INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SERGIPE
CAMPUS ARACAJU
DEPARTAMENTO DE DESENVOLVIMENTO DE ENSINO
COORDENADORIA DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

EMANUELLA DE ARAÚJO CARVALHO

ANÁLISE DA VIABILIDADE DO USO DE ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS NO MONITORAMENTO DA DURABILIDADE DE CONCRETO COMERCIALIZADO EM ARACAJU – SE

MONOGRAFIA

ARACAJU
2017

EMANUELLA DE ARAÚJO CARVALHO

ANÁLISE DA VIABILIDADE DO USO DE ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS NO MONITORAMENTO DA DURABILIDADE DE CONCRETO COMERCIALIZADO EM ARACAJU – SE

Monografia apresentada como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel, da Coordenação do Curso de Engenharia Civil, do Instituto Federal de Sergipe – Campus Aracaju.

Orientador: Prof. Dr. Carlos Henrique de Carvalho.

ARACAJU

2017

Carvalho, Emanuella de Araújo.
C331a Análise da viabilidade do uso de ensaios não destrutivos no monitoramento da durabilidade de concreto comercializado em Aracaju-Se / Emanuella de Araújo Carvalho. – Aracaju, 2017.
117 f.

Monografia (Graduação) – Instituto Federal de Educação Ciência e Tecnologia de Sergipe - IFS. Coordenação do Curso de Engenharia Civil.
Orientador: Prof. Dr. Carlos Henrique de Carvalho.

1. Concreto armado 2. Durabilidade 3. Ensaios não destrutivos 4. Correlação 5. Monitoramento 6. Vida útil I. Instituto Federal de Educação Ciência e Tecnologia de Sergipe – IFS II. Carvalho, Carlos Henrique de. III. Título.

CDU 691.328

Ficha Catalográfica elaborada pela Biblioteca do Instituto Federal de Sergipe.

Dedico este trabalho aos meus pais que nunca mediram esforços para que meus sonhos e objetivos fossem concretizados.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus pela vida e por todas bênçãos a mim concedidas.

Aos meus pais que são tudo para mim, que sempre zelaram por mim e me incentivaram a lutar para chegar onde eu almejava.

Ao meu irmão por sempre me apoiar e me escoltar dos problemas.

Ao meu avô Guido que tenho certeza que de alguma forma sempre se fez presente em mim e a toda minha família pelo apoio e conselhos.

A Rodrigo por sempre estar ao meu lado me apoiando e me ajudando em tudo que precisei. E que, juntamente com Larissa foram minha base em períodos decisivos do curso e sempre me impediram de desistir.

A Karol da Rocha, Valtemiro e a Leandro Dionísio pelo auxílio e material fornecido imprescindíveis para a realização deste.

A Isau, Rammon e Bruno por se porem a disposição e me auxiliarem.

Aos professores Carlos Martins e Ledjane da Universidade Federal de Sergipe pelo auxílio e fornecimento de equipamentos.

A Flor e aos laboratoristas do IFS.

Ao professor Carlos Henrique de Carvalho por sua orientação, confiança, tempo, paciência e oportunidade, sempre serei grata.

“Direi do Senhor: Ele é o meu Deus, o meu refúgio, a minha fortaleza, e nele confiarei. Porque Ele te livrará do laço do passarinheiro, e da peste perniciosa. Ele te cobrirá com as suas penas, e debaixo das suas asas te confiarás; a sua verdade será o teu escudo e broquel. Não terás medo do terror de noite nem da seta que voa de dia. Nem da peste que anda na escuridão, nem da mortandade que assola ao meio-dia. Mil cairão ao teu lado, e dez mil à tua direita, mas não chegará a ti. ”

(SALMOS 91:2-7)

RESUMO

CARVALHO, Emanuella de ARAÚJO. **Análise da viabilidade do uso de ensaios não destrutivos no monitoramento da durabilidade de concreto comercializado em Aracaju – SE**. 117 páginas. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe – Campus Aracaju. 2017.

No processo de verificação da qualidade de produção e propriedades do concreto armado que influenciam na durabilidade de uma estrutura, o ensaio comumente realizado é o de compressão axial em corpos de prova, conforme prescrições da ABNT NBR 5739:2007. Porém, apenas a verificação laboratorial de corpos de prova moldados em condições ideais, não reflete a realidade do canteiro de obra. A possibilidade de monitorar suas propriedades mecânicas recorrendo a ensaios não destrutivos (ENDs) facultaria a vantagem adicional dessas análises sem danos às estruturas. A portabilidade dos equipamentos nas medições *in situ* facilitaria sobremaneira esse monitoramento contínuo do controle de qualidade, além de abranger outros setores de verificação que não apenas a resistência à compressão. Com esse objetivo, procedeu-se um estudo de caso utilizando-se ensaios de carbonatação, ultrassonografia, resistividade elétrica, esclerometria e, com o auxílio do *Software OriginPro 8.0* e da expressão matemática do coeficiente de Pearson, analisou-se a existência de correlação aceitável estatisticamente entre número expressivo de valores medidos dentre todos os resultados dos ENDs, com o ensaio de compressão axial. Foi realizado também o ensaio de potencial de corrosão em corpos de prova de concreto armado para exemplificar seu funcionamento. Ficou evidente a viabilidade dos ENDs, além do ensaio de compressão axial, também nos canteiros de obras, para o monitoramento contínuo do desempenho estrutural, característica imperiosa durante sua vida útil.

Palavras-chave: Durabilidade; Ensaios não destrutivos; Monitoramento; Correlação; Vida útil.

ABSTRACT

CARVALHO, Emanuella de ARAÚJO. **Análise da viabilidade do uso de ensaios não destrutivos no monitoramento da durabilidade de concreto comercializado em Aracaju – SE.** 117 páginas. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe – Campus Aracaju. 2017.

In the verification process of the production quality and of the reinforced concrete properties that affect the durability of a structure, the most frequently used testing is the axial compression test in concrete specimens, according the rules of ABNT NBR 5739:2007. However, just the laboratory verification of concrete specimens cast in perfect conditions, does not reflect the reality of the construction site. The possibility of monitoring their mechanical properties using non-destructive testing (NDT) provides the additional advantage of these analyses without damages to the structure. The mobility of the devices in the local measurements would deeply ease this continuous quality control monitoring, in addition to cover others verification sectors not just about resistance of compression. With this purpose, a case study was undertaken using tests of carbonation, ultrasonography, electrical resistivity, sclerometer and, with the aid of the *OriginPro 8.0 Software* and of the Pearson Correlation Coefficient's mathematical expression, was analyzed the existence of an acceptable statistic correlation between the expressive number of measured values among all the NDT results in the axial compression test. The test for corrosion potential in reinforced concrete specimens was also performed to illustrate its operation. The feasibility of NDT became clear, besides the axial compression test, also in the construction site, to the continuous monitoring of the structural performance, vital attributes during its useful life.

