125                   | 0.1000                  |
|                       | 4,00              | 0.0137                   | 0.1096                  |
| <b>P5 (pilar)</b>     | 0,50              | 0.8604                   | 68.8320                 |
|                       | 1,00              | 0.8210                   | 65.6800                 |
|                       | 2,00              | 0.6325                   | 50.6000                 |
|                       | 3,00              | 0.5796                   | 46.3680                 |
|                       | 4,00              | 0.0119                   | 0.0952                  |
| <b>P6 (pilar)</b>     | 0,50              | 0.9875                   | 79.0000                 |
|                       | 1,00              | 0.8333                   | 66.6640                 |
|                       | 2,00              | 0.6851                   | 54.8080                 |
|                       | 3,00              | 0.6038                   | 48.3040                 |
|                       | 4,00              | 0.5422                   | 43.3760                 |
| <b>P7 (pilar)</b>     | 0,50              | 0.7161                   | 57.2880                 |
|                       | 1,00              | 0.7018                   | 56.1440                 |
|                       | 2,00              | 0.5459                   | 43.6720                 |
|                       | 3,00              | 0.4349                   | 34.7920                 |
|                       | 4,00              | 0.3723                   | 29.7840                 |
| <b>P8 (pilar)</b>     | 0,50              | 0.8266                   | 66.1280                 |
|                       | 1,00              | 0.9033                   | 72.2640                 |
|                       | 2,00              | 0.7817                   | 62.5360                 |
|                       | 3,00              | 0.7596                   | 60.7680                 |
|                       | 4,00              | 0.7217                   | 57.7360                 |

Tabela 1 - Profundidade de teor de cloretos no concreto das longarinas (P1 A P4) pilares (P5 A P8)

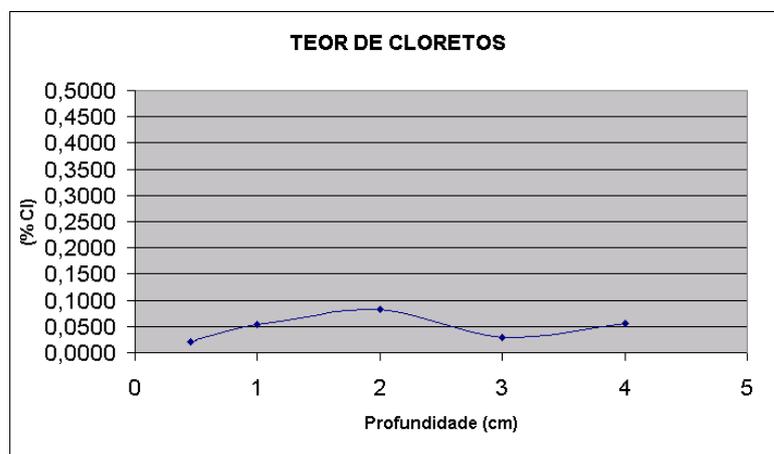


Figura 14 - Perfil de cloretos do ponto 1 (teor de cloretos em relação à massa de cimento abaixo do limite máximo de 0,4%, para despassivação da armadura, em toda a profundidade do furo).

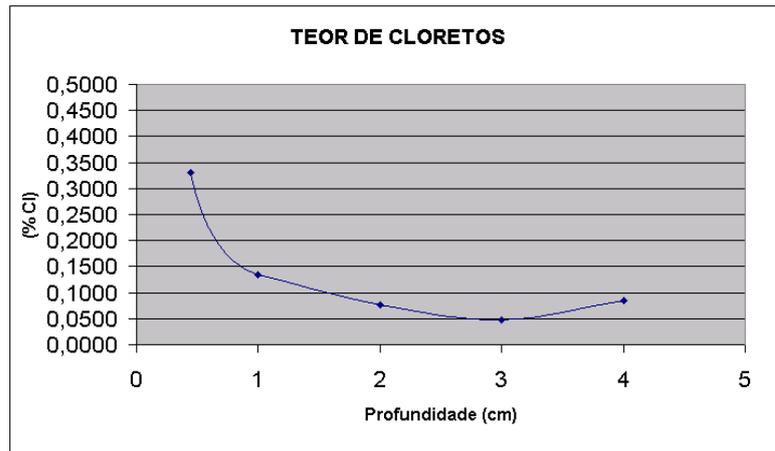


Figura 15 - Perfil de cloretos do ponto 2 (teor de cloretos em relação à massa de cimento abaixo do limite máximo de 0,4%, para despassivação da armadura, em toda a profundidade do furo).

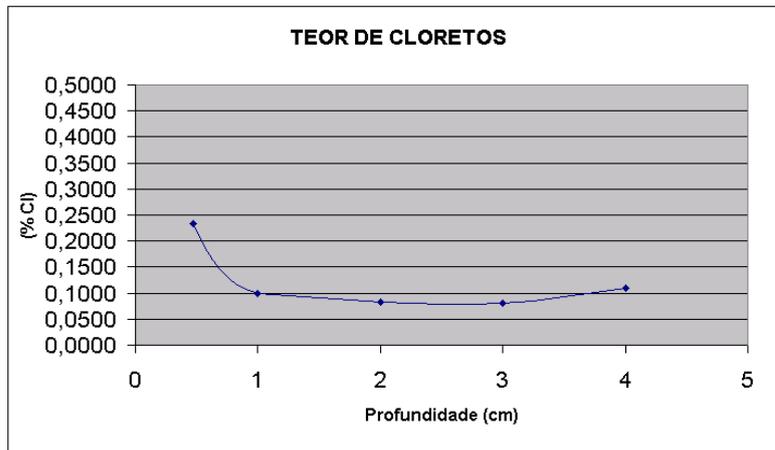


Figura 16 - Perfil de cloretos do ponto 3 (teor de cloretos em relação à massa de cimento abaixo do limite máximo de 0,4%, para despassivação da armadura, em toda a profundidade do furo).

