

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO

JULIANA ARGENTA TONILOLO

**Análise da qualidade do concreto armado utilizado nos bancos da
orla de Boa Viagem – Recife – Pernambuco**

Recife

2013

JULIANA ARGENTA TONILO

**Análise da qualidade do concreto armado utilizado nos bancos da
orla de Boa Viagem – Recife – Pernambuco**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado à Universidade Federal de
Pernambuco como exigência parcial para
obtenção do título de Graduado em
Engenharia Civil.

Orientador: Ms. Tibério Andrade

Recife

Dedico este trabalho a todos aqueles que
acreditaram no meu potencial para atingir
este objetivo e torcem pelo meu sucesso.

AGRADECIMENTOS

À minha família, pelo total apoio;

Ao professor Tibério Andrade, pela orientação, incentivo e, principalmente, pela competência e conhecimento transmitidos;

Aos funcionários da TECOMAT, que nos ajudaram com muita competência na realização dos ensaios;

Aos funcionários da EMLURB que disponibilizaram os projetos dos bancos;

A todos os nossos professores, por todo conhecimento prestado ao longo da nossa vida acadêmica;

Aos nossos amigos e colegas de profissão pela ajuda e companheirismo durante todo o curso.

RESUMO

Os bancos de concreto armado, presentes na orla de Boa Viagem, apesar de serem relativamente novos, apresentam um avançado grau de deterioração. Pelo fato de estarem inseridos em um ambiente classificado como altamente agressivo, pela a normalização brasileira, existem fatores patológicos que atuam mais incisivamente. Estes fatores influenciam bastante na vida útil do equipamento em concreto armado, e por isto devem ser considerados, tanto na fase de projeto, quanto na de execução.

Por esta razão, este trabalho teve o intuito de avaliar a qualidade destes bancos, de modo a apontar os diagnósticos, natureza das patologias e sugerir especificações para o concreto a ser utilizado em novos bancos, quando for promovida a substituição dos bancos deteriorados. Para tal, foram empregadas técnicas de avaliação da degradação patológica do concreto, que seguem basicamente a metodologia de uma inspeção preliminar seguida de uma inspeção detalhada, através de ensaios específicos.

Palavras-chave: banco de concreto, corrosão, ataque de cloretos.

ABSTRACT

The benches of reinforced concrete structures from the sidewalk of Boa Viagem beach, although relatively new, have an advanced level of degradation. Because they are placed in an environment classified as highly aggressive according Brazilian guidelines, pathologic factors can act more incisively. These pathologic factors greatly affect the useful life of reinforced concrete equipment and, therefore, must be considered in both project and execution phases.

This study aimed to evaluate the quality of these benches in order to identify the diagnostic, the nature of pathologies and to suggest specifications for the concrete to be used in new benches, once damaged benches are replaced. Thus, techniques to evaluate the pathologic degradation of concrete were used, which basically follow the preliminary inspection methodology followed by detailed inspection, through specifics assays.

Keywords: concrete benches, corrosion, chloride attack

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Efeito do maior ou menor acesso de oxigênio (Fonte: Cascudo, 1964).	24
Figura 1.2 – Modelo de vida útil proposto por Tuutti (Fonte: Cascudo, 1964).	26
Figura 1.3 – Formas de ocorrência de íons-cloreto na estrutura do concreto (Fonte: Cascudo, 1964).	26
Figura 1.4 – Perfil típico de concentração dos cloretos ao longo do cobrimento, em um concreto contaminado (Fonte: Cascudo, 1964).	27
Figura 1.5 – Tipos de corrosão e os fatores que o provocam (Fonte: Cascudo, 1964).	28
Figura 1.6 – Esquema mostrando a corrosão por pite na qual Cl ⁻ despassiva a armadura, formam o complexo transitório e depois são reciclados para novas reações (Fonte: Cascudo, 1964).	29
Figura 1.7 – Representação esquemática do processo de carbonatação (Fonte: Cascudo, 1964).	33
Figura 2.1 – Representação das localidades dos trechos A, B e C analisados (Fonte: Google Earth).	34
Figura 3.1 – Divergência entre o croqui, com detalhe da armadura, e o banco com armadura exposta encontrado in situ.	37
Figura 3.2 – Esquema representativos dos bancos existentes na orla de Boa Viagem.	37
Figura 3.3 – Espessura da camada de cobrimento.	38
Figura 3.4 – Espessura da camada de cobrimento.	38

Figura 4.1 – Visualização do trecho A (Fonte: Google Earth).	40
Figura 4.2 – Visualização do trecho B (Fonte: Google Earth).	41
Figura 4.3 – Visualização do trecho C (Fonte: Google Earth).	42
Figura 5.1 – Patologias nos bancos - trecho A.	44
Figura 5.2 – Degradação dos bancos no trecho B.	45
Figura 5.3 – Degradação dos bancos no trecho C.	46
Figura 6.1 – Ensaio de pacometria.	48
Figura 6.2 – Cobrimento crítico na face inferior (Trecho A).	48
Figura 6.3 – Cobrimento crítico na face superior (Trecho A).	49
Figura 6.4 – Cobrimento crítico na face inferior (Trecho B)	49
Figura 6.5 – Cobrimento crítico na face superior (Trecho B).	50
Figura 6.6 – Ensaio de resistividade.	51
Figura 6.7 – Coleta de amostras para ensaio de cloreto totais.	52
Figura 6.8 – Ensaio de carbonatação com aspersão de fenolftaleína (Trecho A).	53
Figura 6.9 – Ensaio de carbonatação com aspersão de fenolftaleína (Trecho B).	54
Figura 6.10 – Ensaio de carbonatação com aspersão de fenolftaleína (Trecho C).	54

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1 - Recomendação do CEB-FIP 192:1989 baseada na resistividade do concreto para estimar a provável taxa de corrosão (Fonte: Mehta e Monteiro, 2008).	28
Tabela 1.2 – Penetração de cloretos baseado na carga passante (ASTM-C.1202-94).	31
Tabela 6.1 – Resultados obtidos no ensaio de Resistividade.	51
Tabela 6.2 – Resultados obtidos no ensaio de Cloretos Totais, apresentados em função da massa de concreto e em função da massa de cimento.	53
Tabela 7.1 – Resultados obtidos no ensaio de Resistividade.	60
Tabela 7.2 – Resultados obtidos no ensaio de Cloretos Totais, apresentados em função da massa de concreto e em função da massa de cimento.	61

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 7.1 - Classificação dos tipos de degradação no trecho A. _____ 58

Gráfico 7.2 – Classificação dos tipos de degradação no trecho B._____ 58

Gráfico 7.3 – Classificação dos tipos de degradação no trecho C. _____ 59

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	15
Justificativa e importância do tema.....	15
Objetivos gerais do estudo.....	16
Objetivos específicos	17
1 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	18
1.1 Propriedades das estruturas de concreto	18
1.2 Mecanismos de transporte	21
1.2.1 Absorção capilar	21
1.3.2. Difusão	22
1.3 Processo de corrosão	23
1.4.1 Ataque de íons cloreto	28
1.4.2 Avaliação de teores de cloreto	29
1.4.2 Carbonatação.....	31
2 METODOLOGIA.....	34
3 CARACTERÍSTICAS DOS BANCOS	35
4 LOCALIZAÇÃO DOS TRECHOS	40
4.1 Trecho A.....	40
4.2 Trecho B.....	40
4.3 Trecho C.....	41
5 INSPEÇÃO VISUAL	43
5.1 Situação do trecho A	43
5.2 Situação do trecho B	44
5.3 Situação do trecho C	45
6 INSPEÇÃO DETALHADA.....	46
6.1 Ensaio de campo	46

6.1.1 Ensaios não-destrutivos	47
6.1.1.1 Pacometria	47
6.1.1.2 Resistividade do concreto.....	49
6.1.2 Ensaios destrutivos	50
6.1.2.1 Teor de cloretos.....	50
6.1.2.2 Carbonatação	52
7 DISCUÇÕES DOS RESULTADOS.....	54
7.1 Características dos bancos	54
7.2 Inspeção visual.....	55
7.3 Ensaios não destrutivos.....	58
7.3.1 Pacometria.....	58
7.3.2 Resistividade do concreto	58
7.4. Ensaios destrutivos	59
7.4.1 Teor de cloretos	59
7.4.2 Carbonatação.....	60
CONCLUSÕES.....	61
SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	63
REFERÊNCIAS	64
ANEXOS	67
ANEXO A – RESULTADO DO ENSAIO DE PACOMETRIA.....	68
A.1 BANCO – TRECHO A (FACE INFERIOR).....	68
A.2 BANCO – TRECHO A (FACE SUPERIOR)	69
A.3 BANCO – TRECHO B (FACE INFERIOR).....	70
A.4 BANCO – TRECHO B (FACE SUPERIOR)	71
A.5 BANCO – TRECHO C (FACE SUPERIOR).....	72
ANEXO B – RESULTADO DO ENSAIO DE CLORETOS TOTAIS.....	73
ANEXO C – PROJETO DOS BANCOS DA ORLA DE BOA VIAGEM, CEDIDO PELA EMLURB	74

C.1 PLANTA BAIXA	74
C.2 PLANTA DE DETALHES	75

INTRODUÇÃO

Justificativa e importância do tema

Segundo consta no Boletim Diário, divulgado pela prefeitura do Recife em meados de 2006, foi apresentado pelo prefeito João Paulo, o Projeto Orla. A iniciativa consiste num conjunto de ações voltadas para a requalificação da faixa litorânea, entre elas a intervenção nos equipamentos urbanos. A ordem de serviço foi assinada em março de 2007 e o primeiro trecho inaugurado aconteceu no final do decorrente ano.

Diante disto, é possível afirmar que os bancos implantados durante a restauração da orla são relativamente novos. Considerando que o primeiro trecho foi inaugurado em 2007, podemos constatar que os bancos apresentam, no máximo, 6 anos de idade. Apesar dessa “pouca idade”, é possível notar um avançado grau de deterioração nos aproximados 3200 bancos, que estão dispostos ao longo dos 8km de extensão da orla de Boa Viagem.

O prefeito João Paulo relatou, na época, no seu discurso de apresentação do projeto, que: “A orla é lembrada por 62% dos turistas que visitam o Recife, sendo pólo de atividades econômicas significativas”. Por isto, devido às impressões que estes bancos transmitem aos turistas, devem permanecer em boas condições. E por se tratar de um bem público, deve ser construído de acordo com as boas técnicas da engenharia, de modo a manter a qualidade e segurança do equipamento urbano.

O estudo do caso em questão foi elaborado para analisar as causas da deterioração prematura que vem ocorrendo nesses equipamentos. Apesar dos recursos limitados, foi possível diagnosticar os problemas patológicos, levantar as possíveis razões que a desencadeiam e propor sugestões de especificação do concreto para os futuros bancos substitutos.

Objetivos gerais do estudo

Os bancos de concreto armado da orla de Boa Viagem estão deteriorados a um nível acima dos limites aceitáveis para a sua baixa idade, podendo se afirmar que em muitos trechos a vida útil já foi ultrapassada. Diante disto, convém avaliar as influências externas, o projeto e os aspectos executivos, e a associação entre esses fatores.

O objetivo deste trabalho foi desenvolver uma avaliação sistemática sob a ótica na análise da corrosão de armaduras em estruturas de concreto. A avaliação focou na ocorrência da corrosão através da despassivação da armadura por ataque de íons cloreto, pois foi o propulsor de maior relevância registrado.

A metodologia realizada neste estudo baseou-se numa análise por amostragem. Foram separados três trechos ao longo da orla, localizados no: início, meio e fim. Foram inspecionados 2700 metros de orla, que correspondem a aproximadamente 1080 bancos examinados, o que representa cerca de 34% de toda a extensão da orla.

A primeira etapa consistiu em uma inspeção preliminar, a partir de um exame visual em cada um dos bancos, caracterizando os sintomas encontrados por grau de deterioração. Posteriormente, foram realizados ensaios específicos, a fim de avaliar a despassivação das armaduras e condições para propagação das corrosões das armaduras.

Na inspeção detalhada foram analisados aspectos quanto à durabilidade, através da investigação das condições de despassivação por carbonatação e pela presença íons cloreto. Em relação à cinética de corrosão foi realizado ensaio de pacometria, e resistividade do concreto.

Quanto à resistência do concreto empregado no banco, não foi possível a sua avaliação, seja devido a sua esbeltez, que impossibilitou a extração de testemunho, ou seja pelo por conta da inercia e idadeda peça, que inviabilizou a analise por esclerometria.

Com os resultados obtidos foi possível propor sugestões de especificação de concretos para os bancos substitutos. Estas considerações são capazes de orientar um futuro plano de ataque para manutenção destes equipamentos compreendidos na orla de Boa Viagem.

Objetivos específicos

1. Diagnosticar as patologias dos bancos de concreto armado da orla de Boa Viagem.
2. Investigar a natureza dessas manifestações patológicas.
3. Propor alternativas para execução, especificação do concreto e proteção superficial para novos equipamentos em concreto armado a serem instalados nesse ambiente de influência marinha.

1 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

A utilização do concreto armado na construção civil tem sido cada vez mais significante mundialmente. Hoje, o concreto armado é o segundo recurso mais consumido no mundo, perdendo apenas para a água, segundo a Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP).

A aceitação do concreto é devido ao fato de possuir importantes características de resistência mecânica e grande versatilidade, tornando-se capaz de ser aplicado nos mais diversos tipos de ambientes. Além disto, Segundo Mehta e Monteiro (2008), seus constituintes são relativamente baratos e comumente disponíveis na maior parte do mundo.

Diante do exposto, é fundamental obter conhecimento referente às condições de exposição do concreto, e sobre as propriedades e características dos materiais constituintes. Visto que, estes condicionantes refletirão diretamente na durabilidade, no desempenho da estrutura e na economia de recursos minerais, cada vez mais escassos.

1.1 Propriedades das estruturas de concreto

A água utilizada durante o processo de produção do concreto é necessária para promover as reações de hidratação do cimento e fazer com que o concreto adquira resistência. Outra questão é que ela concede a plasticidade e a trabalhabilidade necessárias nas horas iniciais.

A água é utilizada em uma quantidade superior a necessária para hidratação do concreto, este excesso migra para o meio externo provocando porosidade na matriz cimentícia. A incorporação de ar, à massa de concreto, também influencia na porosidade, e existem alguns fatores intervenientes que são inevitáveis. A reação entre o cimento e água reduz o volume absoluto, promovendo vazios no concreto. O processo de mistura dos materiais também provoca a incorporação de ar à massa.

Então, seja um concreto produzido seguindo as boas práticas da engenharia, é inevitável que ele contenha microporos. Com a atuação do clima e pressão hidráulica estes microporos evoluem para poros, que por sua vez, continuam

sofrendo com a atuação do clima e pressão hidráulica proporcionando, assim, condições ideais para a penetração de agentes nocivos ao concreto armado.

Existem alguns fatores, características e propriedades que refletem na qualidade do concreto, sejam eles: temperatura, tipo de cimento, tipo de aço, relação água/cimento, fissuração do concreto de cobrimento, dentre outros.

- Temperatura: é capaz de promover um aumento da velocidade de corrosão e da mobilidade iônica.
- Tipo de cimento: também tem interferência, pois concretos com adições de escória de alto-forno ou de material pozolânico apresentam estruturas mais compactas, consequentemente, a penetração de líquidos, gases e, íons (principalmente íons de cloretos) é consideravelmente menor do que de concreto com cimento Portland comum.
- Tipo de aço: segundo Cascudo (1997), aqueles aços mais processados durante a fabricação ou aços com maior teor de carbono são mais susceptíveis a desenvolver corrosão.

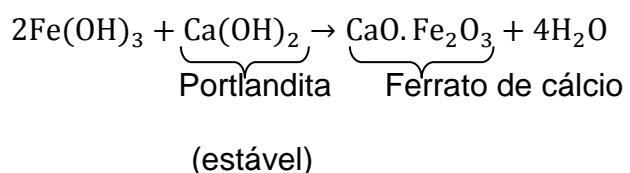
De acordo com um estudo feito pela Universidade Federal de Goiás (1996), levando em consideração aços CA-25, CA-50 e CA-60, os resultados mostraram que a taxa de corrosão do CA-60 era a mais elevada, seguido do CA-50 e, por conseguinte, CA-25.