Keywords: Durability; Non-destructive testing; Monitoring; Correlation; Useful life.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Variações na forma transversal dos pites....27
Figura 2 - Fluxograma "Projeto de Vida Útil" 32
Figura 3 - Típica curva de calibração para o controle da difusividade do cloreto com base em medições de resistividade elétrica 38
Figura 4 - Um dos modelos de pacômetro existente no mercado....39
Figura 5 - Tipos de transmissão no ensaio de ultrassom 43
Figura 6 - Esquema para a determinação da profundidade de fissura 45
Figura 7 - Seção transversal do martelo (esclerômetro) para teste de concreto 47
Figura 8 - Área de ensaio e pontos de impacto (16 impactos) 48
Figura 9 - Locais recomendáveis para aplicação do esclerômetro 48
Figura 10 - Ilustração da sequência de execução do ensaio de esclerometria....49
Figura 11 - Representação do avanço da frente de carbonatação e alteração do pH do concreto no tempo 50
Figura 12 - O método dos dois eletrodos para pedir a resistividade elétrica do concreto 53
Figura 13 - Representação esquemática do método dos dois eletrodos para pedir a resistividade elétrica do concreto....53
Figura 14 - Medida da resistividade pelo método Wenner num cubo de concreto de 100 mm de aresta....54
Figura 15 - O método dos quatro eletrodos (método Wenner) para medir a resistividade elétrica do concreto 55
Figura 16 - Circuito de eletrodo de referência....58
Figura 17 - Materiais utilizados na execução do ensaio de ultrassom....65
Figura 18 - Realização de ensaio com equipamento de ultrassom e transdutores posicionados de forma direta....65
Figura 19 - Equipamento capaz de medir a resistividade pelo método Wenner 66
Figura 20 - Mergulhando os pinos em água para encher seus reservatórios 67
Figura 21 - Posicionamento do equipamento de resistividade e execução do ensaio 67
Figura 22 - Esclerômetro utilizado para o ensaio de dureza superficial do concreto....68
Figura 23 - Posicionamento dos impactos na base (diâmetro = 100 mm) dos corpos de prova 68
Figura 24 - Máquina Universal de Ensaios Mecânicos - EMIC 100....69
Figura 25 - Tipos de ruptura de corpos de prova de concreto 69
Figura 26 - Layout do Software CARAMBOLA (Mobile) para o cálculo da vida útil por meio da carbonatação 70
Figura 27 - Realização do ensaio de potencial de corrosão....71
Figura 28 - Corpo de prova de numeração 11 apresentando mudança de coloração após entrar em contando com solução de fenolftaleína....77
Figura 29 - Resultado de cálculos para correlação: US e fck....80
Figura 30 - Resultado de cálculos para correlação: ES e fck 81
Figura 31 - Resultado de cálculos para correlação: ES e US 82
Figura 32 - Resultado de cálculo de correlação: RE e US....84
Figura 33 - Resultado de cálculos para correlação: RE e ES 85
Figura 34 - Resultado de cálculos para correlação: RE e fck....87

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Vida Útil de Projeto: Estrutura 18
Tabela 2 - Classes de Agressividade Ambiental (CAA) 21
Tabela 3 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para Δc = 10 mm 22
Tabela 4 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto armado 22
Tabela 5 – Teor máximo de íons cloreto para proteção das armaduras do concreto 30
Tabela 6 - Critério utilizado para a avaliação da qualidade do concreto 46
Tabela 7 - Relação entre a resistividade e o risco de corrosão no concreto 52
Tabela 8 - Resistividade mínima requerida em função do tipo de ataque e da classe de exposição, aos 28 dias de idade do concreto 52
Tabela 9 - Fator de correlação h/d 62
Tabela 10 - Tolerância para a idade de ensaio 63
Tabela 11 - Parâmetro para interpretação do resultado de correlação 72
Tabela 12 - Médias de cada corpo de prova: Ensaio de Ultrassom 73
Tabela 12 - Médias de cada corpo de prova: Ensaio de Ultrassom (Continuação) 74
Tabela 13 - Médias de cada corpo de prova: Ensaio de Resistividade elétrica 74
Tabela 13 - Médias de cada corpo de prova: Ensaio de Resistividade elétrica (Continuação) 75
Tabela 14 - Médias de cada corpo de prova: Ensaio de Dureza superficial 75
Tabela 14 - Médias de cada corpo de prova: Ensaio de Dureza superficial (Continuação) 76
Tabela 15 - Médias de cada corpo de prova: Ensaio de Compressão axial 76
Tabela 16 – Tempo até despassivação por carbonatação 78
Tabela 17 - Valores da tabela da função de Gauss 88
Tabela 18 - Difusividade encontrada por meio da resistividade 89
Tabela 19 - Resultados do ensaio de Potencial de Corrosão 90

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Distribuição relativa da incidência de manifestações patológicas em estruturas de concreto aparente 16
Gráfico 2 - Evolução do custo de intervenção segundo Lei de Sitter 18
Gráfico 3 - Conceituação de vida útil das estruturas de concreto com relação à corrosão das armaduras por TUUTTI 23
Gráfico 4 - Conceituação de vida útil das estruturas de concreto com relação à corrosão das armaduras por HELENE (1993) 24
Gráfico 5 - Exemplo de gráfico obtido pela transmissão indireta 44
Gráfico 6 - Gráfico de dispersão entre US e fck 80
Gráfico 7 - Gráfico de dispersão entre ES e fck 82
Gráfico 8 - Gráfico de dispersão entre ES e US 83
Gráfico 9 - Gráfico de dispersão entre RE e US 84
Gráfico 10 - Gráfico de dispersão entre RE e ES 86
Gráfico 11 - Gráfico de dispersão entre RE e fck 87