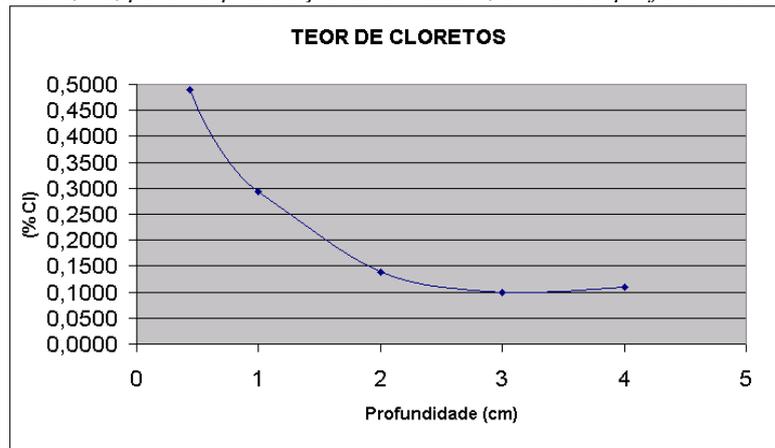


Figura 17 - Perfil de cloretos do ponto 4 (teor de cloretos em relação à massa de cimento acima do limite máximo de 0,4%, para despassivação da armadura, a 0,5 cm de profundidade da superfície da peça).

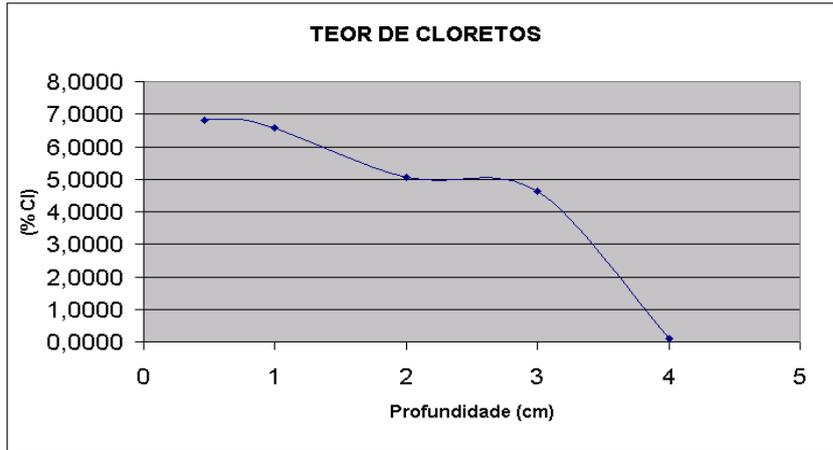


Figura 18 - Perfil de cloretos do ponto 5 (teor de cloretos em relação à massa de cimento altíssimo, até a profundidade próxima aos 4,0 cm da superfície da peça).

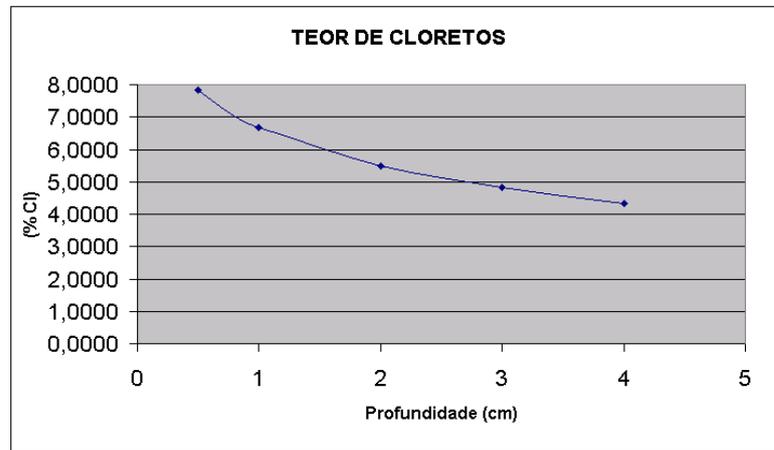


Figura 19 - Perfil de cloretos do ponto 6 (teor de cloretos em relação à massa de cimento altíssimo, em toda a profundidade do furo).

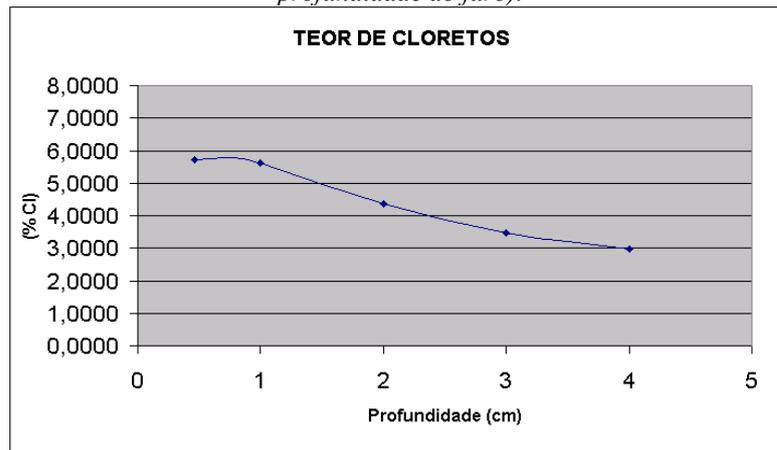


Figura 20 - Perfil de cloretos do ponto 7 (teor de cloretos em relação à massa de cimento altíssimo, em toda a profundidade do furo).