- Fissuração do concreto de cobrimento: os autores Carpentier d Soretz, citados por Helene (1986), provaram que a corrosão é mais intensa quanto maior a abertura das fissuras e quanto mais cedo elas aparecem.
- Relação água/cimento: determina a qualidade do concreto, define a compacidade/porosidade da pasta de cimento endurecida, isto confere a relação água/cimento o parâmetro mais importante para retardar a penetração dos agentes da despassivação das armaduras.
- Resistividade elétrica do concreto: depende do teor de umidade, da permeabilidade e do grau de ionização do eletrólito do concreto. É um dos fatores controladores da cinética de corrosão.

O concreto, além de suportar esforços que atuam sobre sua estrutura, tem a função de proteger a armadura, evitando que ela seja atingida por agentes

agressivos. Ele envolve o aço, de tal forma que atua como uma barreira física e química. A proteção contra o efeito físico é promovida pela camada de concreto acima da armadura (cobrimento) que protege o aço contra a exposição ao meio ambiente. Já a proteção contra o efeito químico se trata da capa ou película protetora de caráter passivo, aderente ao aço e bastante delgado.

Esta capa é composta, segundo Leek e Poole (1990) e Sagoe-Crentsil e Glasser (1990), por óxido de ferro (Fe_3O_4) oriunda da reação de oxidação do ferro e de redução do oxigênio inicialmente presente na fase líquida dos poros do concreto. Já, segundo Helene (1986), esta capa pode ser resultante da combinação da ferrugem superficial com o hidróxido de cálcio, formando ferrato de cálcio, segundo a seguinte reação:



No estado de passivação a corrosão é limitada pela resistência ôhmica do filme, sendo considerada insignificante, por se manifestar a taxa extremamente pequena. Com isto, pode-se afirmar que a película impede o acesso de umidade, oxigênio e agentes agressivos à superfície do aço, bem como dificulta a dissolução do ferro. Os autores Rosemberg et al (1989) defendem que existe uma proteção física contra a corrosão, oriunda de um precipitado de plaquetas hexagonais de Ca(OH)_2 sobre a superfície metálica.

A própria natureza do concreto funciona como defensora da armadura, pois mantém o concreto em meio altamente alcalino. Existe uma solução alcalina dentro dos poros do concreto, assegurada nas primeiras idades, basicamente pela solução saturada de hidróxido de cálcio Ca(OH)_2 oriunda da hidratação do cimento. Já, em idades avançadas, o meio alcalino é propiciado, principalmente, pela solução de hidróxido de sódio (NaOH) e hidróxido de potássio (KOH), originários dos álcalis do cimento.

Há duas condições básicas que favorecem o fim da película passivadora, sendo elas: a ação de íons cloreto, e a diminuição da alcalinidade do concreto, pela presença de CO_2 no ar atmosférico. Os cloretos podem estar presentes no concreto através da água de amassamento; agregados contaminados; ou mesmo, através de aditivos aceleradores de pega e endurecimento (à base de cloreto de cálcio (CaCl_2)).

Os íons cloreto potencialmente agressivos encontram-se na natureza na forma dissolvida em água, já como cristal sólido não representam risco elevado para as estruturas. Entretanto, podem depositar-se por impactação na superfície do material e então permanecer até que uma chuva os dissolva e transporte para o interior da estrutura através de mecanismos de transporte.

Algumas informações são importantes para uma melhor compreensão dos mecanismos de transporte no interior do concreto.

- Porosidade: refere-se à totalidade dos poros e vazios dentro do sólido, estando ou não interconectados.
- Permeabilidade: segundo Monteiro (1994), é a propriedade que governa a taxa de fluxo de um fluido para o interior de um sólido poroso, levando em consideração a continuidade destes canais.

A permeabilidade do concreto está diretamente relacionada à quantidade de materiais cimentícios hidratados, às condições de cura, ao tipo de cimento, às adições minerais, aos agregados, à temperatura e ao adensamento. Estes variantes tornam esta propriedade de difícil mensuração, visto que se altera com o tempo.

O coeficiente de permeabilidade pode ser um bom índice para avaliar a durabilidade do concreto. É possível obtê-lo através de estudos de campo e de laboratório.

1.2 Mecanismos de transporte

Os mecanismos de transporte são os responsáveis pelo movimento dos agentes dentro da estrutura de concreto. Entre os mais estudados e os mais corriqueiros são: a absorção capilar e a difusão.

1.2.1 Absorção capilar

A absorção capilar é um fenômeno que ocorre em estruturas porosas. As moléculas da superfície de um líquido estão sujeitas as forças de atração de suas moléculas adjacentes. Os poros capilares exercem atração sobre as moléculas da superfície dos líquidos que, por sua vez, atraem aquelas imediatamente inferiores, fazendo com que o líquido se desloque mesmo que na direção vertical.

A absorção capilar depende da porosidade aberta, isto é, dos poros capilares interconectados entre si. Quanto menor o diâmetro capilar, maior a pressão e, consequentemente, mais rápida a absorção. Segundo Neville (1997), a absorção não pode ser usada como uma medida da qualidade do concreto, mas a maioria dos bons concretos apresenta absorção abaixo de 10%.

É importante ressaltar que a absorção também depende das características intrínsecas do líquido, tais como viscosidade e tensão superficial. Quanto mais viscoso o líquido, mais dificuldade encontrará para penetrar pelos poros. Já quanto maior a tensão superficial dentro dos poros, maior será a sua profundidade ou ascenção capilar. Em contra partida, a absorção total será mais reduzida, pelo fato de que o aumento da tensão superficial dificulta a “molhabilidade” no substrato.

Para minimizar o efeito da absorção, deve-se procurar interromper a continuidade dos poros para impedir a passagem de líquidos, através do uso de aditivos incorporadores de ar. Toda estrutura de concreto, externa, está sujeita a ciclos de molhagem e secagem, como a absorção capilar trata do transporte de fluidos em vazios não saturados, esta propriedade tem grande influência no transporte de água e de agentes agressivos para o interior do concreto.

1.3.2. Difusão

O fenômeno da difusão se trata do movimento espontâneo de massa, num sistema físico-químico, por efeitos de gradiente de concentração. Este movimento é proporcionado pelo contato dos diferentes meios aquosos existentes, o da solução dos poros do concreto e o do meio ambiente. Esta diferença de concentração resulta no movimento dos íons em busca do equilíbrio.

O processo pode ocorrer com substâncias presentes tanto no estado líquido quanto no estado gasoso. Segundo Comité Euro Internacional du Betón (apud Isaía, 1999) a condição mais favorável para a ocorrência da difusão é quando os poros estão parcialmente saturados, correspondendo a uma umidade relativa compreendida entre 50% e 80%. Quando os poros apresentam-se completamente secos ou saturados a difusão não ocorre.

1.3 Processo de corrosão

A corrosão nas armaduras pode ser considerada como o principal processo de deterioração das estruturas de concreto armado, podendo provocar o colapso da estrutura. Sua definição, segundo Cascudo (1997), diz que corrosão se trata de uma interação destrutiva ou a interação que implique inutilização para uso, de um material com o ambiente, seja por reação química, ou eletroquímica.

A corrosão química é um processo lento e não provoca substancial deterioração na superfície metálica, exceto quando se tratar de gases extremamente agressivos. Já a corrosão eletroquímica é a que traz problemas mais consideráveis para a construção civil, ela ocorre em meio aquoso como resultado da formação de uma pilha ou célula de corrosão.

As pilhas apresentam os seguintes componentes:

- Ânodo: eletrodo no qual se verificam as reações anódicas de oxidação do metal. Onde ocorre a perda de elétrons, que movimentam-se para o cátodo;
- Cátodo: eletrodo no qual se verificam reações catódicas de redução de espécies eletroquímicas ou íons do eletrólito. É onde ocorre o ganho de elétrons originários da região anódica (deposição catódica);
- Eletrólito: fase líquida presente nos poros do concreto.
- Condutor elétrico: ligação metálica entre o ânodo e o cátodo, por onde escoam os elétrons no sentido ânodo-cátodo.

No processo eletroquímico, a corrosão ocorre somente com a existência das seguintes condições:

1) **Existência de um eletrólito:** Segundo Helene (1986), sempre existirá água suficiente no concreto para que sirva de eletrólito no processo de corrosão.

2) **Diferença de potencial:** pode ser originada por distintas solicitações mecânicas no aço e no concreto, ocorrida em regiões próximas do mesmo componente estrutural. Outra causa possível é a diferença na composição química e superfície do aço (incluindo heterogeneidade do metal).

A diferença potencial também é influenciada por aeração diferencial devido à maior ou menor compacidade e qualidade do concreto, figura 1.1.

A concentração salina também induz a ocorrência da diferença de potencial.

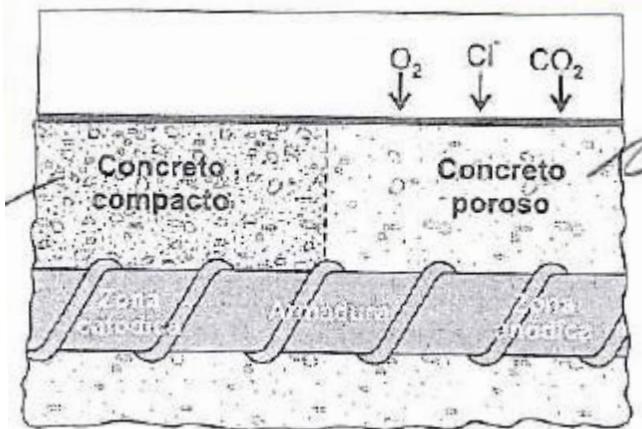
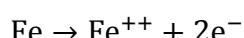


Figura 1.1: Efeito do maior ou menor acesso de oxigênio (Fonte: Cascudo, 1997)

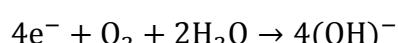
- 3) **Oxigênio:** o oxigênio é consumido na reação catódica, para a formação do óxido de ferro (ferrugem). Apesar de sua difusão no estado gasoso ser muito mais rápida do que no estado líquido, ele deve estar dissolvido para que seja consumido na reação. No entanto, no caso de concreto saturado a taxa de corrosão é baixa, pois o oxigênio, nestas condições, tem maior dificuldade de difusão.
- 4) **Agentes agressivos:** quando contidos ou absorvidos no concreto, tem o poder de acelerar o processo de corrosão e de despassivação.

O processo eletroquímico se caracteriza pela formação de células de concentração, onde parte da barra se torna anódica e outra parte se torna catódica. Simplificadamente, tem-se as seguintes reações:

Reações anódicas (corroída):

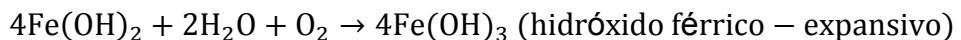


Reações catódicas (não-corroída):



Região intermediária (produtos de corrosão):





Os cátions ferrosos formados pela dissolução do metal na fase anódica são transferidos para a solução dos poros, enquanto os elétrons livres migram para a fase catódica, e na presença de água (eletrólito), ocorre a formação de íons hidroxila (OH^-). Como existe a continua migração de íons através do eletrólito, ocorre formação de ferrugem (produto da corrosão) pela combinação entre os íons hidroxila e os íons ferrosos.

Na corrosão do metal ocorre à perda gradativa da seção do aço, através das reações anódicas, levando ao comprometimento gradual da capacidade portante do elemento estrutura. Os produtos de corrosão originados ocupam volumes de 3 a 10 vezes superiores ao volume original, produzindo tensões internas capazes de superar a resistência à tração do concreto. Isto acarreta na ocorrência de fissuração e lascamento da camada do cobrimento, perda de aderência entre o concreto e a armadura, e diminuição da seção transversal das barras. Segundo Cánovas (1988), estas tensões internas podem chegar a 40 MPa.

A corrosão pode ser desencadeada por agentes que levam a despassivação da armadura, isto é, que destrói a barreira química imposta pela elevada alcalinidade do concreto, e que já foi citado anteriormente. Esses agentes podem ser sulfetos, nitritos, amônio, óxidos de enxofre, gás sulfídrico, fuligem, principalmente o O_2 e os íons cloretos, que são dois dos principais agentes naturais da despassivação das armaduras. Tais agentes podem já estar presentes na composição do concreto ou ser absorvidos pelo concreto, que podem, além de dar início ao processo, acabar acelerando o processo de corrosão, como os íons cloreto. Até mesmo a água pura pode agredir o concreto, através da lixiviação, pois ela é um solvente natural e devido ao tamanho de suas moléculas, estas penetram em poros muito finos, dissolvendo vários tipos de substâncias.

Tuutti (1982) propôs um modelo de vida útil das estruturas, baseando-se na ação corrosiva das armaduras, dividindo em duas fases: a primeira compreende o acesso dos agentes nocivos pela camada de cobrimento até o aço, levando a sua despassivação. Já a segunda fase é caracterizada pelo desencadeamento e progresso da corrosão, é quando surgem os sintomas da corrosão, como fissura, destacamento do concreto, perda de seção do aço. (Figura 1.2)

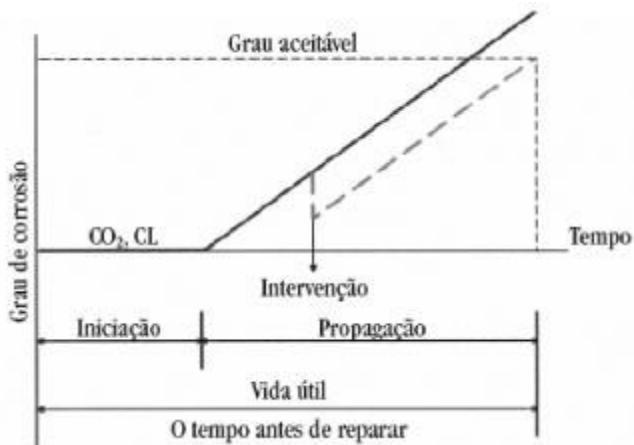


Figura 1.2: Modelo de vida útil proposto por Tuutti (Fonte: Cascudo, 1997)

Para Andrade (1992), o fator que define o período de iniciação demonstrado na figura é a ação dos íons cloreto e a diminuição do pH no entorno da armadura, causado por carbonatação. A agressividade do ambiente em que o concreto está inserido e a facilidade que estes agentes penetram na camada de concreto, irão determinar o tempo que irá durar o período de iniciação.

A ação extremamente deletéria dos cloretos vai desde a despassivação da armadura até participação plena no processo corrosivo. Conforme apresentado na figura 1.3, os íons cloreto, apresentam-se em três formas no concreto: quimicamente ligado ao aluminato tricálcico ($C_3A \cdot CaCl_2 \cdot 10H_2O$), adsorvido na superfície dos poros, e sob a forma de íons-livres. Haverá sempre um estado de equilíbrio entre as três formas de ocorrência desses íons, de forma que sempre existirá um certo teor de Cl^- livre na fase líquida do concreto. Esses cloretos livres são os que efetivamente causam preocupação.

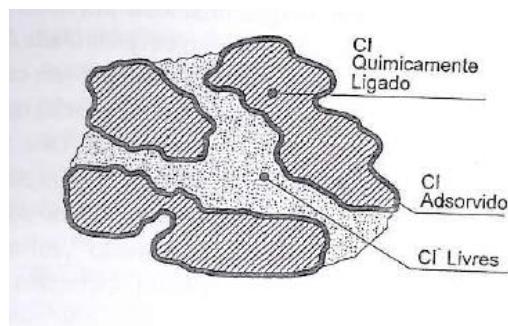


Figura 1.3: Formas de ocorrência de íons-cloreto na estrutura do concreto (Fonte: Cascudo, 1997)

A absorção é a responsável pela contaminação nas camadas mais expostas a molhagem e secagem do cobrimento pela ação dos intempéries. Já na região mais interior do concreto ocorre, basicamente, pela difusão. A figura a seguir representa o perfil típico de concentração dos cloretos ao longo do cobrimento de concreto, desde a superfície até a armadura, em uma peça de concreto onde ocorre a contaminação por meio externo.