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 13
1.1 JUSTIFICATIVA 16
1.2 OBJETIVOS 20
1.2.1 Objetivo Geral 20
1.2.2 Objetivos Específicos 20
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA 21
2.1 CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL 21
2.2 VIDA ÚTIL DE UMA ESTRUTURA 23
2.3 CORROSÃO DA ARMADURA 25
2.4 PRINCIPAIS TIPOS DE CORROSÃO 28
2.4.1 Corrosão por Carbonatação 28
2.4.2 Corrosão por Íons Cloreto 29
2.5 DURABILIDADE DE UMA ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO 31
2.6 PRINCIPAIS MECANISMOS DE TRANSPORTE NO CONCRETO 35
2.6.1 Permeabilidade 35
2.6.2 Absorção Capilar 35
2.6.3 Difusão 36
2.6.4 Migração Iônica 37
2.7 ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS QUE VERIFICAM PROPRIEDADES DO CONCRETO 39
2.7.1 Ensaio de Pacometria 39
2.7.2 Ensaio de Determinação da Velocidade de Propagação de Onda Ultrassônica 40
2.7.3 Ensaio de Dureza Superficial: Esclerometria 46
2.7.4 Ensaio de Verificação da Carbonatação 50
2.7.5 Ensaio de Resistividade Elétrica 50
2.8 MONITORAMENTO E PREVISÃO DA CORROSÃO POR MEIO DE ENSAIO DE POTENCIAL DE CORROSÃO 55
2.8.1 Equipamentos 56
2.8.2 Procedimentos 58
2.8.3 Interpretando os Resultados 60
2.9 ENSAIO DE COMPRESSÃO DESTRUTIVA AXIAL 61
3 METODOLOGIA 64
3.1 ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DA VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DA ONDA ULTRASSÔNICA NO CONCRETO 64
3.2 ENSAIO DE RESISTIVIDADE ELÉTRICA DO CONCRETO 66

3.3 ENSAIO DE DUREZA SUPERFICIAL DO CONCRETO 67
3.4 ENSAIO DE COMPRESSÃO AXIAL NO CONCRETO 68
3.5 ENSAIO DE VERIFICAÇÃO DA CARBONATAÇÃO NO CONCRETO 70
3.6 CÁLCULO DA DIFUSIVIDADE DE CLORETOS 70
3.7 ENSAIO DE POTENCIAL DE CORROSÃO NO CONCRETO ARMADO 71
3.8 CORRELAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DOS ENSAIOS 72
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES 73
4.1 RESULTADOS DOS ENSAIOS NO CONCRETO 73
4.1.1 Ensaio de Determinação da Velocidade de Propagação da Onda Ultrassônica . 73
4.1.2 Ensaio de Resistividade Elétrica do Concreto 74
4.1.3 Ensaio de Dureza Superficial do Concreto 75
4.1.4 Ensaio de Compressão Axial do Concreto 76
4.1.5 Ensaio de Verificação da Carbonatação do Concreto 77
4.2 CORRELAÇÕES ENTRE AS MEDIÇÕES ENCONTRADAS NOS ENSAIOS E SEUS RESPECTIVOS GRÁFICOS DE DISPERSÃO 79
4.2.1 Correlação Entre Ultrassom e Compressão Axial 79
4.2.2 Correlação Entre Dureza Superficial e Compressão Axial 81
4.2.3 Correlação Entre Dureza Superficial e Ultrassom 82
4.2.4 Correlação Entre Resistividade Elétrica e Ultrassom 83
4.2.5 Correlação Entre Resistividade Elétrica e Dureza Superficial 85
4.2.6 Correlação Entre Resistividade Elétrica e Compressão Axial 86
4.3 CÁLCULO DA DIFUSÃO DE ÍONS CLORETO 88
4.4 ENSAIO DE POTENCIAL DE CORROSÃO EM CORPOS DE PROVA DE CONCRETO ARMADO 90
4.5 DISCUSSÃO GERAL DOS RESULTADOS 91
5 CONCLUSÃO 93
REFERÊNCIAS 94
APÊNDICE A – MEDIÇÕES DETALHADAS DE TODOS OS ENSAIOS REALIZADOS 102
APÊNDICE B – IMAGENS DO ENSAIO DE VERIFICAÇÃO DE CARBONATAÇÃO.. 112
APÊNDICE C – IMAGENS DO *SOFTWARE CARAMBOLA* 117

1 INTRODUÇÃO

Segundo Araújo (2010), o concreto é o material resultante da mistura dos agregados (miúdo e graúdo) com cimento e água, e acrescidos de aditivos quando se faz necessário melhorar determinadas características do mesmo. Esse material quando fresco apresenta características plásticas possibilitando ser moldado de maneira a obter a forma desejada antes que ocorra seu endurecimento. Adquirindo resistência suficiente para resistir aos esforços que o solicitam (KAEFER, 1998).

Concreto armado, por sua vez, é o material composto obtido pela associação do concreto com barras de aço convenientemente posicionadas em seu interior. As estruturas de concreto armado só ganharam espaço e credibilidade no mercado a partir do início do século XIX, quando técnicas foram aperfeiçoadas para a sua produção, com características admiráveis de resistência, durabilidade e versatilidade. A partir daí, foram surgindo novos conceitos de cálculo na engenharia civil, possibilitando estruturas mais esbeltas e grandes vãos livres capazes de atender à grandes solicitações, além da obtenção de formas arquitetônicas e soluções de engenharia arrojadas (LAPA, 2008).

Portanto, o concreto armado alia as qualidades do concreto (baixo custo, durabilidade, alta resistência à compressão, etc) com as do aço (ductilidade, resistência à tração e à compressão), permitindo construir elementos com as mais variadas formas e volumes, com relativa praticidade (BASTOS, 2014).

Segundo Evangelista (2002), comumente são feitos ensaios de resistência à compressão aos 28 dias em corpos de prova de concreto para verificar se o mesmo está de acordo com o especificado em projeto.

Os concretos para moldagem dos corpos de prova são retirados diretamente do caminhão betoneira ainda no estado fresco, do mesmo concreto que será utilizado na obra, e moldados no local da construção, para assim serem encaminhados para laboratório especializado em ensaio de resistência à compressão. Este ensaio pode ser considerado um ensaio destrutivo logo que é um teste que causa danos ao material estudado, sendo necessário realizar reparos caso sejam feitos diretamente em estruturas em uso. Ou seja, caso haja a necessidade de analisar a situação em obra já finalizada, a retirada dos corpos de prova causará danos ao componente, requerendo reparos localizados na estrutura.