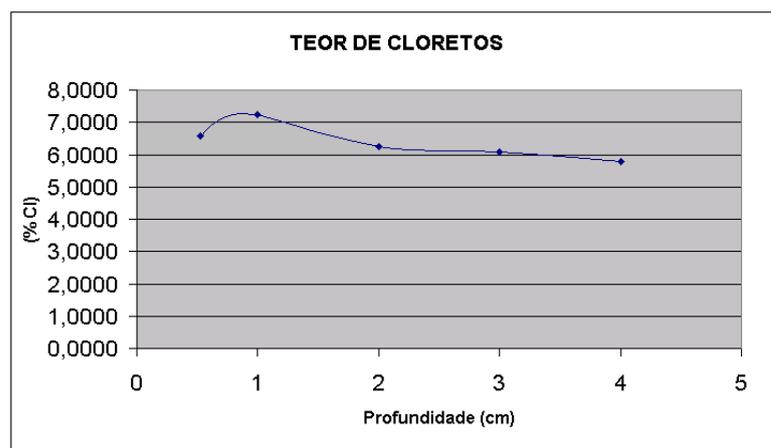


Figura 21 - Perfil de cloretos do ponto 8 (teor de cloretos em relação à massa de cimento altíssimo, em toda a profundidade do furo).

### 2.5.3 Resistência à Compressão

Foram extraídos dois testemunhos de cada um dos três pavimentos para que fosse possível obter uma resistência média da estrutura. Os testemunhos foram extraídos e ensaiados conforme as normas da ABNT NBR 7680/2007 (Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estrutura de concreto) e suas dimensões e resistências estão a seguir:

| Nº | DIÂM. (cm) | COMP. (cm) | CARGA (kgf) | RESIST. (Mpa) | h/d  | Resistência à compressão corrigida (Mpa) | Descrição das peças | Tipo de ruptura (NBR 5739) |
|----|------------|------------|-------------|---------------|------|--|---------------------|----------------------------|
| 1  | 7,2        | 12,2       | 10.27       | 25,2          | 1,69 | 24,2                                     | Long. (cima)        | Cônica                     |
| 2  | 7,2        | 13,3       | 12.33       | 30,3          | 1,85 | 29,7                                     | Long. (baixo)       | Cisalhada                  |
| 3  | 7,25       | 14,3       | 8.84        | 21,4          | 1,97 | 21,3                                     | Long. (cima)        | Cisalhada                  |
| 4  | 7,2        | 14         | 8.06        | 19,8          | 1,94 | 19,7                                     | Long. (baixo)       | Cisalhada                  |
| 5  | 7,2        | 14,2       | 15.41       | 37,8          | 1,97 | 37,7                                     | Pilar (cima)        | Cisalhada                  |
| 6  | 7,2        | 13,8       | 20.13       | 49,4          | 1,92 | 48,9                                     | Pilar (baixo)       | Cônica                     |
| 7  | 7,2        | 7,6        | 20.87       | 51,3          | 1,06 | 43,2                                     | Pilar (cima)        | Cisalhada                  |
| 8  | 7,25       | 10,4       | 28.28       | 68,5          | 1,43 | 63                                       | Pilar (baixo)       | Cônica                     |

Tabela 2- Ensaio de Resistência à Compressão

Os resultados encontrados indicam valores para a resistência característica à compressão, bem variados. Esses resultados refletem o crescimento da resistência ao longo do tempo da estrutura, a relação água/cimento empregada na época, o consumo de cimento, a cura do concreto do pilar submerso e ainda as altas resistências encontradas nos pilares são devido ao reforço realizado em 1991.

Foi constatado visualmente que, de um modo geral, o concreto apresenta uma acentuada porosidade principalmente no pilar, contribuindo para uma baixa resistência aos ataques de agentes patogênicos do concreto.

#### **2.5.4 Diagnóstico**

Através dos ensaios pode-se concluir que a carbonatação não aconteceu de forma homogênea e apresentou uma profundidade média muito baixa, além de valores dispersos. Isso significa que nessas regiões, a armadura mostrou sintomas de em um processo de despassivação generalizada pelo fenômeno da carbonatação nas vigas, pois a espessura carbonatada de alguns pontos ultrapassa a camada média do recobrimento.

Os perfis de cloreto encontrados nas Figuras 07, 08, 09, 10, 11, 12, 13 e 14 indicam baixa contaminação externa do concreto com cloretos nas longarinas e uma alta contaminação no pilar. Caso este tipo de contaminação não fosse numa região saturada como o pilar a corrosão já estaria num estágio muito avançado comprometendo a estrutura da ponte.

Por outro lado, nas longarinas, o percentual de cloreto encontrado, em relação à massa de cimento apresenta valores bem abaixo do percentual crítico de despassivação (0,4%) após a linha do cobrimento, não caracterizando despassivação generalizada pela ação dos cloretos.

Também é possível observar que na primeira profundidade da maioria das figuras o teor de cloreto está acima das demais profundidades e como a contaminação é externa, isso explica o fato de que há passagem de água pelo concreto que dissolve os íons cloretos presentes na superfície dos mesmos levando-os para o interior tornando esta profundidade com teores elevados de cloretos. Isso indica que o concreto é permeável, devendo ser levado em conta no projeto de recuperação.

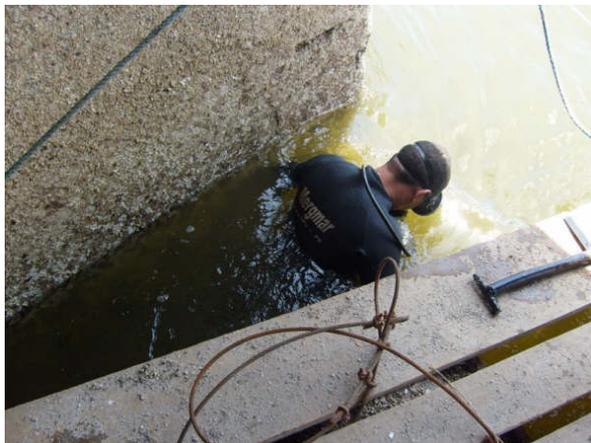
As regiões das longarinas onde foram observadas pilhas de corrosão de certa intensidade devem ter sido originadas por carbonatação do concreto, intensificadas por falhas de concretagem, a qual deixou mais exposta as armaduras.