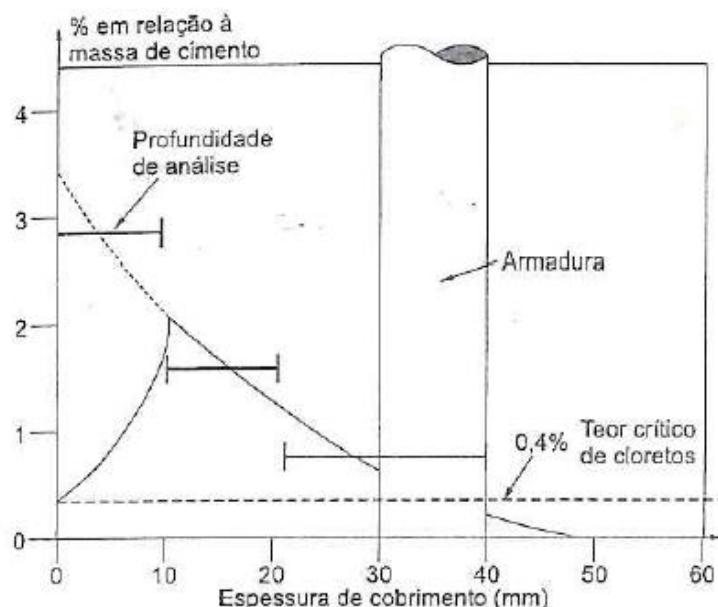


Figura 1.4: Perfil típico de concentração dos cloretos ao longo do cobrimento, em um concreto contaminado (Fonte: Cascudo, 1997)

Nota-se que a concentração na superfície tende a ser pequena devido à ação de lixiviação provocada pelas águas da chuva. Em zonas de molhagem e secagem, a lixiviação carreiam as soluções com cloreto, reduzindo, assim, esta concentração. A partir da superfície tem-se um ramo crescente na curva, onde predomina a absorção, até um limite máximo. A partir deste limite, a concentração tende a reduzir com a profundidade, porque a contaminação ocorre de fora para dentro.

Dependendo do tipo de agente que penetre no concreto terá diferentes tipos de ataque: ataque de íons cloreto causarão corrosão em pontos específicos e a carbonatação acarretará a despassivação da armadura de forma generalizada, degradando a barra em toda a extensão da camada carbonatada.

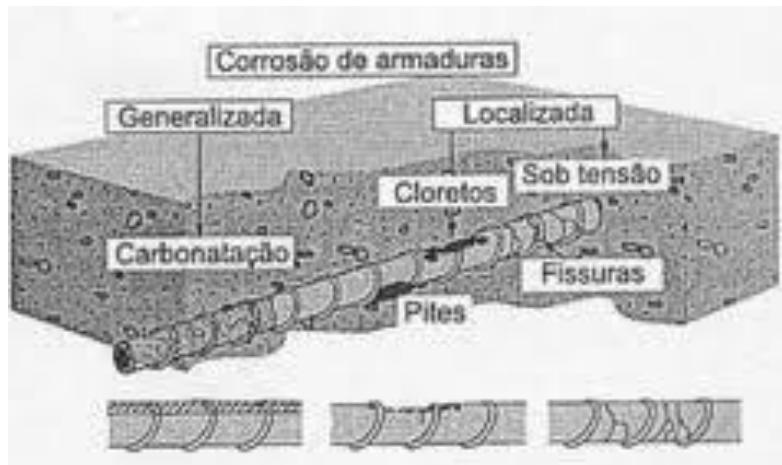


Figura 1.5: Tipos de corrosão e os fatores que o provocam (Fonte: Cascudo, 1997)

Existe um critério de avaliação do Comite Euro-International du Beton – CEB que estima uma provável taxa de corrosão no concreto armado, partindo da informação de resistividade do concreto. Estes parâmetros são respeitados e têm tido grande aceitação no meio técnico-científico. Foi utilizado o critério de taxa de corrosão recomendado pela CEB-FIP 192:1989, apresentado na tabela 1.1.

Tabela 1.1: Recomendação do CEB-FIP 192:1989 baseada na resistividade do concreto para estimar a provável taxa de corrosão (Fonte: Mehta e Monteiro, 2008)

Resistividade do concreto ($\Omega \cdot m$)	Taxa provável de corrosão	Nota
<50	Muito alta	1
50 a 100	Alta	2
100 a 150	Moderada	3
150 a 200	Baixa	4
> 200	Desprezível	5

1.4.1 Ataque de íons cloreto

Existe uma moderna teoria para explicar o efeito dos íons cloreto sobre a corrosão do aço, Teoria do Complexo Transitório, esquematizada na figura 1.6. Esta teoria afirma que os íons cloreto (Cl^-) competem com íons hidroxila (OH^-) para produção de íons ferrosos. Forma-se então um complexo solúvel de cloreto de ferro. Este pode difundir-se a partir das áreas anódicas destruindo a camada protetora de $Fe(OH)_2$ e permitindo a continuação do processo corrosivo. À certa distância do

eletrôdo o complexo é rompido, precipita o hidróxido de ferro e o íon cloreto fica livre para transportar mais íons ferrosos da área anódica. Uma vez que a corrosão não é estancada, mais íons de ferro continuam a migrar dentro do concreto, a partir do ponto de corrosão, e reagem também com o oxigênio para formar óxidos mais altos que induzem a um volume quatro vezes maior, causando tensões internas e fissuras no concreto. (Figura 1.6)

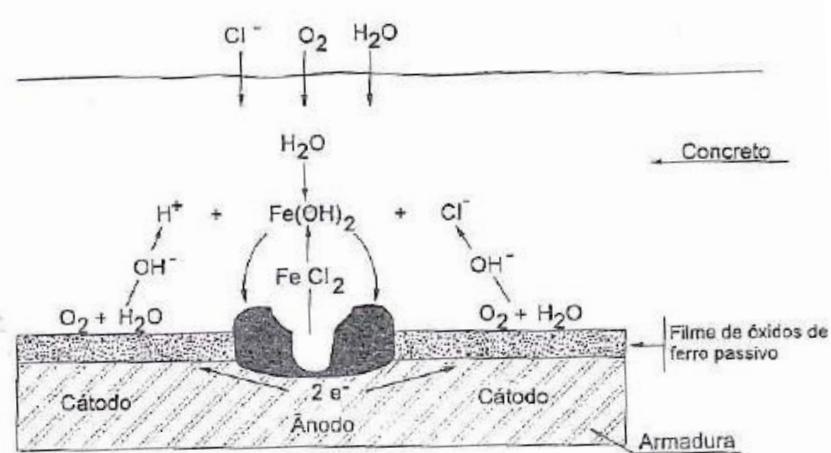


Figura 1.6: Esquema mostrando a corrosão por pite na qual Cl^- despassiva a armadura, formam o complexo transitório e depois são reciclados para novas reações (Fonte: Cascudo, 1997)

1.4.2 Avaliação de teores de cloreto

Apesar de conhecida a influência negativa do teor de cloretos quanto à durabilidade das estruturas de concreto armado, a norma brasileira não apresenta uma metodologia específica para avaliar estes teores. Diante disto, os métodos disponibilizados pela ASTM são frequentemente utilizados aqui no Brasil, sendo eles: ASTM – C.1152 (ASTM,1990), fornece a quantidade de cloretos totais através da dissolução em ácido; e a ASTM – 1218 (ASTM,1992), indica a quantidade de cloretos dissolvidos nos poros capilares do concreto.

Um parâmetro estudado em laboratório, que reproduz melhor os fatores que influenciam a passivação do aço sob a ação dos íons cloretos, é a relação entre a concentração de cloretos livres e a dos íons hidroxila, contidos na solução intersticial dos poros do concreto (Cl^-/OH^-). Entretanto, a sua determinação em concreto é de difícil execução.

As tolerâncias máximas usuais, de teores de cloreto, disponíveis na maioria das normas e recomendações internacionais adotam o percentual de cloretos em relação à massa de cimento por m³ de concreto. Este valor limite de íons cloretos representa o momento onde se tem o início do processo de corrosão do aço, no interior do concreto.

O limite do teor de íons cloreto presentes no concreto é bastante conflitante entre os autores. Para PETTERSSON; SANDEBERG (1997), esta concentração limite de cloretos está entre 0,17 e 2,5% em relação à massa de cimento. KROPP (1995) admite que esta concentração limite pode variar de 0 a 1% de cloretos em relação à massa cimento. Já SCHIESSL; BAKKER (1988) afirmam que o valor de 0,4% de cloreto em relação à massa de cimento, normalmente, é um bom critério para minimizar o perigo da corrosão, especialmente nos casos de concretos não carbonatados. Para concretos carbonatados, este valor pode ser consideravelmente baixo.

A dificuldade em se determinar a concentração crítica de cloretos discorre da complexidade dos fatores intervenientes. Para os autores KROPP (1995) e PETTERSSON; SANDEBERG (1997) são fatores intervenientes: a carbonatação do concreto, a relação água/cimento, o tipo de cimento, o percentual de cloretos livres em relação aos cloretos totais, tipo de sal contaminante (NaCl, CaCl₂, KCl), temperatura, disponibilidade de oxigênio e estado de umidade do concreto.

No Brasil, a NBR 6118 especifica um limite máximo de cloretos de 500mg/l, em relação à água de amassamento. Cascudo (1997), converteu este limite para que fosse expresso em relação à massa de cimento, considerando um concreto usual, chegou a um valor correspondente a aproximadamente 0,03%, o que demonstra a rigorosidade da norma brasileira em comparação com as normas estrangeiras apresentadas.

A utilização de concretos de baixa relação água/cimento não são suficientes para garantir a boa performance, quanto a durabilidade requerida para estas estruturas, sob a ação dos cloretos. Segundo BERKE et al. (1988), é o que vem indicando os problemas de corrosão observados em estruturas de concreto armado, expostas a concentrações elevadas de cloretos.

Pesquisas desenvolvidas por autores como BERKE et al. (1988), vêm demonstrando que o uso de adições minerais no concreto, particularmente a sílica

ativa, reduzem a capacidade de difusibilidade dos íons cloretos no interior do concreto. O que ocorre é um refinamento dos poros capilares, que tem melhorado a performance dos concretos, sob ação agressiva dos cloretos (HELENE (1993) e DAL MOLIN (1995)).

Outra classificação, referente à resistência a ensaio, da ASTM-C 1202-94, é por medição da carga passante, em Coulombs. Esta classificação, segundo BERKE et al. (1988), tem forte correlação com o coeficiente efetivo de difusão de cloretos, podendo ser utilizada para especificar concretos sujeitos ao ataque de íons cloretos. GAGNÉ et al. (1993) obtiveram bons resultados de correlação com o ensaio da ASTM-C.1202-94, afirmando que este ensaio, apesar de ser uma medida indireta da permeabilidade ao cloreto, pode dar informações importantes acerca da proteção oferecida por diversos tipos de concretos, sob ação dos cloretos.

Na tabela 1.2, abaixo, segue a correlação direta entre a percolação de íons cloreto e os valores de carga passante (Coulomb), obtida através do ensaio rápido de permeabilidade. Estes valores estão presentes nos trabalhos de BERKE et al. (1988), GAGNÉ et al. (1993) e RAMEZANIANPOUR; MALHOTRA (1995).

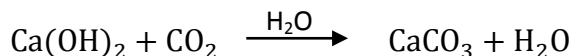
Tabela 1.2 Penetração de cloretos baseado na carga passante (ASTM-C.1202-94)

Carga passante em (Coulombs)	Percolação de cloretos
>4000	Alta
2000 a 4000	Moderada
1000 a 2000	Baixa
100 a 1000	Muito baixa
< 100	Desprezível

No trabalho de GAGNÉ et al. (1993), a sílica ativa se mostrou bastante efetiva na redução da permeabilidade do concreto aos cloretos, confirmando a eficiência dessa adição, obtidos nos coeficientes de difusão efetiva de cloretos, citados anteriormente. Com os resultados obtidos, afirmam que o percentual ótimo de adição de sílica ativa é de 7,5% da massa de cimento. Teores maiores não trazem redução significativa da permeabilidade que compense o seu emprego.

1.4.2 Carbonatação

Geralmente a carbonatação do concreto é condição essencial para o início da corrosão das armaduras, pois, segundo Cascudo (1997), quando a armadura está envolvida por concreto carbonatado, pode sofrer corrosão como se estivesse exposta à atmosfera, sem qualquer tipo de proteção, com o agravante de que a umidade permanece no interior do concreto por mais tempo do que se estivesse exposta ao ar. A questão é que o concreto encontra-se num meio altamente alcalino, as custas, principalmente, da presença de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ liberado nas reações de hidratação do cimento. O processo de carbonatação se trata da redução do $\text{Ca}(\text{OH})_2$ através da ação do CO_2 advindo do ar. Sua reação simplificada está apresentada a seguir:



A velocidade deste processo é lenta e vai se atenuando com o tempo, pois este produto CaCO_3 (carbonato de cálcio) vai colmatando os poros superficiais, dificultando cada vez mais o acesso de CO_2 presente no ar, ao interior do concreto. Outra questão é a própria hidratação crescente do concreto.

O pH do precipitado carbonato de cálcio (CaCO_3) é da ordem de 9,4 (à temperatura ambiente), ocasionando uma alteração substancial nas condições de estabilidade química da película passivadora do aço.

Uma característica do processo de carbonatação é a existência de uma “frente” de carbonatação, é ela quem separa duas zonas com pH muito diferentes (uma zona com pH menor que 9 – carbonatada e outra zona com pH maior que 12 – não carbonatada). É importante que esta frente não atinja a armadura, sob a pena de despassivá-la.

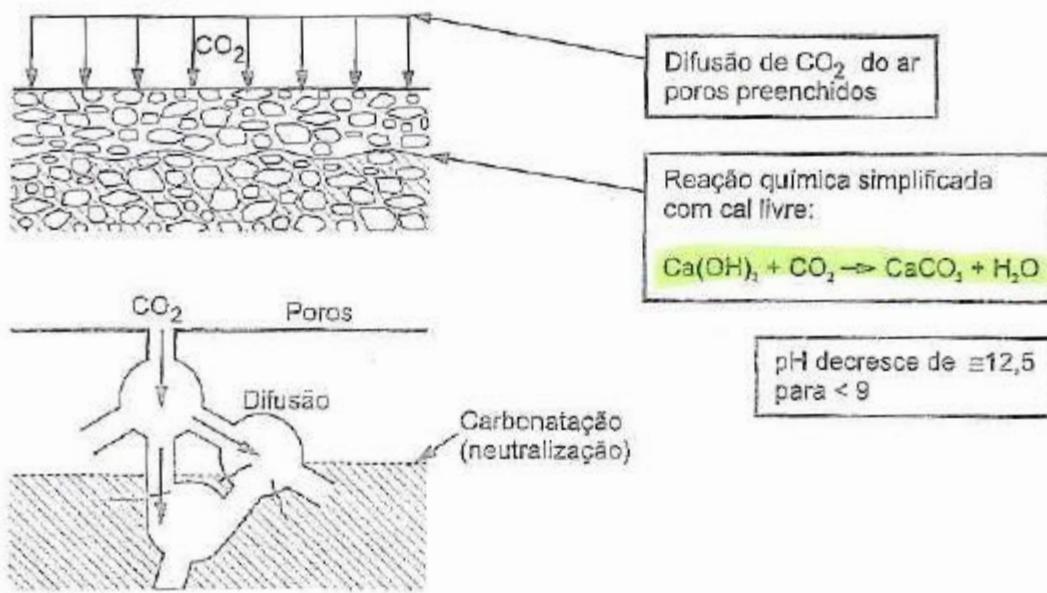


Figura 1.7: Representação esquemática do processo de carbonatação (Fonte: Cascudo, 1997)

A difusão é o mecanismo de transporte do agente da carbonatação (CO_2), pode ocorrer no estado gasoso e dissolvido em líquido (sendo a velocidade do estado gasoso da ordem de 104 vezes mais alto). Da mesma forma que para os íons cloreto o ideal é que os poros estejam parcialmente preenchidos por água, na carbonatação também o é. Além disto, basicamente os mesmos fatores intervenientes no ataque por íons cloreto também interveem na carbonatação, sendo eles: transporte, lançamento, adensamento e cura do concreto; condições ambientais; tipo de cimento; e umidade do ambiente.

2 METODOLOGIA

A metodologia realizada neste estudo baseou-se numa análise por amostragem. Cerca de 34% da extensão da orla de Boa Viagem foi avaliada, o que corresponde a 2,7, de um total de 8 quilômetros. Foram selecionados trechos, nomeados por A, B e C, que estão distribuídos no início, meio e fim da orla, conforme representado na figura 2.1.



Figura 2.1: Representação das localidades dos trechos A, B e C analisados (Fonte: Google Earth)

A análise foi elaborada em duas distintas etapas, onde primeiramente foi feito uma inspeção preliminar, e uma posteriormente, uma inspeção detalhada.

À nível de uma inspeção preliminar foi feito um exame visual caracterizando-se os sintomas encontrados, nos aproximados 1080 bancos inseridos ao longo dos trechos A, B e C. O método visual é capaz de fornecer informações suficientes para uma análise satisfatória, de modo que apenas proporcione uma primeira indicação da ocorrência do problema. Dentre as informações obtidas com os métodos visuais, destacam-se: presença de manchas de produtos de corrosão, cor desses produtos, aspectos morfológicos do ataque (se corrosão localizada ou generalizada), presença de fissuras acompanhadas de seus quadros sintomatológicos típicos. etc.