É citado por Helene e Pacheco (2013) que a segurança e estabilidade de uma estrutura de concreto armado está diretamente ligada à sua resistência à compressão. No entanto, além desse fator, há outras diversas propriedades fundamentais para o desempenho pleno da vida útil

e durabilidade das estruturas, como suas propriedades elásticas, permeabilidade, resistência à condução de íons e fluidos em seu interior, porosidade, dentre outros.

E como o ensaio à compressão não reflete o comportamento do concreto existente na estrutura, devido diferença de qualidade na execução. Além disso, visando a obtenção de resultados mais representativos e confiáveis nas investigações das propriedades do concreto, tem-se verificado uma vasta aplicação de ensaios não destrutivos *in situ* em diversos países, assim como um grande número de pesquisas nessa área (EVANGELISTA, 2002).

Carvalho (2013) cita que nas construtoras e nas usinas de concreto, o controle de qualidade necessita utilizar ensaios não destrutivos como ferramenta que permita análise rápida de verificação de diversas propriedades. Eventos científicos, trabalhos e teses têm sido realizados sobre o tema para enfatizar a importância do uso desses ensaios na indústria da construção civil, principalmente em estruturas de concreto.

Como definição, ensaios não destrutivos (END) "são técnicas utilizadas na inspeção de materiais e equipamentos sem danificá-los, sendo executadas nas etapas de fabricação, construção, montagem e manutenção." (ABENDI, 2017). É basicamente um exame que é executado sobre um objeto de qualquer tipo, tamanho, forma ou material para determinar a presença ou ausência de descontinuidades e/ou para avaliar outras características do material. Embora essa tecnologia já esteja sendo eficazmente utilizada há décadas, ainda é desconhecida no mercado em geral. Embora os ENDs não possam garantir que as falhas não ocorrerão, desempenham um papel significativo na minimização da possibilidade dessas falhas (HELLIER, 2003).

Ainda segundo Hellier (2003) é, de fato, hoje considerada uma das tecnologias que mais cresce do ponto de vista da singularidade e inovação. As recentes melhorias de equipamentos, bem como uma compreensão mais completa dos materiais e a utilização de diversos produtos e sistemas têm contribuído para uma tecnologia que é muito significativa e que tem encontrado ampla utilização e aceitação no mercado. Na indústria, ensaios não destrutivos podem ser utilizados para:

a) análise de matérias-primas antes da transformação;
b) avaliação de material durante o processamento, para seu controle;
c) análise dos produtos acabados;
d) avaliação de produtos e estruturas, uma vez que foram colocados em serviço.

Para Abendi (2017) obter resultados satisfatórios e válidos, os seguintes itens devem ser considerados como elementos fundamentais para os ensaios:

a) Pessoal treinado, qualificado e certificado;
b) Equipamentos calibrados;
c) Procedimentos de execução de ensaios qualificados com base em normas e critérios de aceitação previamente definidos e estabelecido.

Logo, tanto a confiabilidade dos resultados fornecidos pelos ENDs quanto às propriedades do concreto das estruturas dependerá da experiência do profissional que executará os ensaios e de correlacionar as grandezas medidas nos ensaios com as propriedades do concreto investigado (MACHADO et al., 2009).

Assim sendo, para que seja fundamentado o estudo, se faz necessário recorrer ao uso de curvas de correlação entre os resultados destes ensaios e a resistência à compressão do concreto (EVANGELISTA, 2002).

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de forma a manter sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante toda sua vida útil, obedecendo às condições ambientais e usuais conforme preconizado na época do projeto.

Portanto, durante o processo de construção, tudo deve ser considerado. Desde a escolha de mão de obra qualificada, materiais com resistência e composição adequada para o ambiente em que será inserida, execução da obra, cura do concreto, revestimento, acabamentos, entrega e pós entrega. E para que a estrutura possua boa durabilidade e seus usuários possam desfrutar de toda sua vida útil sem grandes transtornos, ocasionados por patologias indesejadas e/ou inesperadas, é necessário que haja um controle tecnológico durante o processo de construção e manutenções periódicas preventivas depois de finalizadas.

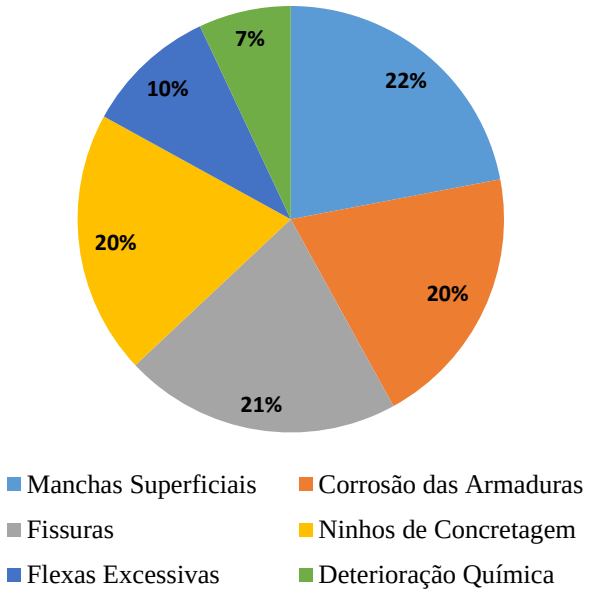
Esse controle deve ser realizado conforme planejamento inicial e manual definido pela construtora. No entanto, é de conhecimento que, analisando de forma geral, esses manuais não são eficazes. E como desde que entrou em vigor a Norma de desempenho ressalta a importância e necessidade do atendimento à vida útil mínima de uma estrutura, uma opção seria acrescentar em seu escopo a implementação de ENDs para o monitoramento da durabilidade.

1.1 JUSTIFICATIVA

Nas últimas duas décadas, aspectos de projeto visando a durabilidade e o aumento da vida útil de estruturas de concreto armado vêm se tornando foco na indústria da construção civil principalmente em função dos crescentes problemas de degradação precoce observados nas estruturas (CLIFTON, 1993, *apud* HELENE et al., 2011).

Como pode ser observado no Gráfico 1 e segundo Petronilho e Sígolo (2011), um grande percentual dos casos de degradação de estruturas é atribuída à corrosão das armaduras por despassivação, resultante da carbonatação e/ou penetração de íons cloreto no concreto de cobrimento. Conforme Araújo (2010) explica, além de absorver os esforços de compressão o concreto tem a função de proteger as armaduras contra a corrosão.