## **2.6 Inspeção subaquática**

### **2.6.1 Metodologia**

Antes de qualquer análise ou inspeção, foi procedida uma limpeza dos blocos dos apoios através de uma raspagem manual expondo quaisquer avarias na estrutura. Uma vez a estrutura limpa, foi realizada uma inspeção visual e uma inspeção tátil onde a turbidez da água não possibilitou a análise visual (*ver Foto 10*).

Um registro fotográfico foi elaborado com as ocorrências, de modo a ilustrar o estado das estruturas inspecionadas. No entanto, a turbidez da água não permitiu que fossem tiradas fotos nítidas.

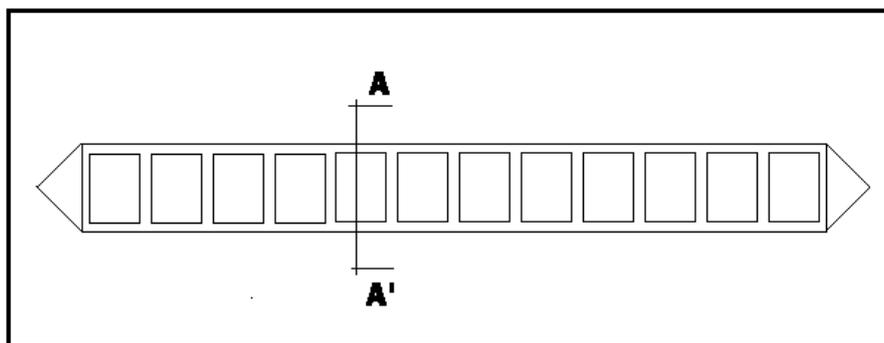


*Foto 10 - Inspeção subaquática*

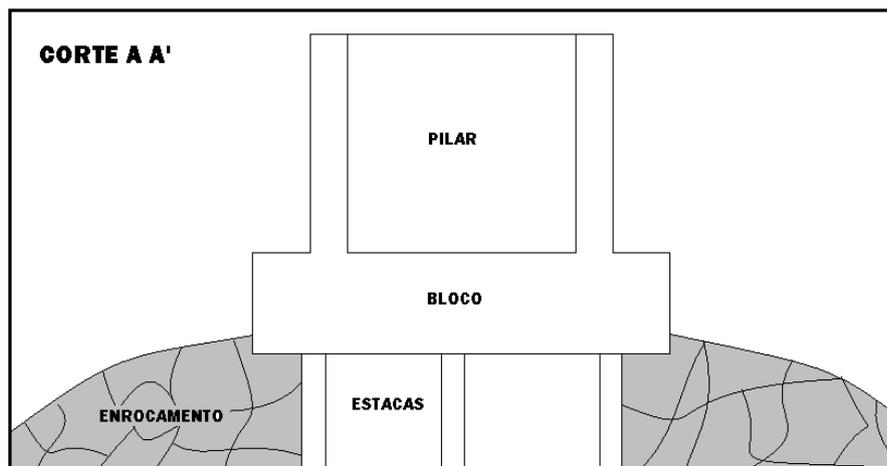
### 2.6.2 Diagnóstico

Apenas o vão central da ponte teve sua infraestrutura inspecionada, foi dada uma ênfase nos dois blocos de apoio, uma vez que, as estacas sobre as quais se engastam, encontram-se totalmente enrocadas de forma estável (Figura 21), impedindo qualquer acesso ou avaliação não destrutiva (remoção de enrocamento).

Foi constatado que, na porção submersa inspecionada (Figuras 22 e 23), o concreto estava em sua forma íntegra.



*Figura 22 - Vista superior do apoio central*



*Figura 23 - Detalhe da infraestrutura do apoio central (corte AA')*

## **2.7 Intervenções realizadas**

### **2.7.1 Pilares**

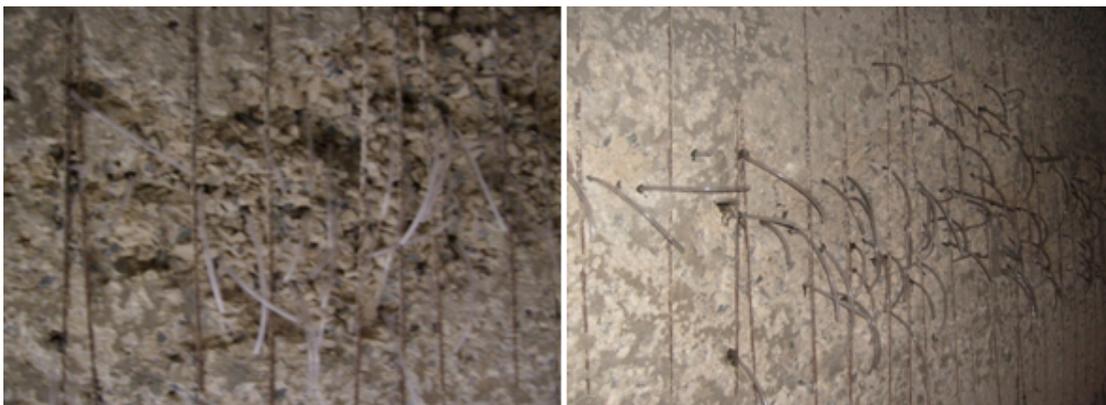
Como os pilares centrais e os do encontro já haviam passado por uma recuperação e reforço estrutural em 1991, os mesmos se encontravam em relativo bom estado de conservação, sendo necessária apenas a recuperação em alguns pontos localizados, provocados pela corrosão das armaduras, e uma ação preventiva para proteção de sua estrutura através da aplicação de impermeabilizante semi-flexível à base de cimentos especiais, aditivos minerais e polímeros.

### **2.7.2 Lajes, Longarinas e Transversinas**

Foi executado o corte do concreto danificado pelo processo de corrosão, a fim de garantir a retirada total do concreto friável, segregado e desagregado, de forma a alcançar a homogeneidade do concreto original, numa profundidade máxima de 3,0 cm.