Para quantificar a extensão da deterioração e caracterizá-las foram realizadas inspeções mais detalhadas, onde apenas três bancos foram avaliados, cada um representando um dos trechos. Nesta etapa, buscando-se ter evidências da natureza do processo corrosivo, foram realizados ensaios para avaliar a frente de carbonatação e os teores de cloreto. Procurou-se, também, estimar a disposição da estrutura dos bancos através do ensaio de pacometria, capaz de determinar a espessura do cobrimento e a localização das armaduras. E para avaliar o quadro

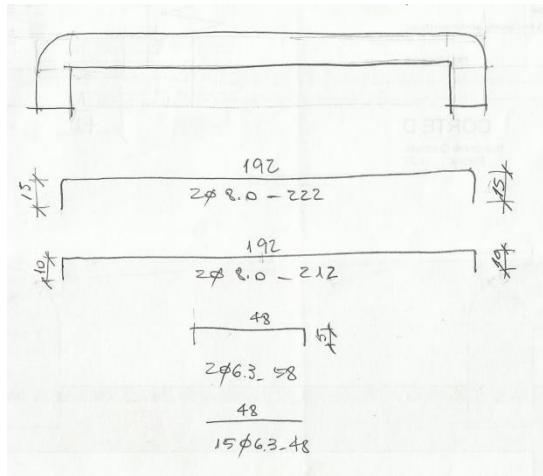
corrosivo na estrutura, empregou-se o método eletroquímico para determinação da resistividade do concreto.

3 CARACTERÍSTICAS DOS BANCOS

Todos os bancos da orla seguem o mesmo padrão dimensional e estético, a única diferença está em suas disposições, pois há trechos em que a parte inferior é vazada e outros não, como representados no esquema na figura 3.2, abaixo. Esta distinção interferiu somente na execução dos ensaios de pacometria realizados em campo, mas isto será mencionado com detalhes no item 6.1.1.1.

A EMLURB (Empresa de Limpeza Urbana) é vinculada à Secretaria de Serviços Públicos da Prefeitura do Recife e participou da implantação do projeto de restauração da orla. Devido a imprescindível necessidade de obtenção dos projetos dos bancos para dar seguimento ao trabalho, foi feita a solicitação dos mesmos perante a empresa envolvida. Depois de muita dificuldade e um longo período de espera, foram disponibilizados os projetos em planta baixa, detalhes do banco e um croqui feito a mão mostrando detalhes da armadura (Anexo C).

A veracidade quanto à versão dos projetos disponibilizados é um tanto quanto duvidosa, pois aparentemente, a EMLURB já não obtinha mais estes projetos e a demora para sua disponibilização discorreu por motivos de busca. Até mesmo o croqui (figura 3.1(a)), enviado com o detalhamento da armadura, não esta conforme o executado em campo, e isto é possível afirmar porque alguns bancos tiveram o cobrimento longitudinal totalmente destacados, de modo que a ferragem esta totalmente exposta (figura 3.1(b)), tornando perceptível notar a divergência entre ambos.



(a)



(b)

Figura 3.1: Divergência entre o croqui, com detalhe da armadura, e o banco com armadura exposta encontrado *in situ*

Apesar dos problemas enfrentados com os projetos concedidos, eles foram utilizados como referencia para o embasamento do trabalho. Apenas o croqui com detalhamento da armadura, foi descartado na análise, visto que foi provada a sua inconsistência.

Conforme consta no projeto, as características apresentadas para o concreto são: fck de 40MPa, e camada de cobrimento de 4cm. Quanto às dimensões dos bancos pode-se observar no esquema representado na figura 3.2.

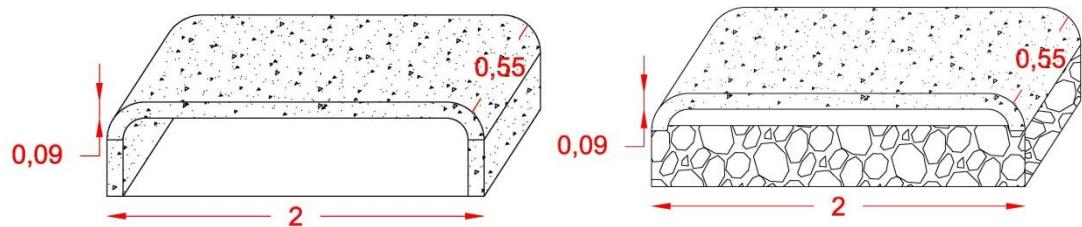
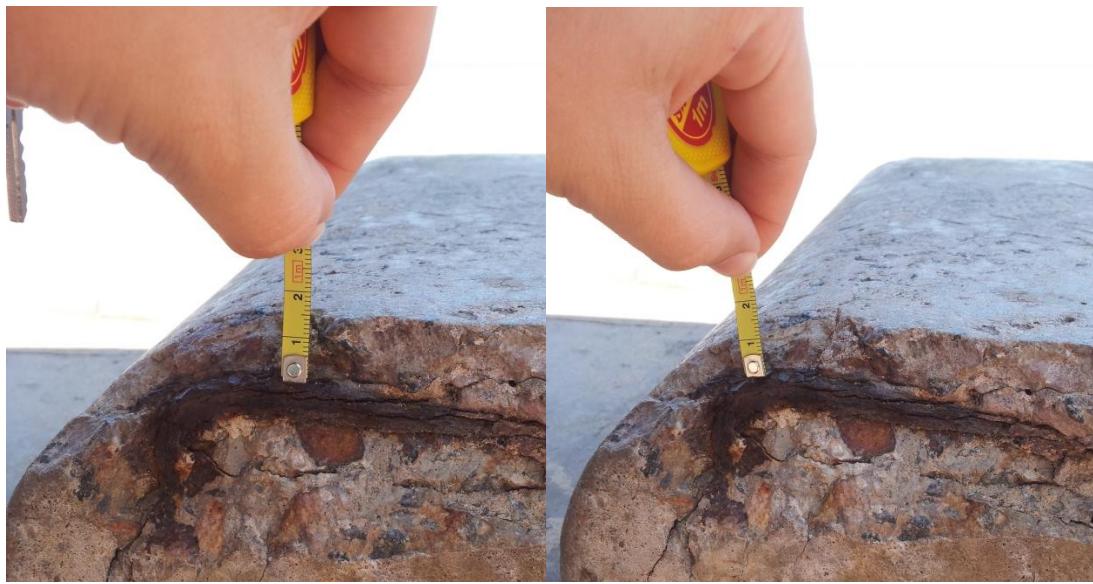


Figura 3.2: Esquema representativos dos bancos existentes na orla de Boa Viagem



(a)

(b)

Figura 3.3: Espessura da camada de cobrimento



(a)

(b)

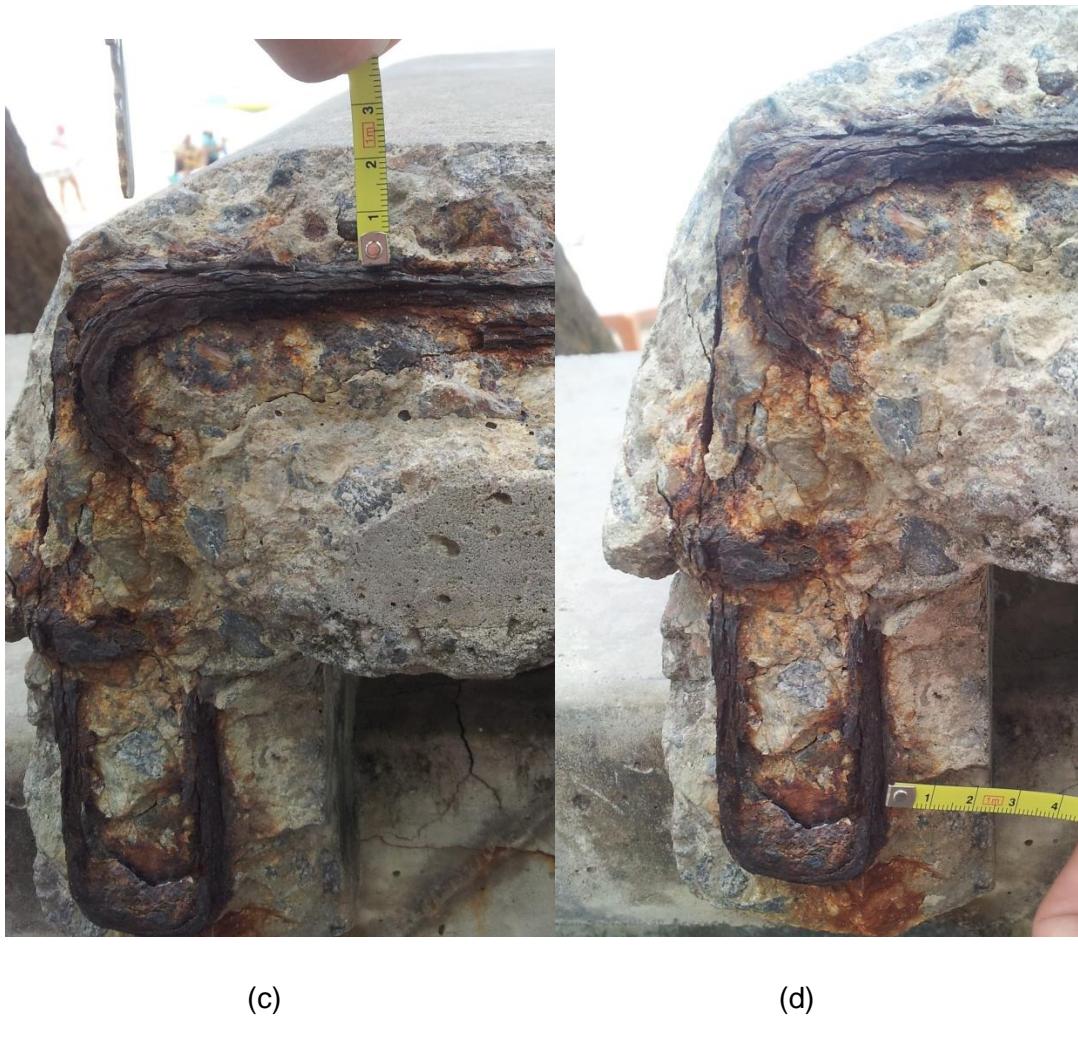


Figura 3.4: Espessura da camada de cobrimento

Devido às condições de alguns bancos da orla, em que ocorreu o destacamento da camada de cobrimento longitudinal, foi possível avaliar a camada de cobrimento. Nas figuras 3.3 (a) e (b), é possível demonstrar que a camada de cobrimento na quina do banco é menor do que nos outros pontos do banco. E nas figuras 3.4 (a), (b), (c) e (d) mostram os diferentes cobrimentos em diferentes pontos de um mesmo banco.

4 LOCALIZAÇÃO DOS TRECHOS

4.1 Trecho A

Com uma extensão correspondente a 650 metros, este trecho situa-se no início da orla de Boa Viagem, sentido sul-norte. Segue um esquema para facilitar a visualização da localização do trecho na figura 4.1.

A região da praia de Boa Viagem compreendida no trecho A se caracteriza por ser pouco frequentada por banhistas, consequentemente, o contato do banco com o usuário vestindo roupa de banho molhada com a água salina quase que inexiste. Outra questão é que, neste trecho, não há a ocorrência de respingos diretos do mar no banco, visto que apresenta uma considerável faixa de areia que os afasta, mesmo em momentos de maré alta.



Figura 4.1: Visualização do trecho A (Fonte: Google Earth)

4.2 Trecho B

O trecho B abrange uma extensão com cerca de 1,5 quilômetros, passa por pontos referenciais como o Parque Dona Lindu e Feirinha de Boa Viagem. Para uma melhor visualização foi elaborado um esquema representado na figura 4.2.

Este trecho caracteriza-se por ser bastante frequentado por banhistas diariamente, por isto há certo contato indireto dos bancos com a água salina que fica retida nas roupas de banho dos usuários. Neste caso, há outra questão relevante que influencia na qualidade dos bancos, este trecho tem sofrido um forte impacto com o avanço do mar, e ao longo de sua extensão é composto por uma contenção de pedras implantados para proteção a orla. O que ocorre é que em período de maré cheia, a água que impacta na contenção ressalta diretamente sobre os bancos através de respingos.



Figura 4.2: Visualização do trecho B (Fonte: Google Earth)

4.3 Trecho C

Com uma extensão correspondente a 550 metros, tem início no 3º jardim da Av. Boa Viagem. Pode ser melhor visualizado segundo o esquema representado na figura 4.3.

O trecho C caracteriza-se pela baixa frequência de banhistas, e pela existência de uma singularidade na praia da região, seja ela uma espécie de duna. Os montes de areia decorrentes em trechos da região, de certa forma, podem “proteger” um pouco estes bancos, pois acabam por desviar o fluxo do vento/névoa salina.

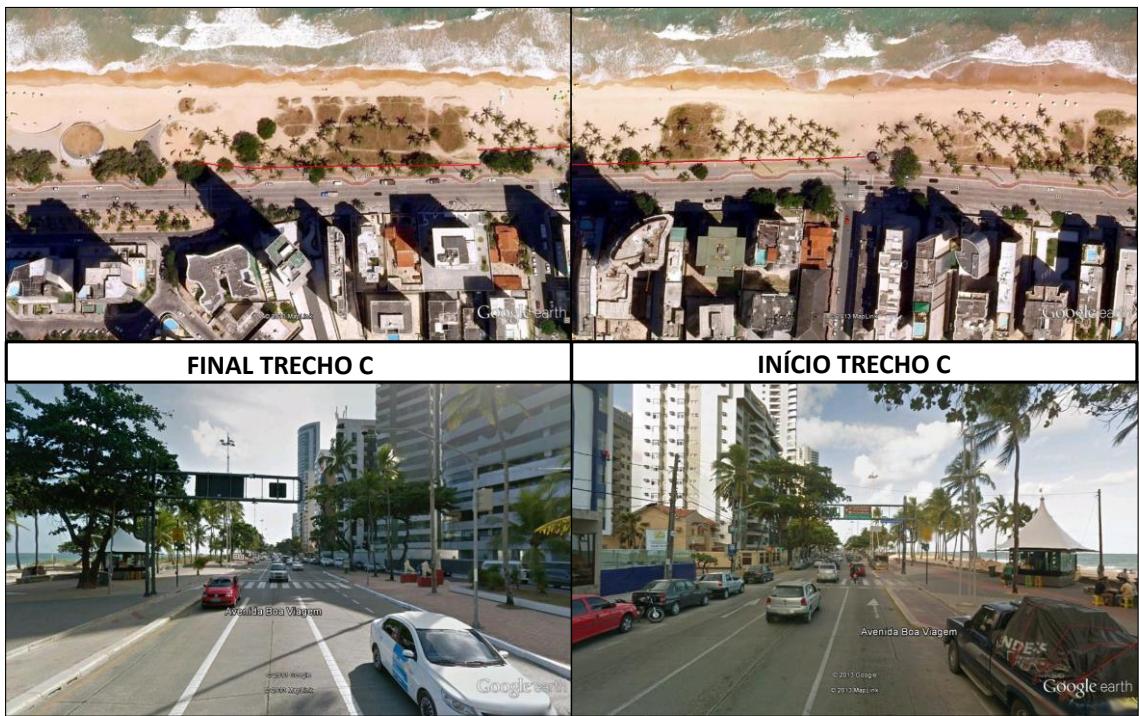


Figura 4.3: Visualização do trecho C (Fonte: Google Earth)

5 INSPEÇÃO VISUAL

A inspeção visual ocorreu em todos os bancos compreendidos nos trechos A, B e C, descritos acima. Buscou-se identificar a existência da corrosão e analisar a natureza do ataque, que, segundo a revisão bibliográfica, podem ser desencadeadas, basicamente por despassivação do aço pela carbonatação do concreto e a despassivação pela atuação dos cloretos.

As patologias foram classificadas de acordo com o grau do avanço da deterioração. Com isto, foram subdivididos em 3 grupos, sendo eles: sem deterioração aparente; fissura e mancha de corrosão; e destacamento do cobrimento.

5.1 Situação do trecho A

Neste trecho, houve uma distribuição considerável dos bancos em todas as classes patológicas. Estão representadas, na figura 5.1, algumas imagens levantadas na inspeção visual.