Gráfico 1 - Distribuição relativa da incidência de manifestações patológicas em estruturas de concreto aparente



FONTE: (HELENE, 1992 *apud* GRECA et al., 2011)

Fatores como cobrimento, tipo de cimento e adições, fissuras, relação água/cimento, porosidade e permeabilidade influenciam na vida útil de uma estrutura, pois, podem acelerar o processo de corrosão no concreto.

Mesmo com a presença de fissuras quase sempre inevitáveis no concreto, se respeitado o limite de abertura das mesmas não haverá prejuízos na proteção das armaduras. Se fazendo necessário o atendimento ao cobrimento mínimo de concreto prescrito em norma para a agressividade do meio, para que assim se garanta a durabilidade da estrutura (ARAÚJO, 2010).

Portanto, a qualidade do concreto, o atendimento a espessura mínima do cobrimento e sua resistência aos agentes agressivos desempenham papel fundamental no prolongamento do período de iniciação das patologias de corrosão das armaduras (PETRONILHO; SÍGOLO, 2011).

Segundo Helene et al. (2011), a durabilidade de uma estrutura dependerá de diversos fatores, podendo esses serem divididos em três grandes grupos: o primeiro referente ao processo de projeto, à produção e ao uso da estrutura; o segundo referente às características do concreto e um terceiro relativo à agressividade do ambiente.

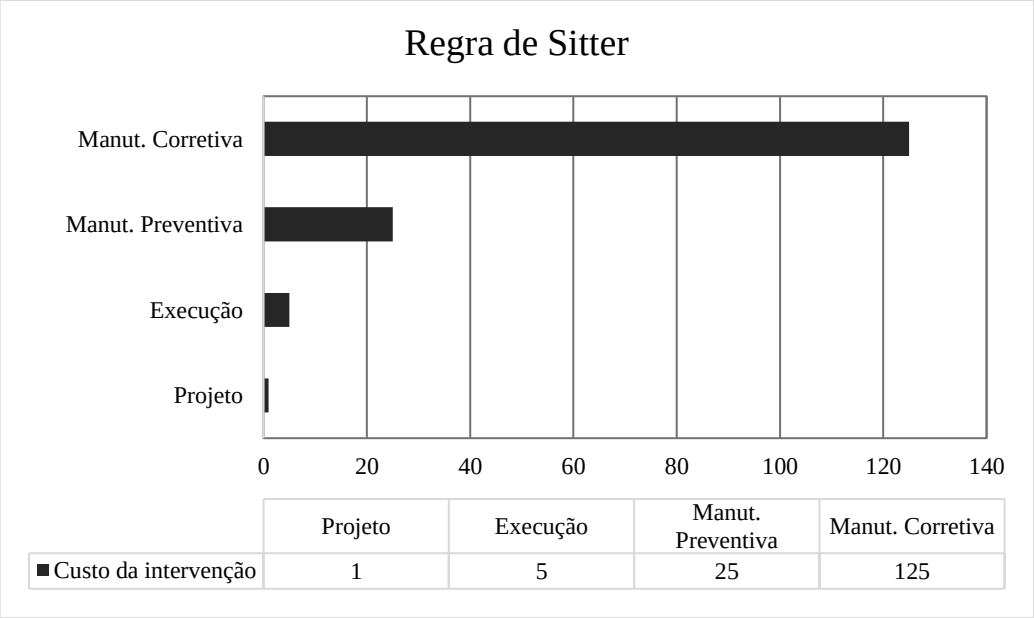
Pode-se afirmar, ainda segundo Helene et al. (2011), que o conhecimento da durabilidade e dos métodos de previsão da vida útil das estruturas de concreto são fundamentais para:

a) auxiliar na previsão do comportamento do concreto em longo prazo – o conceito de vida útil é introduzido no projeto estrutural de forma análoga ao de introdução da segurança;
b) prevenir manifestações patológicas precoces nas estruturas – fundamental para reduzir riscos de fissuras, corrosão, expansões e outros problemas nas estruturas;
c) contribuir para a economia, sustentabilidade e durabilidade das estruturas sempre lembrando de manejar custos, técnica, recursos humanos e respeito ao meio ambiente.

Vários trabalhos têm demonstrado a importância econômica da consideração da durabilidade a partir de pesquisas que evidenciam os significativos gastos com manutenção e reparo de estruturas em países desenvolvidos (UEDA; TAKEWAKA, 2007).

Segundo Helene et al. (2011), há um progressivo crescimento nos custos de intervenções com o passar do tempo, sendo mais viável a implementação de um planejamento de manutenções durante a elaboração do projeto, pois à medida que a correção através de manutenções e reparos se torna cada vez mais onerosa. A evolução desse custo pode ser representada por uma progressão geométrica de razão 5, conhecida como regra de Sitter (1984), conforme mostrado no Gráfico 2.

Gráfico 2 - Evolução do custo de intervenção segundo Lei de Sitter



FONTE: (SITTER, 1984 *apud* RIBEIRO et al., 2014)

Portanto, existindo a possibilidade de analisar a qualidade de produção do concreto por meio de ensaios não destrutivos (ENDs), fomentar-se-iam ganhos financeiros e técnicos, em tempo e praticidade, tendo em vista que não haveria a necessidade de realizar reparos e os ensaios poderiam adicionalmente monitorar essas características durante e/ou logo após a sua execução.

Deste que entrou em vigor, a ABNT NBR 15575-1:2013 (Norma de desempenho parte 1) vem especificando a vida útil de projeto (VUP) mínima de cada parte de uma edificação. Na Tabela 1 são apresentadas idades mínimas da parte estrutural principal.

Tabela 1 – Vida Útil de Projeto: Estrutura

Parte da edificação	Exemplos	VUP (anos)		
		Mínimo	Intermediário	Superior
Estrutura principal	Fundações, elementos estruturais (pilares, vigas, lajes e outros), paredes estruturais, estruturas periféricas, contenções e arrimos	≥50	≥63	≥75

FONTE: (ABNT NBR 15575-1:2013)

É descrito na ABNT NBR 15575-2:2013 que o método de avaliação para comprovar o atendimento aos critérios mínimos de desempenho de uma estrutura deve ser feito conforme explicitado a seguir:

a) análise do projeto, considerando a adequação de materiais, detalhes construtivos adotados visando o atendimento às disposições previstas nas normas específicas utilizadas no projeto; ou
b) ensaios físico-químicos e ensaios de envelhecimento acelerado; ou
c) aplicação de modelos para previsão do avanço de frentes de carbonatação, cloretos e outros.