As superfícies deterioradas foram apicoadas de forma a remover toda camada superficial do concreto, constituído de nata de cimento, de baixa resistência, e aumentar a aderência com camada de recuperação.

Após a execução do apicoamento, foram detectados grandes ninhos de concretagem (*Foto 11 e 12*), provenientes de falhas construtivas e uma grande quantidade de armaduras sem recobrimento. Assim, foi necessário o preenchimento dos vazios com a injeção de microcimento sob pressão, através de um compressor de ar e bomba pneumática de injeção.



*Foto 11 - Vazios existentes no concreto das longarinas e falta de recobrimento das armaduras –*



*Foto 12 - Vazios existentes no concreto das longarinas e falta de recobrimento das armaduras*

As barras de aço escoadas ou com redução acentuada da seção útil de trabalho, foram substituídas por barras novas, através de superposição ou soldagem à parte intacta da armadura primitiva, de outras barras de diâmetro adequado, de forma a, pelo menos se restabelecer a seção original da ferragem.

Afim de, estabelecer o recobrimento ideal para proteção das armaduras existentes, foi aplicado concreto projetado em todas as superfícies de vigas, lajes e transversinas e, posteriormente, pintura com aplicação de impermeabilizante semi-flexível, à base de cimentos especiais, aditivos minerais e polímeros.

### **2.7.3 Reforço estrutural e substituição dos aparelhos de apoio**

#### **2.7.3.1 Reforço das transversinas e alargamento das longarinas**

Para substituição dos aparelhos de apoio, foram necessárias a execução de reforço estrutural das transversinas e alargamento das vigas na região do apoio, para garantir a capacidade de transferência das cargas ocorridas durante todo processo de substituição dos aparelhos de apoio. A *Figura 22* e *Foto 13* ilustram o reforço estrutural executado.

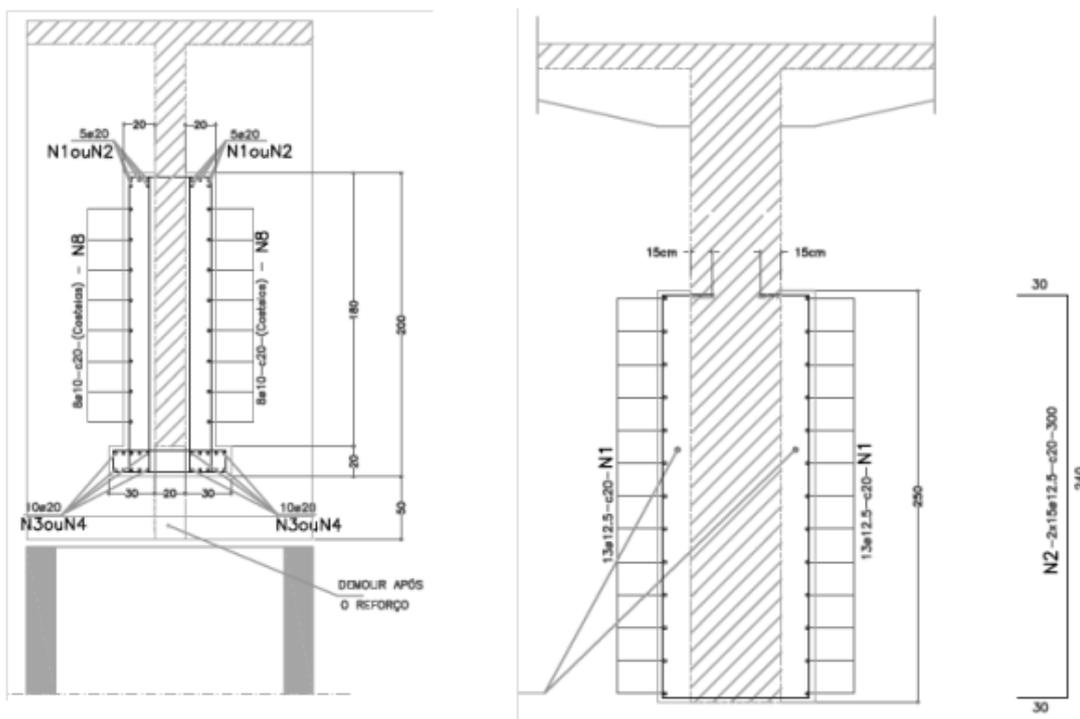


Figura 24 - Detalhe do reforço estrutural da transversina e de alargamento da longarina



Foto 13 - Reforço estrutural da traveira e alargamento das longarinas

### 2.7.3.2 Macaqueamento das estruturas

Além do reforço da traveira e do alargamento da longarina, ficou estabelecido em projeto que seria necessário a instalação de macacos hidráulicos, apoiados em consoles metálicos, para reacionamento da estrutura até uma carga máxima 200 tf para cada

substituição, com o objetivo de garantir a estabilidade da estrutura. A figura e fotos a seguir ilustram o esquema do projeto e as fotos da execução.