A face inferior do banco pode ser visualizada na figura 5.1(b), que apresenta uma fissura transversal ao banco. Na figura 5.1(c), o cobrimento lateral longitudinal do banco está quase que totalmente destacado, deixando exposta a armadura e tornando possível perceber a disposição das ferragens no banco. Já na figura 5.1(d), nota-se uma patologia característica destes bancos, pois se repete frequentemente, ora em menor proporção, ora em maior, mas sempre nos mesmos pontos.



(a)

(b)



(c)

(d)

Figura 5.1: Patologias nos bancos - trecho A

5.2 Situação do trecho B

Este trecho é o mais desgastado entre os analisados, como apresentado na figura 5.2, pode-se notar os diversos tipos de degradação encontrados, onde uma parcela significativa deles está em condições extremas. Na figura 5.2(a) é possível verificar uma fissura na lateral longitudinal do banco, paralela a armadura, que provavelmente foi provocada pelo aumento de volume da armadura devido ao processo de corrosão do aço.

Um caso excepcional foi encontrado neste trecho, conforme apresentado na figura 5.2(b), observa-se um defeito na concretagem, mais especificamente, segregação dos componentes do concreto. Já, nas figuras 5.2 (c) e (d), nota-se as evidências da corrosão, seja pelas manchas de cores características de corrosão, ou seja pela armadura longitudinal exposta, devido ao destaqueamento da camada de cobrimento de concreto, respectivamente.

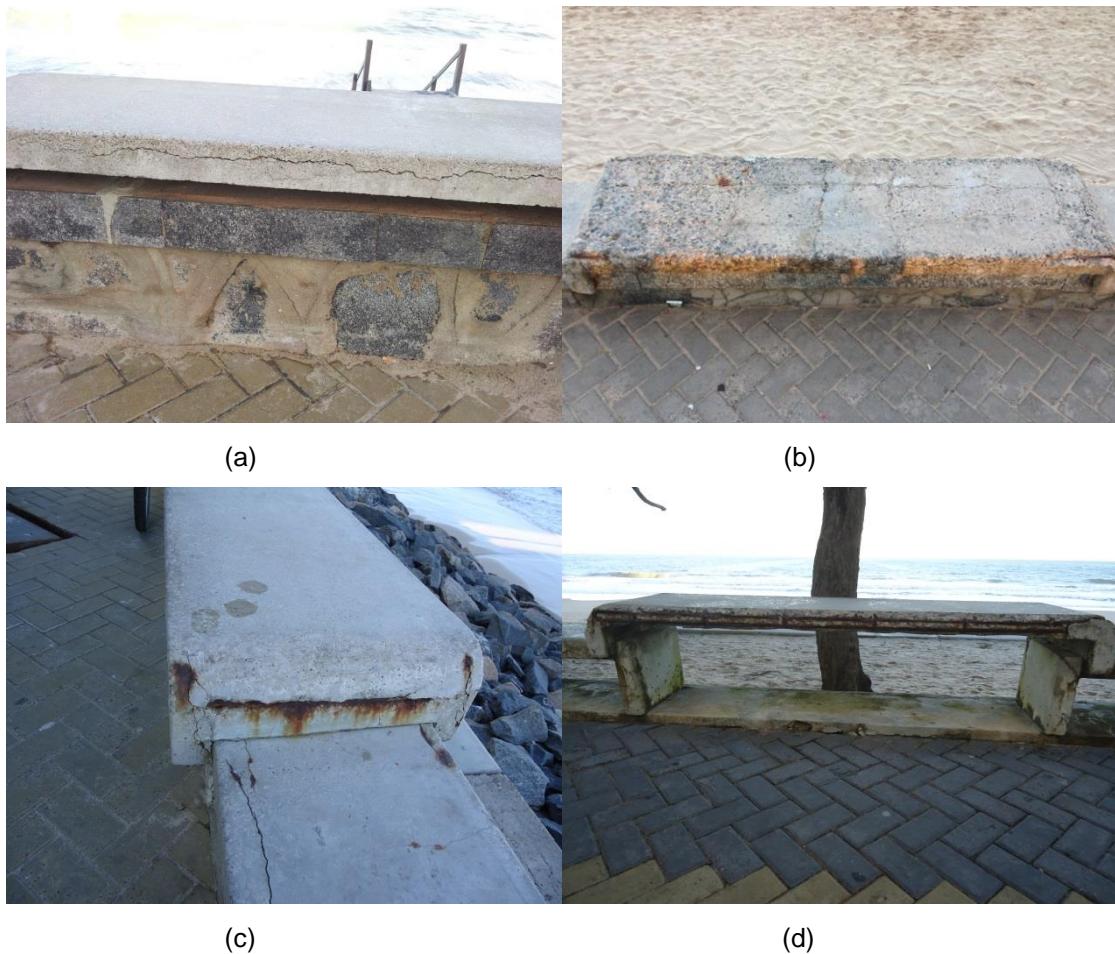


Figura 5.2: Degradação dos bancos no trecho B

5.3 Situação do trecho C

Neste trecho foram encontrados os bancos mais conservados da orla, onde na sua maioria estava sem qualquer dano aparente. O caso mais incidente foi basicamente a questão referente às extremidades longitudinais, com uma ínfima ponta da armadura exposta. Foi possível observar, como segue na figura 5.3, que neste trecho foram feitos reparos, aparentemente com uma espécie de durepoxi.



(a)

(b)

Figura 5.3: Degradação dos bancos no trecho C

6 INSPEÇÃO DETALHADA

6.1 Ensaios de campo

Depois da análise visual, foram realizados levantamentos e ensaios em campo objetivando quantificar e qualificar a degradação na estrutura. Para executar esta análise foram selecionados três bancos característicos para representar os trechos, sendo um no trecho A, outro no trecho B e mais um no trecho C.

Constatada a existência da corrosão nas armaduras, foi empregada a análise de natureza eletroquímica para obter a resistividade do concreto e, assim, avaliar a corrosão. Já, para verificar a disposição das armaduras nos bancos, assim como a camada de cobrimento foi realizado o ensaio de pacometria. Estes dois ensaios mencionado tem caráter não destrutivos.

Para a elucidação da natureza do ataque ou causa fundamental do processo de corrosão foram utilizados métodos para a avaliação por frente de carbonatação e para a determinação dos teores de cloreto. Como estes ensaios têm caráter destrutivo, foi necessário solicitar uma autorização perante a EMLURB, que foi concebida pela atual presidente Fernandha Batista.

6.1.1 Ensaios não-destrutivos

6.1.1.1 Pacometria

Este ensaio foi realizado com HILTI - PS 200 S FERROSCAN e o intuito foi dar condições de avaliar o cobrimento das armaduras, comparando o real com o especificado em projeto, e a localização das barras. Como o croqui repassado pela EMLURB com o detalhamento da armadura dos bancos foi descartado, não será possível avaliar os resultados obtidos referente a disposição das barras. Os resultados do ensaio estão apresentados no ANEXO B.

Nos bancos localizados nos trecho A e B, foi possível fazer a leitura de pacometria nas faces superior e inferior. Já, no banco localizado no trecho C, só foi possível ensaiar na face superior, pois parte de baixo do banco não era vazada, existia um obstáculo. A figura 6.1, abaixo mostra a realização do ensaio de

pacometria, em figura6.1(a) a leitura ocorre na face superior e na figura6.1(b), na face inferior.



Figura 6.1: Ensaio de pacometria

Às figuras 6.2 e 6.3, abaixo, representam os resultados de pacometria do banco no trecho A, sendo um na face superior e outro na inferior, respectivamente. E nas figuras 6.4 e 6.5, são os resultados do trecho B, também nas duas faces. É possível observar que a camada de cobrimento esta variando, e que na face superior corresponde a 2cm, já na face inferior no ponto mais crítico, fica em torno de 1cm.

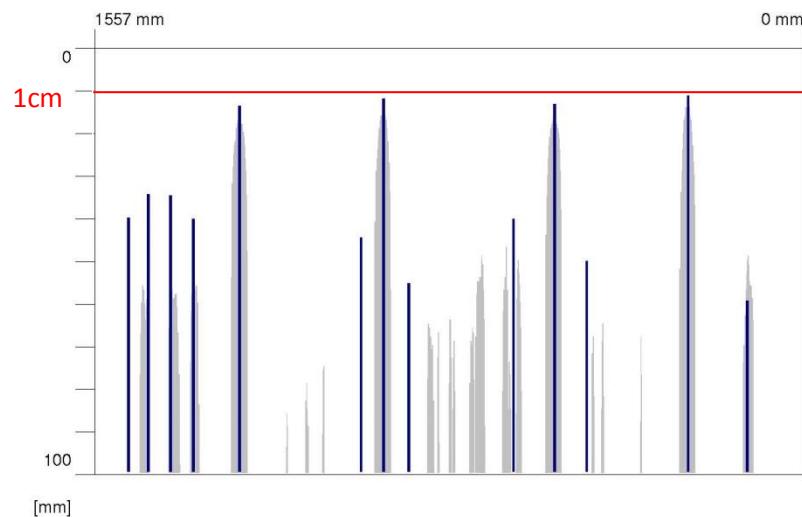


Figura 6.2: Cobrimento crítico na face inferior (Trecho A)

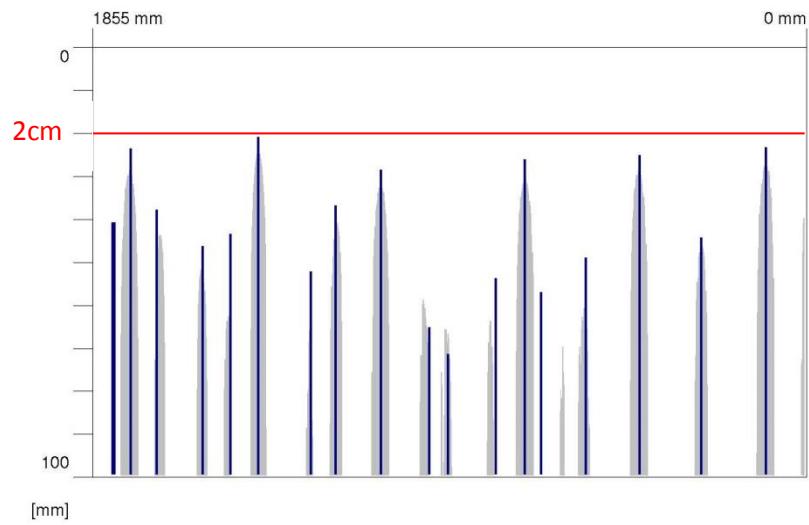


Figura 6.3: Cobrimento crítico na face superior (Trecho A)

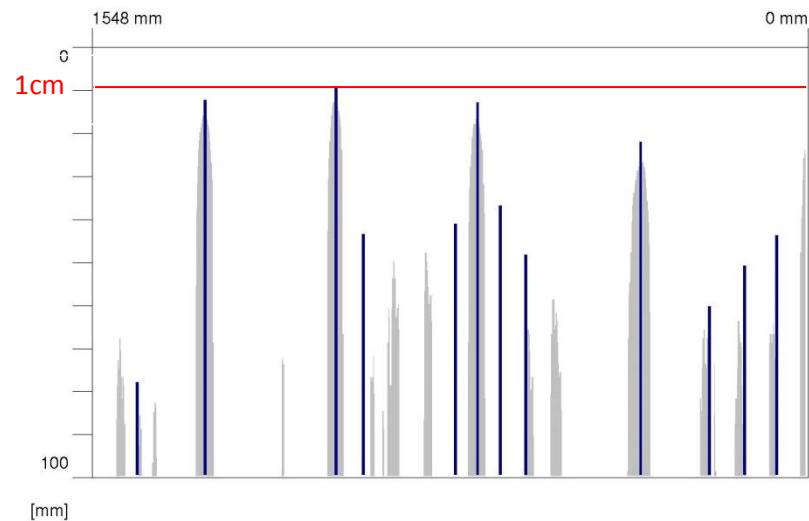


Figura 6.4: Cobrimento crítico na face inferior (Trecho B)

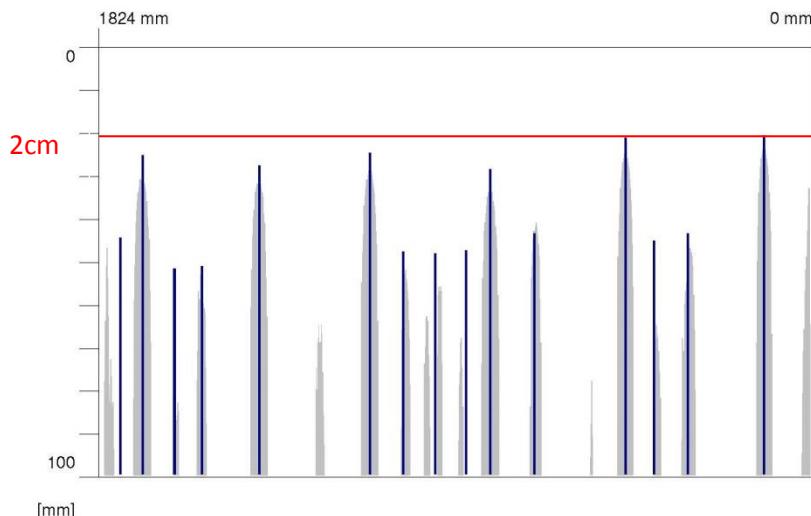


Figura 6.5: Cobrimento crítico na face superior (Trecho B)

6.1.1.2 Resistividade do concreto

O ensaio eletroquímico de resistividade do concreto é uma ferramenta muito útil para o controle e monitoramento da corrosão das armaduras, com ele foi possível obter a provável taxa de corrosão.

A umidade do concreto tem influência na leitura de resistividade elétrica, onde, quanto mais saturado os poros do concreto, menor será a resistividade e mais elevada será a velocidade de corrosão. Diante disto, os bancos foram primeiramente molhados para seguir com a execução do ensaio, como apresentado na figura 6.6. Em seguida, na tabela 6.1 estão os resultados obtidos com o ensaio de resistividade



Figura 6.6: Ensaio de resistividade

Tabela 6.1: Resultados obtidos no ensaio de Resistividade

Resistividade ($\Omega \cdot m$)			
Leitura	Banco Trecho A	Banco Trecho B	Banco Trecho C
1	20	5	41,2
2	10,6	28	39,4
3	14,2	32	37,4
4	19,9	5	30,4
5	24,3	11	40,2
Média	17,8	16,2	37,72
Mínima	10,6	5	30,4

6.1.2 Ensaios destrutivos

6.1.2.1 Teor de cloretos

Foram coletadas amostras do lado leste (nascente) e lado oeste (poente) dos bancos nos trechos A e C, enquanto que no trecho B foi coletada somente a leste. A intenção de coletar amostras nos dois lados dos bancos foi para verificar a existência de alguma influencia, no teor de cloreto, provocada pela localização de

exposição direta ao sol e mar. As retirada das amostras em campo estão apresentadas na figura 6.7.



Figura 6.7: Coleta de amostras para ensaio de cloretos totais

O ensaio para determinação de cloretos foi realizado pela SM Controle de Qualidade Ltda, segundo relatório 2917/13, anexo B. As amostras foram enviadas em blocos, nas quais as pedras foram separadas e as amostras a analisar pulverizadas de modo a passarem na peneira nº20. Os cloretos foram determinados por titulação potenciométrica usando eletrodo seletivo para cloretos, de acordo com o método ASTM C 1152- Standard Method for Acid-Soluble Chloride in Mortar and Concrete.

Os resultados do laboratório apresentam-se em teor de cloretos por m^3 de concreto. Estes valores foram transformados para teor de cloretos por m^3 de cimento, para possibilitar uma comparação com os teores limites apresentados na fundamentação teórica, que estão em relação ao m^3 de cimento. Para tal, foi necessário adotar alguns dados que não foram informados no projeto doados pela EMLURB. Como o concreto possui f_{ck} de 40MPa, é condizente adotar um consumo de cimento de 400kg/ m^3 , e a densidade do concreto seco foi considerada $\delta_{seco} = 2300\text{kg}/m^3$. Podemos verificar resultados na tabela 6.2.

Tabela 6.2: Resultados obtidos no ensaio de Cloretos Totais, apresentados em função da massa de concreto e em função da massa de cimento.

Referência das amostras	$\text{Cl}^- / \text{massa de concreto} (\% \text{Cl}-)$	$\text{Cl}^- / \text{massa de cimento} (\% \text{Cl}-)$
A leste	0,18	1,05
A oeste	0,23	1,35
B	0,42	2,44
C leste	0,20	1,14
C oeste	0,29	1,67

6.1.2.2 Carbonatação

Para os ensaios de carbonatação foram aproveitadas as aberturas feitas na retirada de amostras para o ensaio de perfil de cloreto. O ensaio foi realizado com aspersão de fenolftaleína, e os resultados obtidos estão apresentados a seguir.