É citado também na Norma de desempenho que estão isentas de obediência apenas construções executadas antes do ano de 2013, caso contrário é indispensável o cumprimento do que a mesma define. E apesar de normas técnicas não serem lei, judicialmente têm força de lei.

Segundo Del Mar (2013), o cumprimento de normas técnicas é um dever, sob aspectos ético profissional, contratual e legal. É descrito na Lei 8.078/90 (Código de Defesa do Consumidor) que:

> "Art. 38. É vedado ao fornecedor de produtos e serviços:
>
> VIII – colocar, no mercado de consumo, qualquer produto ou serviço em desacordo com as normas expedidas pelos órgãos oficiais competentes ou, se normas específicas não existirem, pela Associação Brasileira de Normas Técnicas ou outra entidade credenciada pelo Conselho Nacional de Metrologia, Normalização e Qualidade Industrial (Conmetro)."

Caso não sejam cumpridas, as consequências, podem ser as seguintes:

a) Código Civil:

> "Art. 615. Concluída a obra de acordo com o ajuste, ou o costume do lugar, o dono é obrigado a recebê-la. Poderá, porém, rejeitá-la, se o empreiteiro se afastou das instruções recebidas e dos planos dados, ou das regras técnicas em trabalhos de tal natureza;
>
> Art. 616. No caso da segunda parte do artigo antecedente, pode quem encomendou a obra, em vez de enjeitá-la, recebê-la com abatimento no preço."

b) Código de Defesa do Consumidor:

> "Art. 56. As infrações das normas de defesa do consumidor ficam sujeitas, conforme o caso, às seguintes sanções administrativas, sem prejuízo das de natureza civil, penal e das definidas em normas específicas:
>
> I - multa; (...);
> IV - cassação do registro do produto junto ao órgão competente; (...);
> IX - cassação de licença do estabelecimento ou de atividade;
> X - Interdição, total ou parcial, de estabelecimento, de obra ou de atividade."

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Realizar ensaios não destrutivos em corpos de prova de concreto comercializado por uma empresa que produz concreto usinado na cidade de Aracaju – SE. Tendo como finalidade verificar se os ensaios são viáveis e confiáveis além de analisar as propriedades do concreto a fim de avaliar se atendem aos requisitos mínimos de qualidade.

1.2.2 Objetivos Específicos

a) Abranger o conceito de durabilidade e vida útil de uma estrutura e as propriedades do concreto que influenciam na durabilidade;
b) Considerar os resultados dos ensaios individualmente para se obter uma conclusão em relação ao concreto fornecido para este estudo de caso;
c) Constatar correlação entre os resultados dos ENDs assim como com o ensaio de compressão axial para viabilizar seu uso.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Um ambiente agressivo traz consigo agentes que causam corrosão nas armaduras, havendo análise criteriosa de meios que evitem o transporte desses agentes na estrutura será possível planejar um sistema de ações que o previnam e mantenham seu bom desempenho.

2.1 CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL

Há uma impressão geral de que o concreto armado é um material altamente durável e um dos materiais mais utilizados em construções de estruturas portuárias. Isto é devido ao custo relativamente baixo do aço e concreto, assim como suas excelentes propriedades mecânicas e de durabilidade contra agentes agressivos quando combinados. No entanto, é notável que nenhum material de construção é certamente durável em ambientes marinhos, uma vez que é um dos meios mais corrosivos do mundo (CARVAJAL et al., 2004).

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, durabilidade "consiste na capacidade de a estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e pelo contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto."

Logo, a agressividade do ambiente é uma das principais influências. Estando relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas.

Para identificar o nível de agressividade, é necessário analisar o risco de deterioração que o ambiente oferece. Essa classificação deve ser de acordo como mostrado na Tabela 2.

Tabela 2 - Classes de Agressividade Ambiental (CAA)

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

FONTE: (ABNT NBR 6118:2014)

“A durabilidade das estruturas é altamente dependente das características do concreto e da espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura.” (ABNT NBR 6118:2014).

Em relação ao cobrimento, sua espessura dependerá da classe de agressividade do meio, do elemento estrutural que será construído e do tipo de estrutura. Na Tabela 3 são especificados os cobrimentos nominais mínimos a serem adotados para cada situação.

Tabela 3 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para Δc = 10 mm

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo	30		40	50
Concreto protendido	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

FONTE: (ABNT NBR 6118:2014)

Já na Tabela 4 são indicados valores máximos de relação água/cimento, que interfere diretamente na resistência do concreto. Esse critério de dosagem, juntamente com a classe de resistência do concreto, também está relacionado com a classe de agressividade do ambiente, para que seja garantida a qualidade da estrutura de acordo com o meio em que a mesma for construída.

Tabela 4 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto armado

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

FONTE: (ABNT NBR 6118:2014)

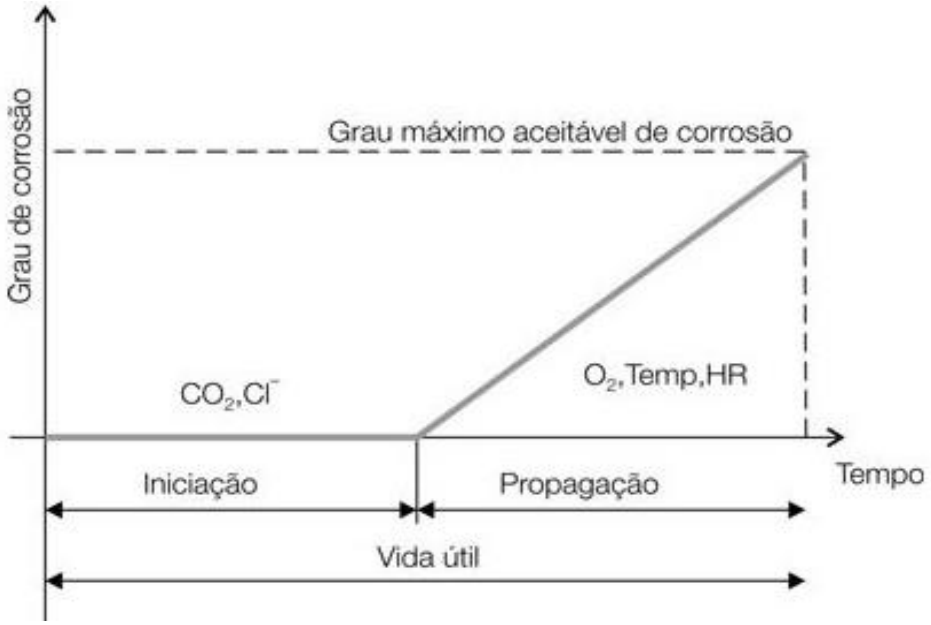
No qual, CA corresponde aos componentes e elementos estruturais de concreto armado e CP aos componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