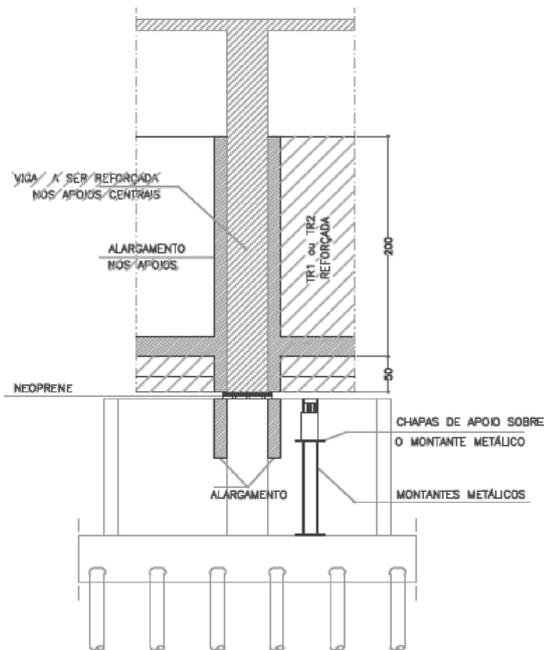


Figura 25 - Detalhe do posicionamento do macaco hidráulico

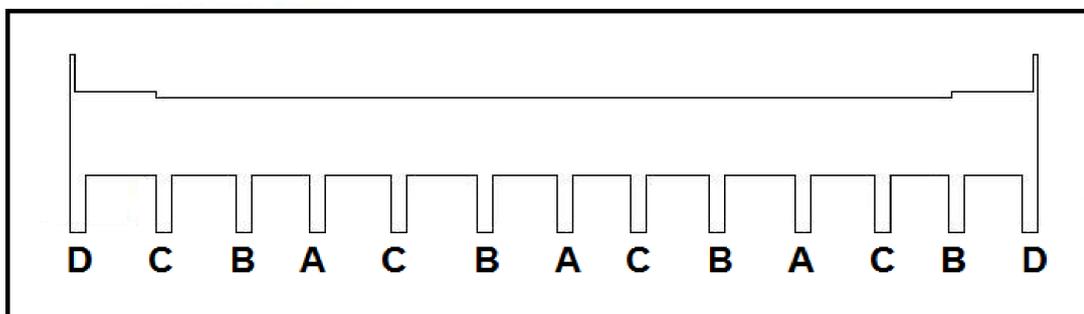


Foto 14 - Instalações dos macacos hidráulicos e reacionamento das estruturas



Foto 15 - Console metálico e manômetro para operação dos macacos hidráulicos

Ficou estabelecida, em projeto, uma sequência para substituição dos aparelhos por longarina. As longarinas foram nomeadas com letras (*Figura 24*), sendo substituídos simultaneamente os aparelhos de mesma letra (uma letra por vez).



*Figura 26 - Detalhe das longarinas*

### 2.7.3.3 Retirada dos Aparelhos de Apoio Existentes

Como os roletes metálicos se encontravam totalmente travados devido ao processo de corrosão, a sua remoção só foi possível através da demolição do apoio (*ver figura 25*).



*Figura 27 - Demolição do apoio para retirada dos roletes metálicos*

### 2.7.3.4 Alargamento do apoio e montagem da armadura de fretagem

Além de recompor a seção demolida, foi necessário o alargamento do apoio para instalação da armadura de fretagem e atender as dimensões do aparelho de neoprene (70x70x9cm) a ser aplicado (*Figuras 26 e 27*)

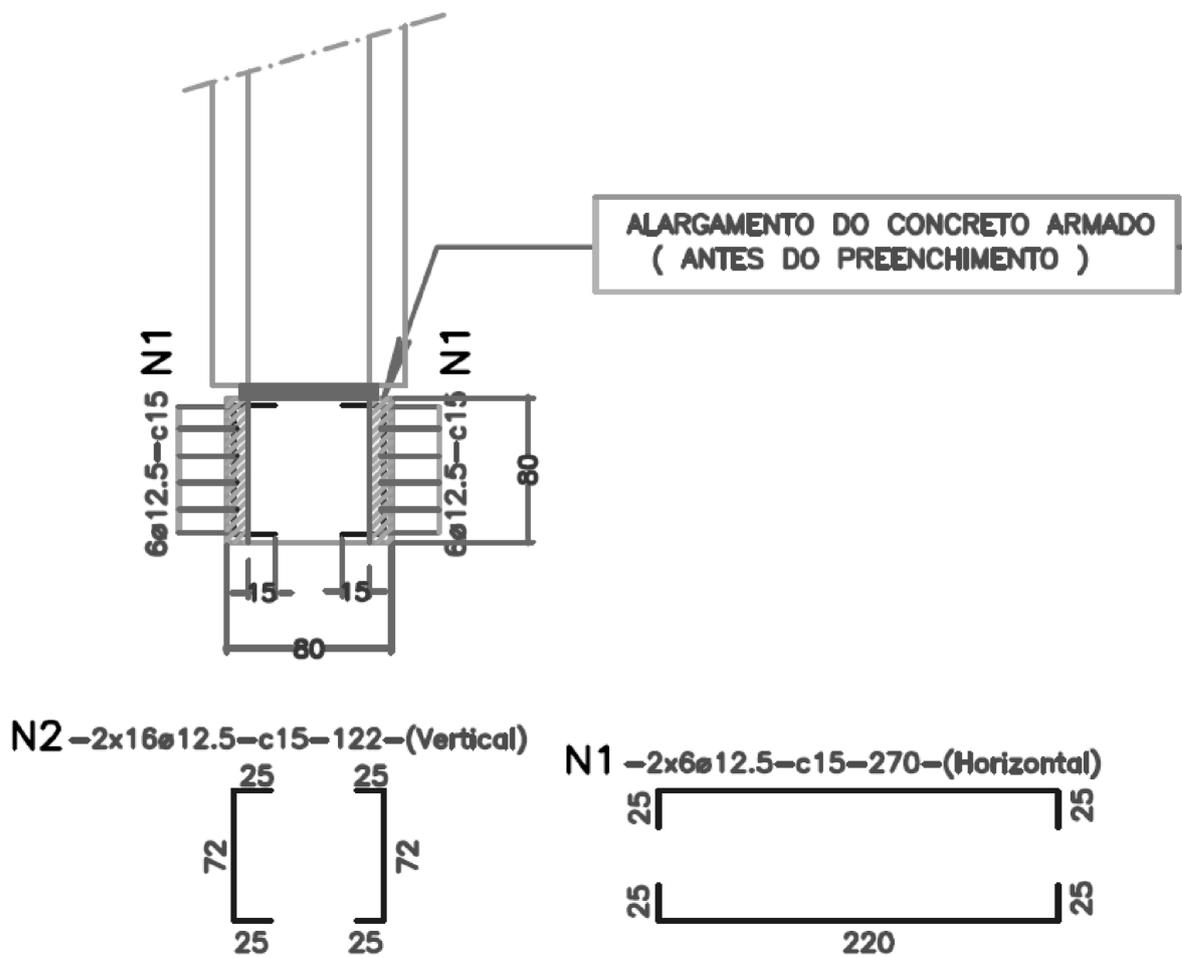


Figura 28 - Detalhe da armadura de alargamento do apoio

Para conter as forças de esmagamento transmitidas pelos aparelhos em neoprene, foram instaladas quatro camadas dupla de fretagem.