Trecho A: Não houve ocorrência de carbonatação.



Figura 6.8: Ensaio de carbonatação com aspersão de fenolftaleína (Trecho A)

Trecho B: Não houve ocorrência de carbonatação

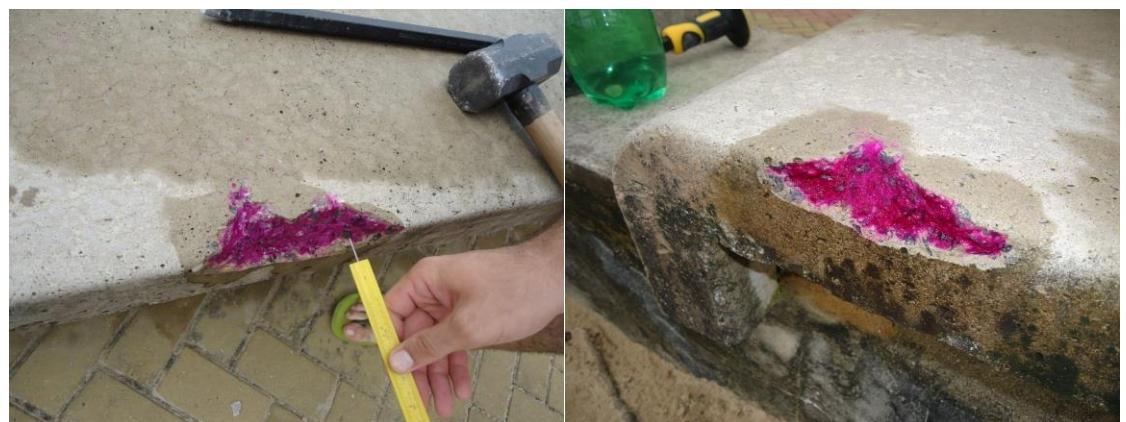


(a)

(b)

Figura 6.9: Ensaio de carbonatação com aspersão de fenolftaleína (Trecho B)

Trecho C: Ocorrência de carbonatação, sendo 9mm a jusante (oeste) e 2mm a montante (leste)



(a)

(b)

Figura 6.10: Ensaio de carbonatação com aspersão de fenolftaleína (Trecho C)

7 DISCUÇÕES DOS RESULTADOS

7.1 Características dos bancos

No item 3 deste trabalho, foram apresentadas as características de projeto, e as correspondentes aos bancos (meio físico), que foram possíveis se avaliar por conta do destacamento da camada de cobrimento. Antes de confrontar estas informações, é importante levar em consideração o que é recomendado pela norma brasileira.

De acordo com a NBR 6118 (2007), como o ambiente no qual os bancos estão inseridos classifica-se em agressividade ambiental IV, recomenda-se a utilização de um cobrimento nominal de 45mm, para tolerância de execução (Δc) de 10mm e para concretagens nas obras correntes. Para casos em que houver adequado controle de qualidade e rígidos limites de tolerância da variabilidade das medidas durante a execução, pode ser adotado o valor da tolerância igual a 5mm. Resumidamente, temos:

$C_{nominal} = 45\text{mm}$; $\Delta c_1 = 10\text{mm}$ (concretagem em obras correntes)

$\Delta c_2 = 5\text{mm}$ (controle rigoroso de concretagem)

O cobrimento mínimo, ainda de acordo com a NBR 6118 (2007), é dada pela seguinte fórmula:

$$C_{nominal} = C_{mínimo} + \Delta c$$

Diante disto, analisando as duas possibilidades, temos:

$C_{mínimo_1} = 35\text{mm}$; $C_{nominal} = 45\text{mm}$

$C_{mínimo_2} = 35\text{mm}$; $C_{nominal} = 40\text{mm}$.

Como o projeto adota cobrimento mínimo de 40mm para os bancos, provou-se que está em concordância com a norma brasileira. Entretanto, conforme demonstrado no item 3, com o registro de fotos, os cobrimentos dos bancos levantados em campo deram inferiores aos 4cm definidos em projeto. Houve uma variação da camada

de cobrimento, apresentando-se desde 0,5cm, até, aproximadamente, 2,5cm. Está registrada, então, uma divergência entre as especificações do projeto e o executado.

7.2 Inspeção visual

As patologias encontradas nos bancos inspecionados são, basicamente, as seguintes:

- Fissuras no concreto paralelas às armaduras;
- Fragmentação e destacamento do cobrimento;
- Lascamento do concreto em estágios avançados;
- Exposição das armaduras corroídas, geralmente apresentando produtos que se avolumam radialmente às barras, sob a forma de “crosta de ferrugem”, ou mesmo apresentando perda acentuada de seção, em geral mostrando arugosidade superficial excessiva das barras;
- Comprometimento da aderência aço-concreto;
- Manchas “ferruginosas” na superfície do concreto.

Diante do verificado em campo e exposto ao longo de todo o trabalho, foi possível verificar que o ponto crítico dos bancos encontra-se nas quinas. Frequentemente são encontradas patologias nestes pontos, existem casos de que os bancos não apresentavam qualquer outro tipo de degradação aparente, somente o aço exposto nas quinas. Já inúmeros outros bancos começavam com o fissuramento, manchas de corrosão ou destacamento da camada de cobrimento, sempre nesta região.

Estas quinas foram desfavorecidas na execução dos bancos, pois se o cobrimento de projeto, 4cm, não foi atendido em qualquer face dos bancos, as quinas foram os pontos mais afetados. Em alguns casos, a camada de cobrimento chega a ser nula, a ponto de o concreto ter vindo de fábrica com uma ínfima ponta da armadura aparente.

De acordo com as disposições das fissuras, normalmente paralelas à armadura, é possível afirmar que a causa de sua ocorrência é a corrosão. Como afirmado anteriormente, o processo corrosivo provoca um aumento na seção do aço,

acarretando a uma tensão interna maior do que a resistência à tração do concreto, destacamento do concreto. Na face interna, como foi apresentado, a ocorrência de fissuras transversais na região central do vão dos bancos, dá indícios de ocorrência por flexão, provocada por deficiência na armação.

As manchas, com a cor característica de corrosão, localizam-se predominantemente nas quinas. Quando ocorrem na face superior, as manchas de corrosão são comuns, tanto próximas às bordas, quanto em regiões mais centralizadas do banco.

Com os resultados deste exame visual, foi possível constatar que a situação encontrada apresenta um caráter negativo. Uma representativa parcela dos bancos apresenta-se com um nível de degradação muito avançado. Pode-se afirmar, segundo todo o levantamento realizado, que 70% dos bancos vistoriados apresentam o índice mais agravado das patologias verificadas, sendo ela o destacamento da camada de cobrimento. Enquanto que 18% dos bancos apresentaram fissuras e manchas de corrosão, e apenas uma minoria, 11%, está sem qualquer sinal de degradação. Já em relação aos trechos, foi relacionada uma análise gráfica, apresentando as características apresentadas pelos bancos.

No trecho A, gráfico 7.1 é possível notar que a maior parcela dos bancos apresenta destacamento da camada de cobrimento, seguido de fissuras e manchas, e, em menor proporção estão os bancos quem não apresentam manifestações patológicas. Observa-se pela linha de tendência que a degradação dos bancos está distribuída quase que linearmente, mantendo uma certa proporção entre os tipos de patologias.

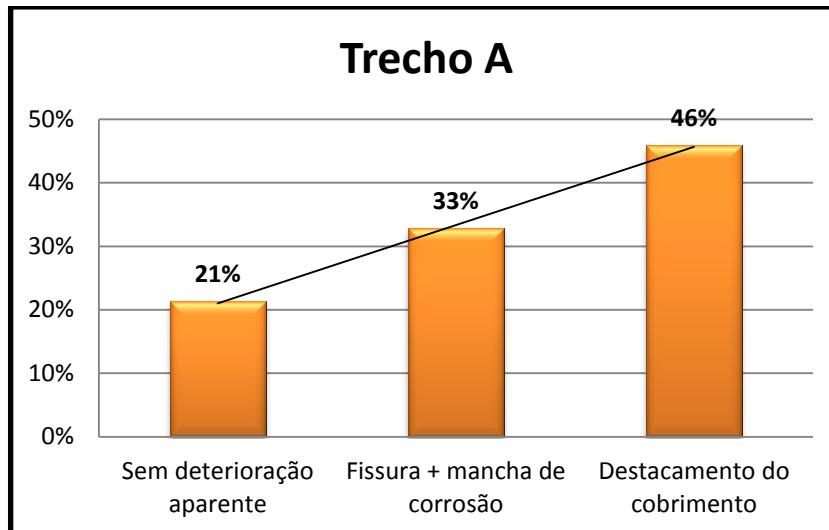


Gráfico 7.1: Classificação dos tipos de degradação no trecho A

Quanto ao trecho B, gráfico 7.2, observa-se que este trecho está quase que completamente danificado por agente patológico do concreto armado. Apenas 3% de todos os bancos analisados no trecho não apresentaram quaisquer sinais de deterioração.

Existe um pico muito acentuado na patologia de maior grau de avanço, corresponde a 88% dos bancos analisados no trecho. Os outros 9%, referem-se a fissuras e manchas de corrosão, que, de acordo com as críticas condições onde se encontram, logo evoluirão para o nível seguinte.

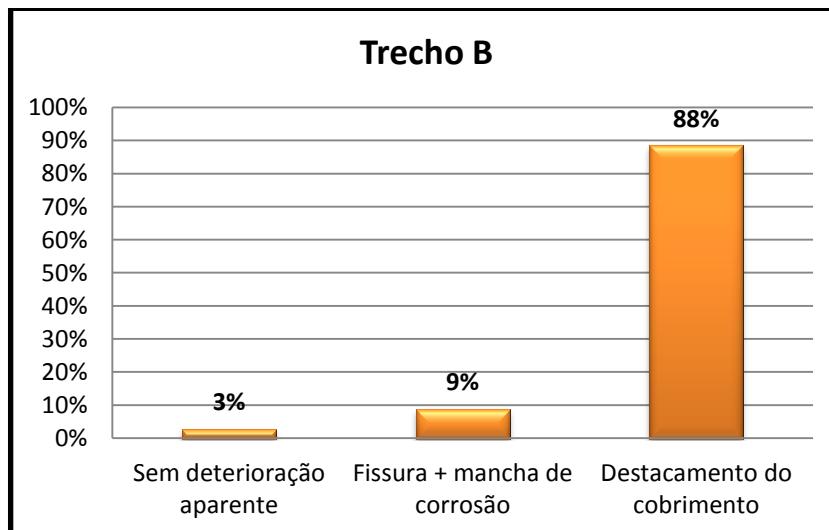


Gráfico 7.2: Classificação dos tipos de degradação no trecho B

O trecho C, gráfico 7.3, possui cerca de 35% de seus bancos em situação de “sem deterioração aparente”. Este foi o maior índice de “sanidez” encontrado nas análises dos bancos. Mesmo assim, ainda apresenta significativos avanços na deterioração, pois 35% no pior nível de degradação é uma parcela alta.

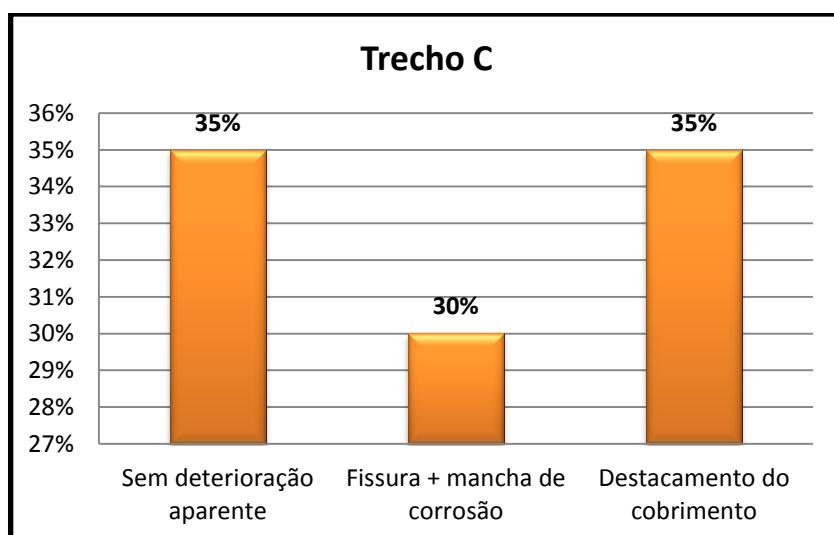


Gráfico 5.3: Classificação dos tipos de degradação no trecho C

7.3 Ensaios não destrutivos

7.3.1 Pacometria

Como levantado no item 6.1.1.1, de acordo com os resultados de pacometria, há uma variabilidade entre a camada de cobrimento nas faces superior e inferior dos bancos. Na face superior, observou-se que o cobrimento mais crítico apresenta-se com 2cm, e na face inferior, o cobrimento crítico fica em cerca de 1 cm.

Estes resultados comprovam o que pode ser constatado na análise preliminar, inspeção visual. E reafirma que a execução dos bancos não seguiram as especificações do projeto.

7.3.2 Resistividade do concreto

Com os resultados obtidos no ensaio de resistividade do concreto, utilizou-se o critério recomendado pela CEB-FIP 192:1989, apresentado na revisão bibliográfica do presente trabalho, para a obtenção da taxa provável de corrosão dos bancos.

Como apresentado na tabela 7.1, pode-se verificar que, por unanimidade, a taxa provável de corrosão indicada é muito alta.

Tabela 7.1: Resultados obtidos no ensaio de Resistividade

Resistividade ($\Omega \cdot m$)			
Leitura	Banco Trecho A	Banco Trecho B	Banco Trecho C
1	20	5	41,2
2	10,6	28	39,4
3	14,2	32	37,4
4	19,9	5	30,4
5	24,3	11	40,2
Média	17,8	16,2	37,72
Mínima	10,6	5	30,4
Nota	1	1	1
Taxa provável de Corrosão	Muito alta	Muito alta	Muito alta

7.4. Ensaios destrutivos

7.4.1 Teor de cloreto

Como apresentado na revisão bibliográfica, o limite do teor de íons cloreto presentes no concreto é bastante conflitante entre os autores. Mas, conforme o autor BAKKER (1988) afirma, o teor de 0,4% de cloreto em relação à massa de cimento, normalmente, é um bom critério para minimizar o perigo da corrosão, especialmente nos casos de concretos não carbonatados.

Diante disto, podemos observar que os resultados apresentados na tabela 7.2, contém teores de cloreto muito superior ao limite de 0,4%. Isto quer dizer que apresenta caráter de ocorrência de despassivação da armadura. O trecho B, é onde

constata-se maior comprometimento da estrutura, com teor de cloreto 6 vezes maior do que o limite adotado, comprovando a conclusão obtida na inspeção visual.

Tabela 7.2: Resultados obtidos no ensaio de Cloretos Totais, apresentados em função da massa de concreto e em função da massa de cimento.

Referência das amostras	Cl ⁻ / massa de concreto (%Cl-)	Cl ⁻ / massa de cimento (%Cl-)
A leste	0,18	1,05
A oeste	0,23	1,35
B	0,42	2,44
C leste	0,20	1,14
C oeste	0,29	1,67

Uma outra questão observada é que nos bancos que foram ensaiados a leste e a oeste, o lado que está mais prejudicado é o oeste. Pode-se levantar algumas suspeitas para tal ocorrência, a primeira seria a influencia da exposição ao sol, visto que a incidência dos raios solares à poente é mais vigorosa. Isto poderia provocar maiores processos de molhagem e secagem, e conforme descrito na revisão, o processo de molhagem e secagem no concreto é desencadeador de corrosão, e com a presença de água salina agrava a situação.

A outra possível ocorrência que desencadeia uma desvantagem no lado oeste do banco, se dá pelo usufruto do banco pelo usuário vestindo roupa de banho molhada com água salina. O que acontece é que o lado dos bancos mais utilizado é justamente o oeste, voltado para a vista da movimentação na orla.

Para a obtenção de resultados mais precisos, quanto a maior concentração de íons cloreto no lado oeste do banco, seria necessário realizar um estudo com uma maior amostragem. Como este trabalho teve recursos limitados, não foi possível realizar este tipo de análise mais precisa. Entretanto foi possível levantar a questão e mostrar a tendência que ocorre na prática.