2.2 VIDA ÚTIL DE UMA ESTRUTURA

É descrito na ABNT NBR 6118:2014 o conceito de vida útil de projeto (VUP) como sendo “o período de tempo durante o qual se mantêm as características das estruturas de concreto, sem intervenções significativas, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e pelo construtor. ”

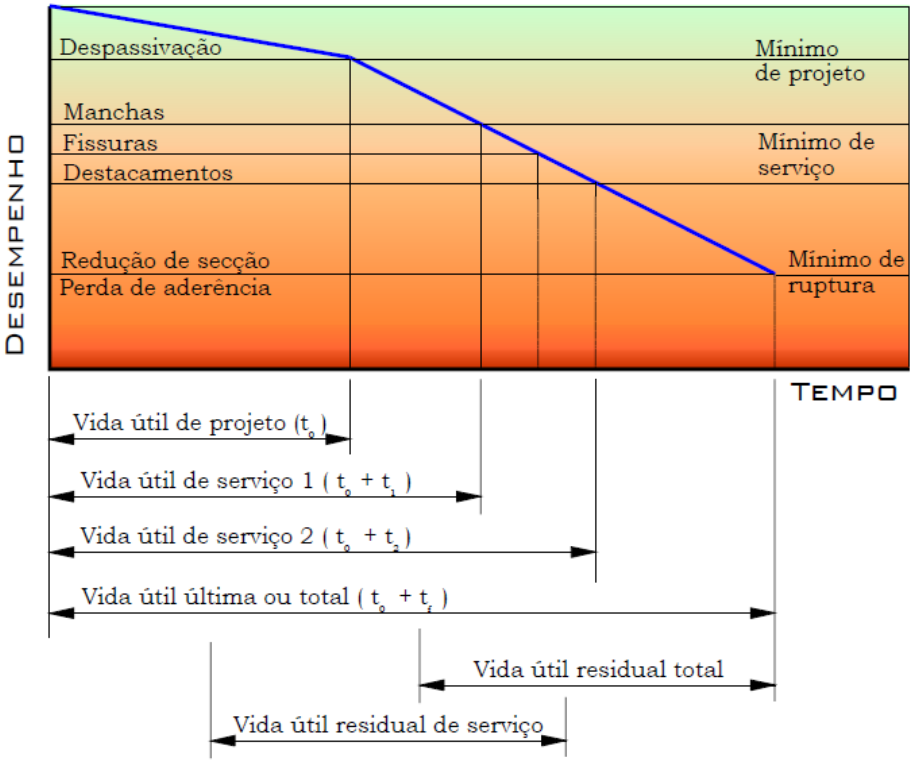
Diante do comprometimento da durabilidade de estruturas de concreto armado atacadas pela corrosão, pesquisadores como Tuutti (1982) e Helene (1993) propuseram modelos para estimar o tempo de vida útil de uma estrutura diante o grau de corrosão, como mostrado nos Gráficos 3 e 4.

Gráfico 3 - Conceituação de vida útil das estruturas de concreto com relação à corrosão das armaduras por TUUTTI



FONTE: (TUUTTI, 1982 *apud* RIBEIRO et al., 2014)

Gráfico 4 - Conceituação de vida útil das estruturas de concreto com relação à corrosão das armaduras por HELENE (1993)



FONTE: (Modelo de TUUTTI, 1982, ampliado por HELENE, 1993, *apud* CARMONA, 2005)

Para Ribeiro et al. (2014) o modelo proposto por Tuutti (1982), Gráfico 3, distingue-se em duas fases, a de iniciação e a de propagação. Sendo definido o período de iniciação como o tempo em que os agentes agressivos levam para atravessar o cobrimento e atingir a armadura, provocando sua despassivação, e o período de propagação como o tempo em que a deterioração evolui podendo chegar a ruptura da estrutura. Para Mota et al. (2012), a duração da fase de iniciação é controlada principalmente pela permeabilidade, difusividade e sucção capilar de gases ou líquido.

Segundo Carmona (2005), no modelo ampliado por Helene (1993), Gráfico 4, o período de iniciação da despassivação corresponde a vida útil de projeto, esse período de tempo, portanto, é o período que deve ser adotado no projeto da estrutura, a favor da segurança.

Já a vida útil de serviço ou utilização, segundo Helene et al. (2011), é variável, pois em certos locais é inadmissível que uma estrutura de concreto apresente manchas de corrosão ou fissuras e outros casos somente a queda de pedaços de concreto, colocando em risco a integridade de pessoas, pode ser considerado o momento a partir do qual deve-se considerar terminada a vida útil de serviço. Além de conceituar no modelo inicial de Tuutti a vida útil de projeto e a vida útil de serviço, os autores apontam a vida útil total como o período de tempo

que vai até a ruptura e colapso parcial ou total da estrutura, no qual há uma redução significativa da seção resistente da armadura ou uma perda importante da aderência armadura/concreto.

Helene et al. (2011) introduziram ainda o conceito de vida útil residual, que corresponde ao período de tempo que a estrutura ainda será capaz de desempenhar suas funções, contado neste caso a partir da data de uma vistoria. Essa vistoria e correspondente diagnóstico pode ser efetuado a qualquer instante da vida em uso da estrutura. O prazo final, neste caso, tanto pode ser o limite das condições de serviço quanto o limite de ruptura, dando origem a duas "vidas úteis residuais"; uma mais curta contada até o aparecimento de manchas, fissuras ou destacamento do concreto e outra longa contada até a perda significativa da capacidade resistente do componente estrutural.

2.3 CORROSÃO DA ARMADURA

Foi visto que a corrosão é uma das principais protagonistas em relação a deterioração de uma estrutura e consequente diminuição de sua vida útil. É o que pode ser observado na cidade de Aracaju, em Sergipe. Situada em zona litorânea e urbana, em sua atmosfera está presente os principais agentes externos causadores de corrosão, o dióxido de carbono (CO_2) e os íons cloreto.