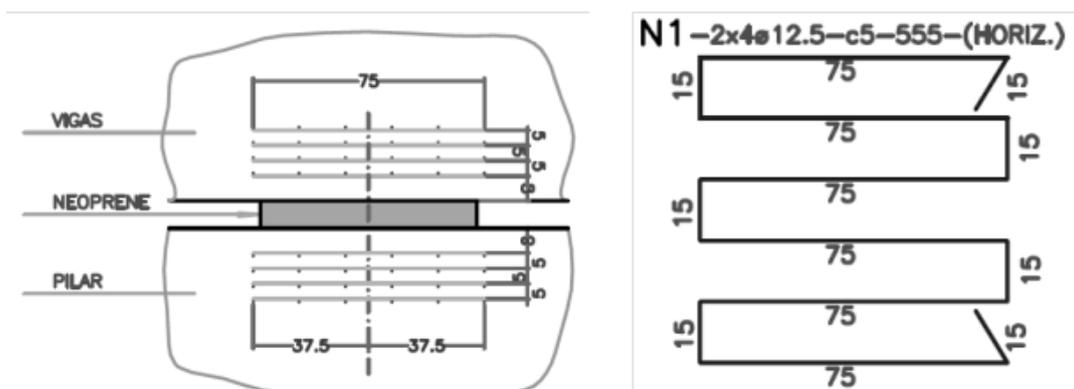


Figura 29 - Detalhes da armadura de fretagem



Foto 16 - Armadura de alargamento e fretagem

### 2.7.3.5 Instalação do Apoio em Neoprene

Os aparelhos em roletes metálicos e as articulações Freyssinet foram substituídos por aparelhos do tipo neoprene fretado com 70x40x9cm nas longarinas de extremidade e 70x70x9 cm nas centrais (Figura 28 e Foto17).

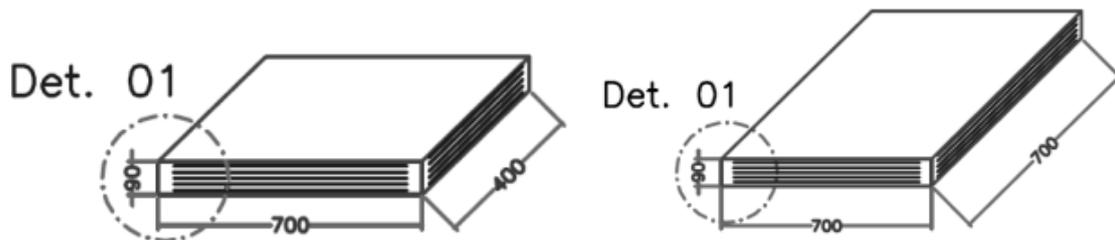


Figura 30 - Detalhe do aparelho em neoprene fretado dos apoios centrais



Foto 17 - Aparelhos em neoprene fretado/Aparelhos em neoprene instalados

### 2.7.3.6 Reforço das Longarinas

Com a perda da seção das armaduras positiva das longarinas, nas proximidades dos apoios centrais, foi elaborado um projeto de reforço para restabelecer a capacidade de carga necessária. As Figuras 29 e 30 e as Fotos 18,19,20,21 a seguir, ilustram os detalhes do projeto e o procedimento executado.

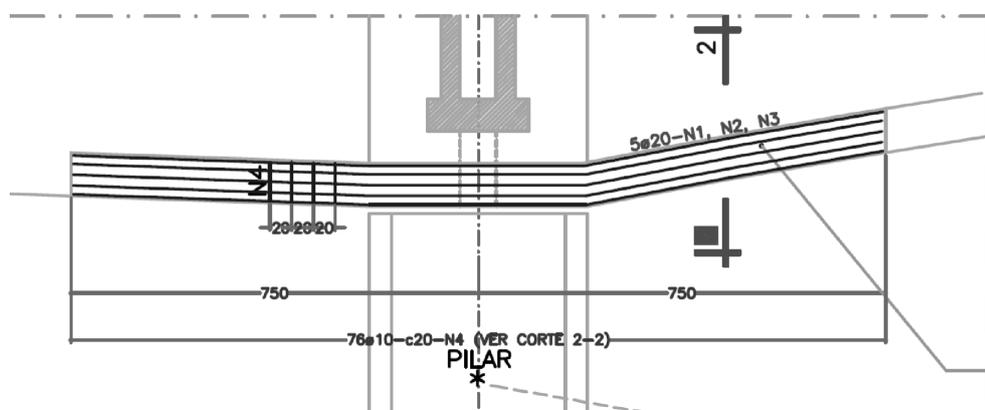


Figura 31 - Detalhe das armaduras de reforço da longarina

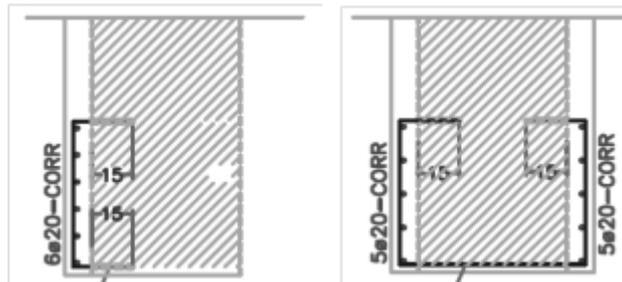


Figura 32 - Detalhe das armaduras das longarinas de extremidade e centrais, respectivamente.