7.4.2 Carbonatação

De acordo com os resultados demonstrados no item 6.1.2.2, praticamente não observa-se a influência de carbonatação nos bancos. Foi registrada uma pequena incidência apenas no trecho C, sendo mais relevante no lado oeste do banco.

A emissão de CO₂, que tem influência sobre os bancos nesta região, é basicamente originada pelo motor dos carros que circulam pelas ruas próximas a orla. Devido a isto, a maior concentração de CO₂ ocorre na terra, e associado às brisas marítimas podem proporcionar, ao lado oeste dos bancos, um desfavorecimento quanto ao ataque deste composto químico. Durante a noite, as brisas sopram da terra para o mar, e o CO₂ segue o mesmo fluxo, o que reflete na incidência no lado oeste do banco. Já quando a brisa sopra do mar para a terra, durante o dia, o que ocorre é o afastamento do CO₂.

CONCLUSÕES

As condições em que se enquadram os bancos de concreto armado da orla de Boa Viagem, são consideradas críticas para este tipo de estrutura. Ao longo dos 8 quilômetros de extensão da orla, existem trechos em que há o contato direto da água salina do mar, com os bancos, através de respingos. Quando não se trata deste contato direto, ele pode ocorrer indiretamente através dos usuários da praia, que usufruem dos bancos com as roupas de banho molhadas com água do mar. Ainda tem a questão da maresia, a que estes bancos estão expostos. Isto faz com que a norma brasileira, classifique no grau IV de agressividade ambiental, NBR 6118 (2007).

Para esta condição, a norma especifica alguns rigorosos padrões de execução, de modo a manter a qualidade da construção. Diante disto, o cobrimento da armadura especificado pela norma e pelo projeto, disponibilizado pela EMLURB, não estão em acordo com o banco executado. Na verdade o que encontra-se em campo, são cobrimentos bem reduzidos.

Este fator do cobrimento tem total influência aos ataques por agentes patológicos do concreto, e segundo os ensaios realizados em campo, o agente mais agressivo se trata dos íons cloreto presentes no meio. Os resultados dos ensaios mostraram que os teores de íons cloreto encontrados nos bancos, estão muito acima do adotado como limite. Isto mostra que a armadura dos bancos apresenta caráter de despassivação, provocado pelo ataque destes agentes.

Diante de toda a análise realizada, é possível afirmar que os bancos seguem, uma linha de tendência patológica característica, o que mostra um provável “vício construtivo” na execução do banco. Pode-se afirmar que as quinas dos bancos, que frequentemente apresentam patologia, foram desfavorecidas no processo executivo, pois o cobrimento não foi respeitado, e esta região é a mais prejudicada.

Foram levantadas questões sobre a maior suscetibilidade de apresentar patologias no lado oeste do banco. Uma das prováveis causas é devido a influência dos usuários que ao sentar no banco, com trajes molhados, levam a infiltração da água salina no banco. E, pode ser observado que o lado mais utilizado pelos

usuários é exatamente o oeste. Outra possível causa é pela exposição ao sol, que provoca maiores ciclos de molhagem e secagem na região onde tem maior incidência.

Diante disto, recomenda-se que, para o caso de uma futura substituição destes bancos, sejam utilizados concretos mais eficazes para estes bancos. O que pode ocorrer é a proteção das faces da estrutura dos bancos de concreto com tinta ou verniz, de modo a prolongar a sua vida útil. Esta seria uma medida provisória, pois exige manutenção para manter a qualidade da proteção.

Uma solução mais abrangente seria, como afirmado na revisão bibliográfica, pelas adições minerais no concreto, particularmente a sílica ativa, pois reduzem a capacidade de difusibilidade dos íons cloretos no interior do concreto. Outra possibilidade seria a utilização de concreto com fibras metálicas, que não teriam mais a ocorrência da corrosão. Entretanto seria necessária uma análise estrutural experimental, por ensaio de carga, pois não existe normalizações quanto a este tipo de material.

Para concretos sujeitos a ataque de íon cloreto, segundo o autor BERKE et al. (1988), indica-se elaborar a especificação de concretos de acordo com a medição da carga passante, em Coulombs. Esta classificação tem forte correlação com o coeficiente efetivo de difusão de cloretos, apesar de ser uma medida indireta da permeabilidade ao cloreto, pode dar informações importantes acerca da proteção oferecida por diversos tipos de concretos, sob ação dos cloretos.

A partir das conclusões obtidas neste estudo será possível aproveitar este material para orientar um eventual plano de ataque do governo na manutenção da orla. No caso dos bancos, não é viável manutenção e sim uma substituição, desta vez, utilizando-se materiais mais adequados ao ambiente ao qual está inserido.

SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como dito anteriormente, um dos limitantes deste trabalho foi à disponibilidade de recursos, e devido a isto alguns importantes aspectos não puderam ser considerados. Algumas informações indicadas no presente trabalho, servem como indícios da existência de influências sobre a qualidade destes bancos, como é o caso das relações entre os resultados ensaiados a leste e a oeste dos assentos. Para que se obtenham resultados mais consistentes e precisos, é necessário que seja avaliado um número maior de amostras.

Alguns ensaios devem ser executados para que se avalie condições de resistência do concreto utilizados nesses bancos. Uma possibilidade, seria a extração de corpos de prova para rompimento. Entretanto, por conta da dimensão do banco, que não permite a extração de amostras com as dimensões indicadas em norma, um método para esta análise seria colar dois corpos de prova extraídos de um mesmo banco, de modo que se enquadrasssem nas requeridas dimensões. A partir daí, seguia-se com os ensaios de resistência, de modo que sejam consideradas as condições desses corpos de prova. Outra questão interessante, caso obtenha-se autorização da EMLURB, seria ensaiar com o rompimento do próprio banco.

Outros importantes ensaios que refletem a qualidade do concreto e seriam interessante para complementar a análise, são: absorção e permeabilidade. Uma maior exploração do ensaio de pacometria, avaliando outros ângulos dos bancos, também seria adequado para maior detalhamento das condições de cobrimento.

REFERÊNCIAS

- _____. Standart Test Method for Water – Soluble Chloride in Mortar and Concrete: ASTM – C.1218 – 92. Philadelphia, 1992.
- _____.Corrosão em armaduras para concreto armado. São Paulo, PINI/IPT, 1986, 47p.
- ACI 1045 – American Concrete Institute (Estados Unidos da América). Building code requirementes for reinforced concrete.
- American society for testing and materials. Standart Test Method for Acid-Soluble chloride in Mortar and Concrete: ASTM – C.1152 – 90. Philadelphia, 1990.
- Associação brasileira de normas técnicas. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. NBR 6118. Rio de Janeiro, 2007.
- BS8110 – British Standars (Inlgaterra). Structural use of concrete.
- Cánovas, M. F. Patologia e Terapia do Concreto Armado. São Paulo, Pini, 1988.
- Cascudo, O.; Campo, C.O.; Francinete Jr., P. Helene, P. R. L. Comportamento quanto à durabilidade de tipos de aço quando sujeitos à corrosão no concreto. In: Internacional Congress on High-Performnace and Quality of Concrete Structures, Florianópolis, 1996. Anais. Florianópolis, Universidade Federal de Santa Catarina, 1996. P. 390-401.
- Cascudo, Oswaldo. O controle da corrosão de armaduras em concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas. São Paulo. Pini. 1997.
- Dissertação de mestrado, Carbonatação e absorção capilar em concretos de cimento Portland branco com altos teores de adição de escória de alto forno e atvador químico, Daniel Sacchet Barin, 2008, Universidade Federal de Santa Maria.
- Dissertação de mestrado, Penetração de cloretos em concretos com diferentes tipos de cimento submetidos a tratamento; Camila Crauss, 2010, Universidade Federal de Santa Maria
- Ehrlich, S.G.; Rosenberg, A.M.. Methods of steel corrosion control and measure-ment in concrete. In:Skalny, J; Mindess, S., eds Materials sciense of

concrete II. Westerville, OH – EUA, The American Ceramic Society Inc., 1991, p.201-19

- EH-88 (Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón en Masa o Armado)
- Helene, P.R.L. Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado. São Paulo, 1993. Tese (Livre Docência) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- Hime, W.G. The Corrosion of Steel – Random Thoughts and Wishful Thinking. Concrete International, v.15, n.10, Oct., p.54-7, 1993.
- Kropp, J. Chlorides in concrete. In: KROPP, J. ; HILSDORF, H.K. ed. *Performance Criteria for Concrete Durability*. 1.ed. Londres, Chapman & Hall, 1995. (Rilem Report 12).
- Leek, D.S.; Poole, A.B. The breakdown of passive film on high yield mild steel by chloride ions. In: Page, C. L.; Treadaway, K. W. J.; Bamforth, P. B.,eds. Corrosion of reinforcement in concrete. London, Society of Chemical Industry / Elsevier Applied Science, 1990. p. 65-73.
- Mehta, P. K.; Monteiro, P.J.M., Concreto: microestrutura, propriedades e materiais. 3.ed. São Paulo, IBRACON, 2008. 674p.
- Munique S. Lima, Istituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba; Raphaele Lira, Universidade Federal da Paraíba; Gibson Meira, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba; e Normando Barbosa, Universidade Federal da Paraíba
- Pettersson, K.; Sanderberg, P. Chloride threshold levels, Corrosion rates and service life for cracked high-performance concrete. In Malhotra, V.M. In Durability of concrete, 4., Sydney, Austrália, 1997. *Proceedings...* Detroit CANMET/ACI, 1997. P.451-78. (SP-170)
- Pr EN CEN (Projecto Européende Normalization-Comité Européen de Normalization). Performance, production mise en œuvre et critères de conformité.
- Rosenberg, A.; Grace and CO, W.R.; Hansson, C.M.; Andrade, C. Mechanisms of corrosion of steel in concrete. In: SKALNY, J.P., ed. Materials science of concrete I. Westerville, OH, EUA, The American Ceramic Society In., 1989. P. 285 -313.

- Sagoe-Crentsil, K. K.; Glasser, F.P. Analysis of the steel: concrete interface. In: Page, C.L.; Treadaway, K.W.J.; Bamforth, P.B., eds. Corrosion of reinforcement in concrete. London, Society os Chemical Industry / Elsevier Applied Science, 1990. p. 74-86.
- Schiessl, P. ; Bakker, R. Measures of Protection. In: Schiessl, P. (ed.). Corrosion of Steel in concrete. 1.ed. Londres, Chapman and Hall, 1988. p.70-8.
- Tuutti, K. Corrosion of steel in concrete. Stockholm, Swedish Cement and Concrete. Research Institute, 1982.
- Brasil.Prefeitura do Recife. Coordenadoria de comunicação social. 2007. Orla de Boa Viagem será requalificada. Disponível em: <http://noticias.recife.pe.gov.br/index.php?GrupoCodigo=15&UltAnt=26653&DatAnt=12/03/2007&GrupoCodigoMateria=15>. Acesso em 08 de outubro de 2013.
- Brasil.Prefeitura do Recife. Coordenadoria de comunicação social. 2006. Projeto Orla vai requalificar Praia de Boa Viagem. Disponível em: <http://noticias.recife.pe.gov.br/index.php?GrupoCodigo=15&UltAnt=20681&DatAnt=24/03/2006&GrupoCodigoMateria=15>. Acesso em 08 de outubro de 2013.

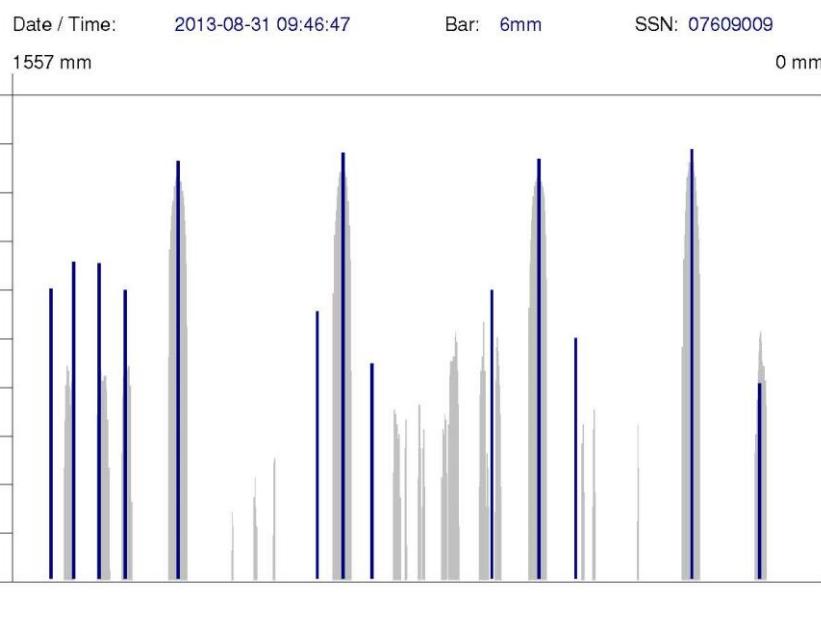
ANEXOS

ANEXO A – RESULTADO DO ENSAIO DE PACOMETRIA

A.1 BANCO – TRECHO A (FACE INFERIOR)

Quickscan:

FQ002461.XFF



Quickscan Statistics:

Minimum Coverage:	11 mm	T1:	100 mm
Maximum Coverage:	60 mm	#Bars at T1:	13
Mean Coverage:	34 mm	T2:	100 mm
Standard Deviation:	17 mm	#Bars at T2:	13
Cut-Off:	100 mm	T3:	100 mm
#Bars at Cut-Off:	13	#Bars at T3:	13

Customer: ---

Location: ---

Operator: ---

Comment:

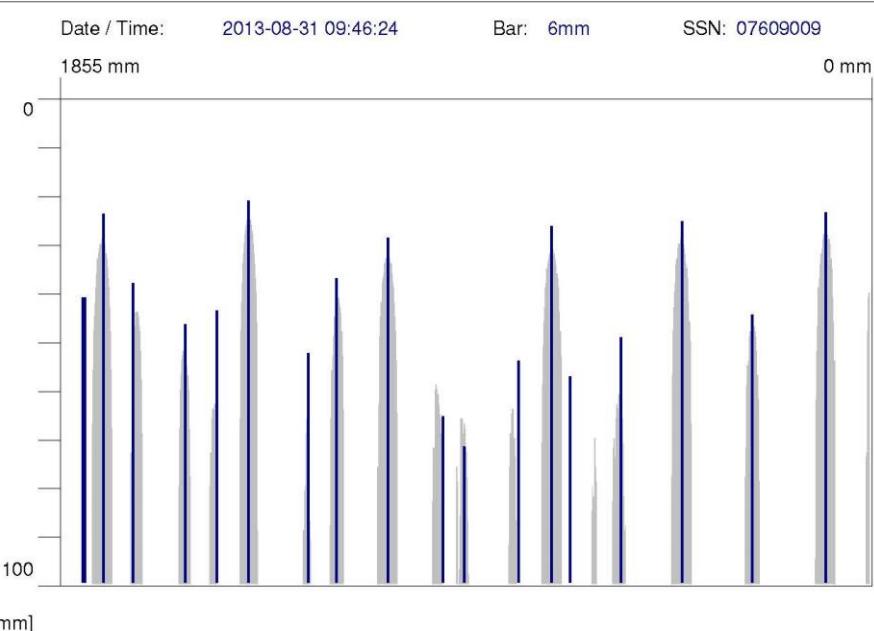
File Storage: C:\Users\JOORIB~1\Desktop\Prj00043\FQ002461.XFF

Project: Prj00043

A.2 BANCO – TRECHO A (FACE SUPERIOR)

Quickscan:

FQ002460.XFF



Quickscan Statistics:

Minimum Coverage:	21 mm	T1:	100 mm
Maximum Coverage:	72 mm	#Bars at T1:	19
Mean Coverage:	41 mm	T2:	100 mm
Standard Deviation:	15 mm	#Bars at T2:	19
Cut-Off:	100 mm	T3:	100 mm
#Bars at Cut-Off:	19	#Bars at T3:	19