*Foto 18 - Armadura de reforço da longarina*



*Foto 19 - Armadura de reforço da longarina, protegida por pintura inibidora de corrosão, à base de zinco.*



*Foto 20 - Longarina reforçada*



*Foto 21 - Aparelho de neoprene em carga*

### **3 Conclusões em relação aos artigos e o estudo de caso da Ponte Duarte Coelho**

Diante dos fatos analisados pelos artigos esperava-se que a ponte estaria com baixa presença de carbonatação e alto teor de cloretos na sua estrutura, pois:

A ponte está muito próxima e a uma baixa altura em relação ao mar, como foi demonstrado no primeiro artigo. E a razão seria que a névoa salina e a umidade bloqueariam os poros do concreto.

O teor de cloretos seria alto pela proximidade com a água marinha e pelo pouco contato com a água da chuva já que grande parte da estrutura é protegida pelo tabuleiro.

Foi constatado através dos ensaios realizados na ponte Duarte Coelho que a carbonatação estava presente na parte da estrutura que se encontrava acima do nível d'água com profundidade média de 5 cm, o que foi de encontro com os artigos anteriormente abordados. O teor de cloretos estava altíssimo nos pilares que tinham contato com a água e as longarinas estavam com um teor de cloreto aceitável, e assim confirmando que, quanto maior o contato com a água com presença de cloretos, maior será a presença dos cloretos.

## 4 Considerações Finais

A durabilidade das estruturas de concreto armado depende de vários fatores, alguns inerentes aos projetos, outros vinculados aos materiais componentes como também à sua produção e, finalmente, aqueles que dizem respeito à manutenção da obra.

Diante dos aspectos estudados neste trabalho percebemos que os maiores fatores de degradação das estruturas de concreto armado são agravados pela falta de uma manutenção preventiva periódica, necessária para aumentar a sua durabilidade.

No caso específico desta uma ponte urbana em estudo, onde a agressividade do meio ambiente acelera essa deterioração, conclui-se que diante desses agentes agressivos, é necessária a fabricação de um concreto de boa qualidade, visando sua durabilidade, através de requisitos como:

- Quantidade e tipo de cimento adequado ao meio em que a obra esteja inserida, independente das resistências mecânicas de projeto;
- Relação água/cimento a mais baixa possível;
- Água de amassamento e agregados isentos de agentes agressivos;
- Compactação adequada, assegurando uma espessura compatível e uniforme do concreto de cobertura da armadura além da distribuição homogênea dos agregados;
- Cura demorada e contínua contribuindo para uma boa compacidade do concreto resultante, evitando-se porosidade;
- Armadura isenta de produtos corrosivos.

Infelizmente a cultura da manutenção das estruturas no Brasil ainda é muito pouco praticada, não se observa a existência de rotinas nem procedimentos preventivos nos órgãos públicos responsáveis pela manutenção urbana das cidades, nem tão pouco existe programas institucionais que incentivem esta prática.

Conseqüentemente, essas edificações só são contempladas com alguma ação corretiva, quando estão em elevado grau de deterioração, necessitando quase sempre serem submetidas a um processo de recuperação e reforço estrutural.

Essa falta de comprometimento com a manutenção das estruturas das obras faz com que o gasto com a solução seja muito maior, em alguns casos até mais caro que a reconstrução do mesmo.

## Referências

- Notas de aula - Prof. Dr. Paulo Sérgio Dos Santos Bastos (Disciplina: 1288 - ESTRUTURAS DE CONCRETO – UNESP CAMPUS BAURU).
- MEHTA, P.K; MONTEIRO, P.J.M. Concreto: estrutura, propriedades e materiais. 1.ed. São Paulo: PINI, 1994.
- HELENE, P.R.L; TERZIAN, P.: Manual de dosagem e controle do concreto. São Paulo: PINI, 1992.
- HELENE, Paulo R. L. (1986). “Corrosão em Armaduras para Concreto Armado”. IPT, PINI, São Paulo.
- GUIMARÃES, A.T.C. Vida útil de estruturas de concreto armado em ambientes marítimos. 2000. 241 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: projeto de estruturas de concreto: procedimento. Versão corrigida, março de 2004. Rio de Janeiro, 2003.
- RIPPER, T. e SOUZA, V. C. M. *Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto*. São Paulo: PINI, 1998.
- SILVA, P. F. A. *Durabilidade das Estruturas de Concreto Aparente em Atmosfera Urbana*. São Paulo: PINI, 1995.
- SOUZA, V. C. M. & RIPPER, T. *Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto*. São Paulo: PINI, 1998.
- THOMAZ, E. *Trincas em Edifícios: causas, prevenção e recuperação*. São Paulo: PINI, EPUSP, IPT, 1989
- P. Castro, O.T De Rincon, E.J Pazini - INTERPRETATION OF CHLORIDE PROFILES FROM CONCRETE EXPOSED TO TROPICAL MARINE ENVIRONMENTS. Cement and Concrete Research 31 (2001.)*
- P. Castro, M.A. Sanjua, J. Genesca - CARBONATATION OF CONCRETES IN THE MEXICAN GULF. Building and Environment Vol. 35 (2000).*
- P. Castro, E.I. Moreno, J. Genesca - INFLUENCE OF MARINE MICRO-CLIMATES ON CARBONATION OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS. Cement and Concrete Research 30 (2000.)*
- TC 116-PCD: Permeability of concrete as a criterion of its durability: testes for gas permeability of concrete. (RILEM Recommendation TC 116-PCD).*

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7680: Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto. Cancelada em 27/05/2007 Substituída por : ABNT NBR 7680:2007.

ASTM C1152 / C1152M - 04e1 Standard Test Method for Acid-Soluble Chloride in Mortar and Concrete, 1990.