Customer: ---

Location: ---

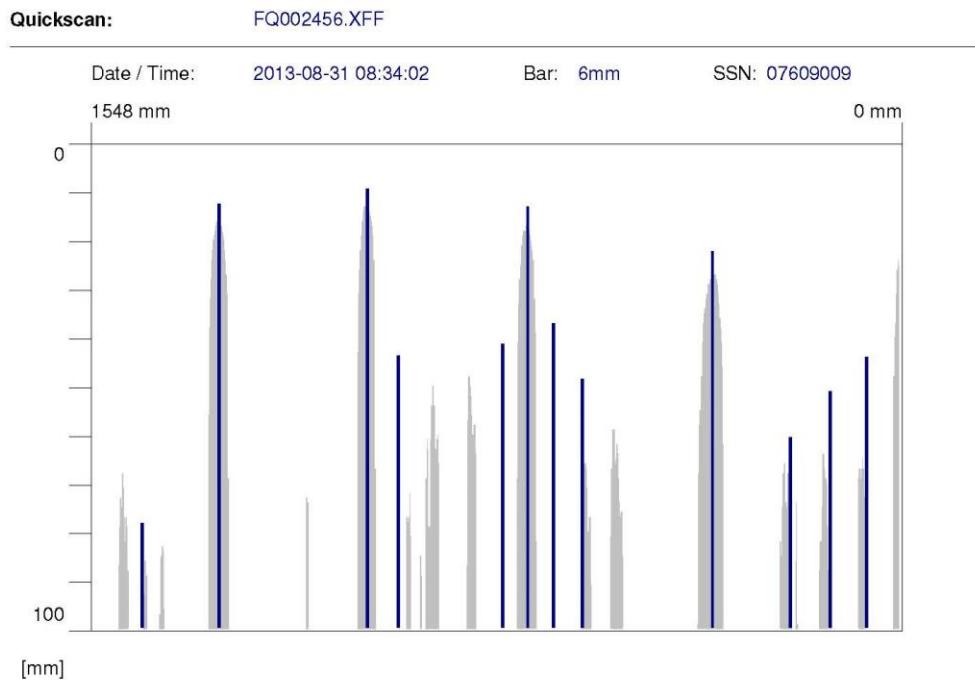
Operator: ---

Comment:

File Storage: C:\Users\JOORIB~1\Desktop\Prj0043\FQ002460.XFF

Project: Prj0043

A.3 BANCO – TRECHO B (FACE INFERIOR)



Quickscan Statistics:

Minimum Coverage:	9 mm	T1:	100 mm
Maximum Coverage:	78 mm	#Bars at T1:	12
Mean Coverage:	38 mm	T2:	100 mm
Standard Deviation:	21 mm	#Bars at T2:	12
Cut-Off:	100 mm	T3:	100 mm
#Bars at Cut-Off:	12	#Bars at T3:	12

Customer: ---

Location: ---

Operator: ---

Comment:

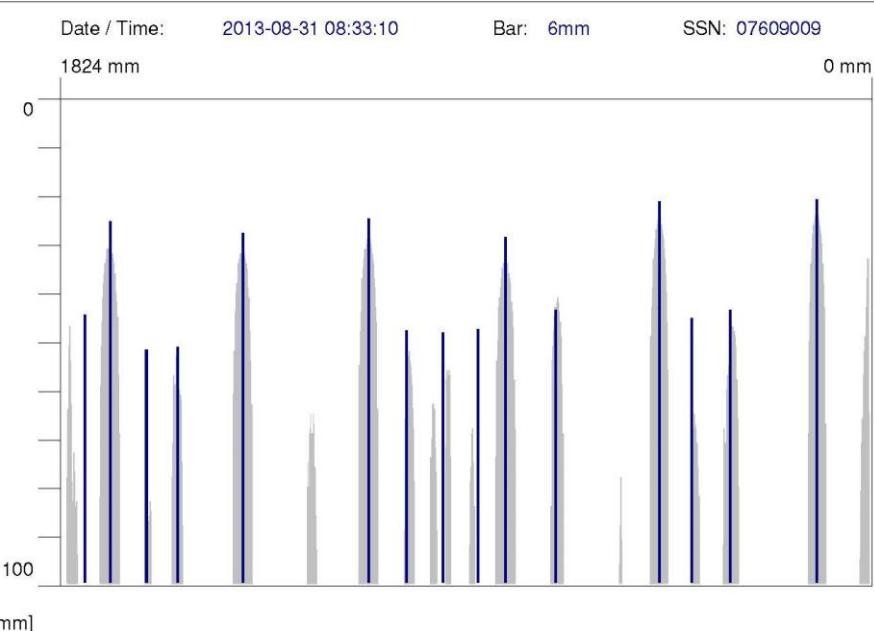
File Storage: C:\Users\JOORIB~1\Desktop\Prj00043\FQ002456.XFF

Project: Prj00043

A.4 BANCO – TRECHO B (FACE SUPERIOR)

Quickscan:

FQ002455.XFF



Quickscan Statistics:

Minimum Coverage:	21 mm	T1:	100 mm
Maximum Coverage:	52 mm	#Bars at T1:	15
Mean Coverage:	38 mm	T2:	100 mm
Standard Deviation:	12 mm	#Bars at T2:	15
Cut-Off:	100 mm	T3:	100 mm
#Bars at Cut-Off:	15	#Bars at T3:	15

Customer: ---

Location: ---

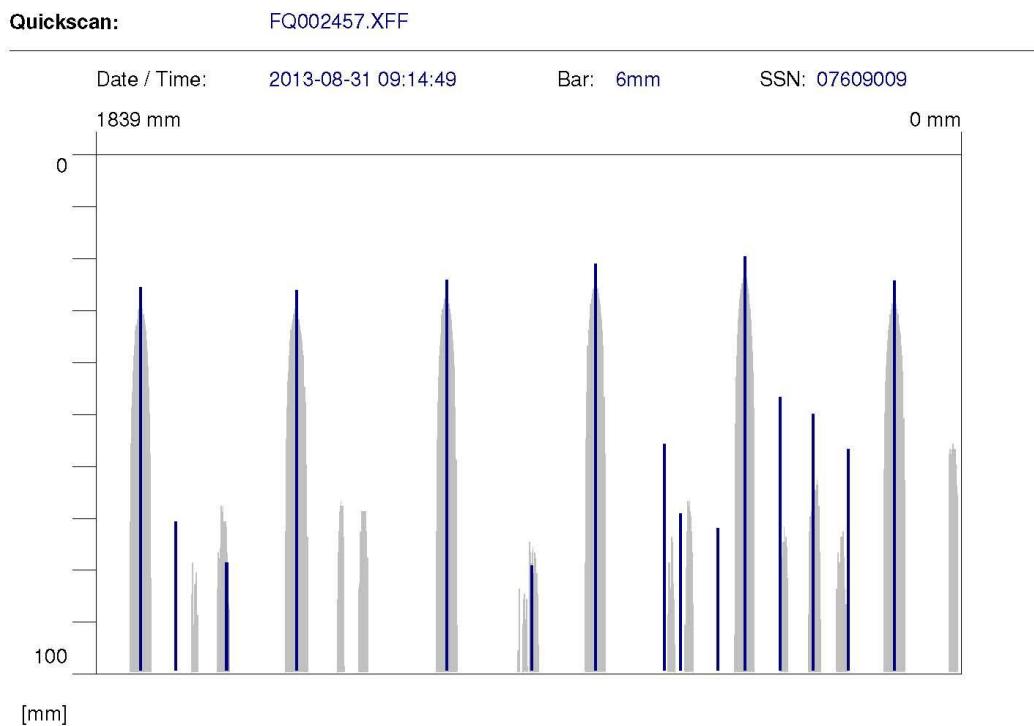
Operator: ---

Comment:

File Storage: C:\Users\JOORIB~1\Desktop\Prj00043\FQ002455.XFF

Project: Prj00043

A.5 BANCO – TRECHO C (FACE SUPERIOR)



Quickscan Statistics:

Minimum Coverage:	20 mm	T1:	100 mm
Maximum Coverage:	80 mm	#Bars at T1:	15
Mean Coverage:	48 mm	T2:	100 mm
Standard Deviation:	23 mm	#Bars at T2:	15
Cut-Off:	100 mm	T3:	100 mm
#Bars at Cut-Off:	15	#Bars at T3:	15

Customer: ---

Location: --- Operator: ---

Comment:

File Storage: C:\Users\JOORIB~1\Desktop\Prj00043\FQ002457.XFF

Project: Prj00043

ANEXO B – RESULTADO DO ENSAIO DE CLORETO TOTAIS



CONTROLE DE QUALIDADE LTDA.

Recife, 23 de Setembro de 2013

Relatório Nº: 2917/13

Para: TECOMAT

De: SM Controle de Qualidade Ltda.

Serviço executado:

Determinação do teor de Cloreto solúvel em ácido de cinco amostras de concreto coletadas pelo cliente na obra BANCO DO CALÇADÃO DA BEIRA MAR DE BOA VIAGEM.

Datas: Coleta: Não informada

Recebimento: 10/09/13

Análise: 13/09/13

Metodologia analítica usada:

As amostras foram recebidas em blocos. As pedras foram separadas e as amostras a analisar pulverizadas de modo a passarem na peneira nº 20.

Os cloreto foram determinados por titulação potenciométrica usando eletrodo seletivo para cloreto, de acordo com o método ASTM C 1152 – Standard Method for Acid-Soluble Chloride in Mortar and Concrete.

Resultados obtidos:

REFERÊNCIAS DAS AMOSTRAS	CLORETO (%Cl ⁻)
B	0,4238
C Leste	0,1975
C Oeste	0,2902
A Leste	0,1826
A Oeste	0,2346

Marielda Silva

Química MARIELDA MARIA DA SILVA
CRQ nº 01200086

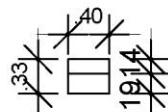
Suzana Martorelli

Engº SUZANA MARTORELLI
CRQ nº 01300574

ANEXO C – PROJETO DOS BANCOS DA ORLA DE BOA VIAGEM, CEDIDO PELA EMLURB

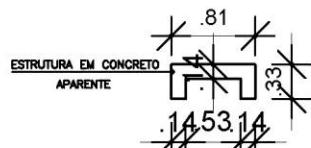
C.1 PLANTA BAIXA

SUPORTE PARA BANCO EM CONCRETO ARMADO APARENTE



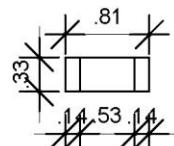
ELEVAÇÃO LATERAL

Escala: 1/50



CORTE LATERAL

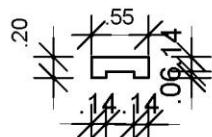
Escala: 1/50



PLANTA BAIXA

Escala: 1/50

BANCO EM CONCRETO ARMADO APARENTE



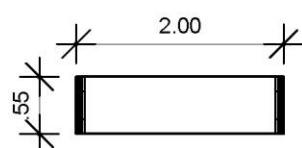
CORTE LATERAL

Escala: 1/50



ELEVAÇÃO

Escala: 1/50



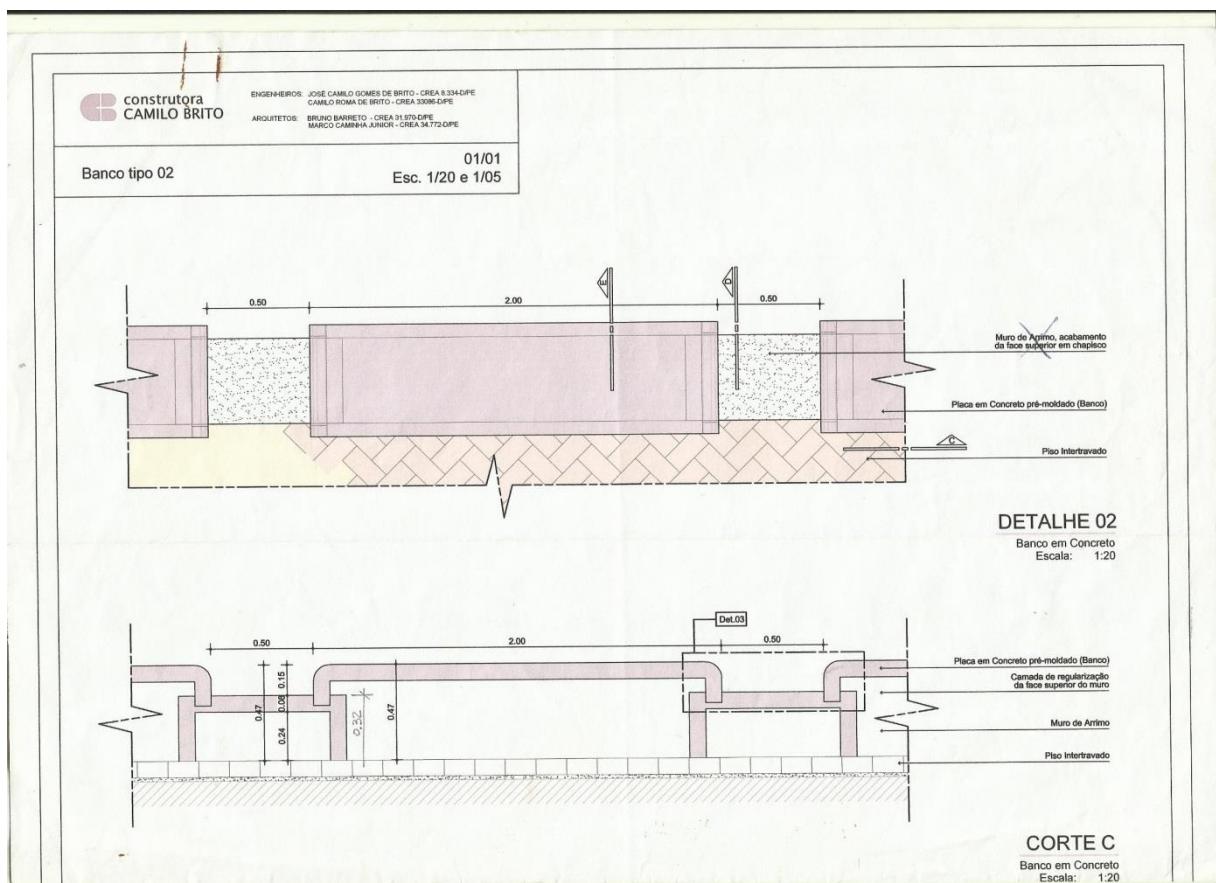
PLANTA BAIXA

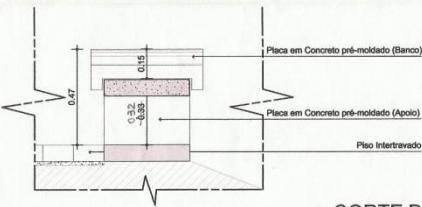
Escala: 1/50

OBSERVAÇÃO:
ESTRUTURA EM CONCRETO
FCK 40 MPA
COBRIMENTO 4cm
NBR 6118

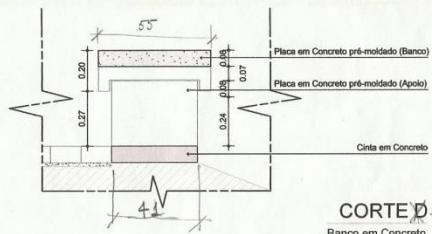
EQUIPE TÉCNICA	DATA	PREFEITURA DA CIDADE DO RECIFE SECRETARIA DE SERVIÇOS PÚBLICOS EMPRESA DE MANUTENÇÃO E LIMPEZA URBANA		
DESENHO:	AMANDA NASCIMENTO	GERÊNCIA OPERACIONAL DE PROJETOS E ORÇAMENTOS		
PROJETO:		BANCO DA ORLA DE BOA VIAGEM		
VERIFICADO:	ELIZA BARROS - CREA 13078-D/PE	DATA	PLANTA BAIXA	
APROVADO:	RICARDO FAUSTO - CREA 9868-D/PE	01/01	Escala	
OBSERVAÇÃO:		AV.43/13	1/50	

C.2 PLANTA DE DETALHES

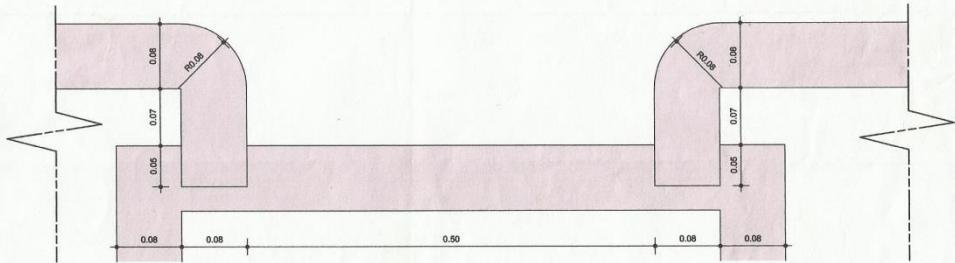




CORTE D
Banco em Concreto
Escala: 1:20



CORTE D
Banco em Concreto
Escala: 1:20



DETALHE 03
Banco em Concreto
Escala: 1:5