A corrosão pode ser definida como um fenômeno natural que causa "deterioração do material, usualmente um metal, resultante de reações química ou eletroquímicas com o seu ambiente." (NACE/ASTM G193, 2012, *apud* PANNONI, 2015).

Se tratando de armaduras, é explicado por Santos, L. (2006) que a corrosão ocorre pela formação de uma pilha eletroquímica em sua superfície. No qual serão geradas uma região anódica onde ocorre oxidação da armadura, e uma catódica onde sofrerá redução do oxigênio e/ou hidrogênio.

Na corrosão eletroquímica o aço em seu interior possui elementos de diferentes níveis de energia, surgindo com isso grande quantidade de pilhas eletroquímicas com diferentes potenciais eletroquímicos. Essas pilhas ou células de corrosão são microrregiões anódicas e catódicas que através de um eletrodo, reações de oxidação e redução provocam corrosão no aço.

A armadura de aço, quando em contato com o concreto, comumente estará exposta a um pH em torno de 12. Com esse pH estará presente na superfície da armadura um filme de Fe_3O_4,

chamado por alguns autores de filme óxido. Esse filme atuará como uma película que irá diminuir significativamente a taxa de dissolução da armadura, tornando-a protegida contra a corrosão na ausência de agentes externos agressivos (RIBEIRO et al., 2014).

Para que a corrosão se instale é necessário a presença de um eletrólito (água, por exemplo), diferença de potencial (que pode ser gerada por diferença de umidade, mudança de pH, aeração e tensões no concreto ou no aço, entre outros que possa romper o filme óxido que protege as armaduras) e a disponibilidade de oxigênio (CUNHA; HELENE, 2001).

Tendo as três condições satisfeitas, o ferro, quando exposto ao ar úmido, se oxida resultando no cátion Fe^{2+}, com perda de dois elétrons formando o polo positivo da pilha (ânodo). O processo, então, continua com reduções passíveis de acontecer, sendo mais comum a da água, formando o polo negativo da pilha (cátodo).

$$Fe \rightarrow Fe^{2+} + 2e^{-} \text{ (ânodo)} \qquad \text{(Eq. 1)}$$

$$2H_2O + 2e^{-} \rightarrow H_2 + 2OH^{-} \text{ (cátodo)} \qquad \text{(Eq. 2)}$$

Enquanto os cátions (Fe^{2+}) migram para o polo negativo, os ânions (OH^{-}) migram para o polo positivo e ocorre a formação do hidróxido ferroso ($Fe(OH)_2$).

$$Fe^{2+} + 2OH^{-} \rightarrow Fe(OH)_2 \qquad \text{(Eq. 3)}$$

Na presença de oxigênio, esse composto é oxidado a Hidróxido de ferro III ($Fe(OH)_3$), que depois perde água e se transforma no Óxido de ferro (III) mono-hidratado ($Fe_2O_3.H_2O$), um composto que possui coloração castanho-avermelhada (ferrugem) (RIBEIRO et al., 2014 *apud* SOARES et al., 2015).

A corrosão pode ser classificada de acordo com várias características, dentre elas, segundo sua morfologia, causas ou mecanismos, fatores mecânicos, meio corrosivo e a localização do ataque. Para o estudo de corrosão em concreto armado, a classificação da corrosão de acordo com a localização do ataque é a mais adequada para entender o processo da corrosão no aço.

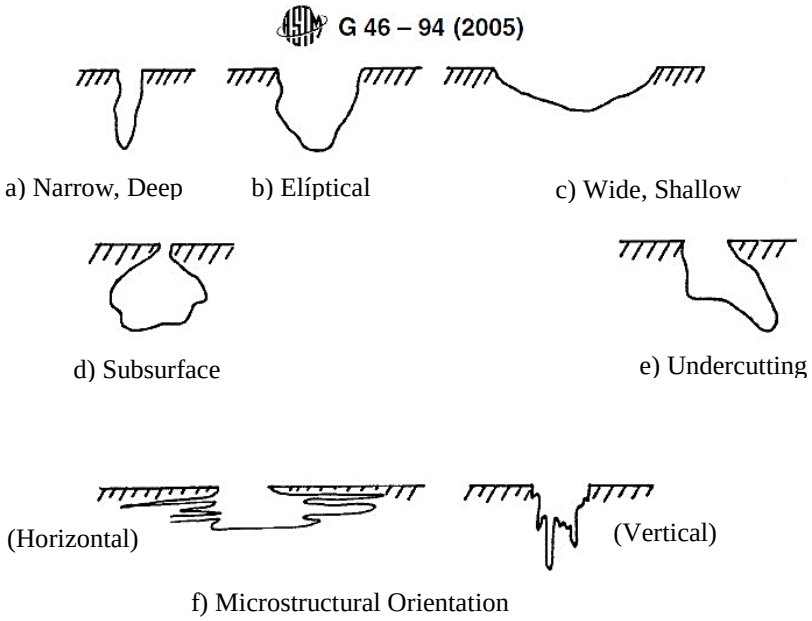
Para Gentil (1996), a classificação da corrosão de acordo com a localização do ataque, se subdivide em uniforme, por pite, intergranular, transgranular, etc, sendo a primeira e a segunda com maiores índices de manifestações patológicas em concreto armado.

Segundo Pires (2007) a corrosão uniforme, também conhecida como generalizada, é caracterizada pela corrosão do metal em toda a sua superfície exposta, o que resulta na diminuição gradual do diâmetro da barra e fissuração do concreto de cobrimento devido à produção de ferrugem.

Já a corrosão por pites é uma corrosão localizada em pequenos pontos ao longo da superfície do metal e que vai penetrando continuamente até a perfuração completa. Causada principalmente por cloretos, provoca furos na armadura uma vez que a película passiva desaparece em alguns pontos devido à diminuição do pH do concreto. Ela pode se manifestar, segundo a ASTM G46-94 (2005), a partir de várias formas, como dos tipos (Figura 1):

a) profundo, estreito;
b) elíptico;
c) largo, raso;
d) sub profundo;
e) sub cotação;
f) orientação micro estrutural do tipo horizontal ou vertical.

Figura 1 - Variações na forma transversal dos pites



FONTE: (ASTM G46-94, 2005)

Há no mercado diversas medidas preventivas e corretivas dos efeitos da corrosão no concreto armado, uma delas é o sistema de proteção galvânica.

Segundo Araujo et al. (2013), o princípio desse sistema é a redução do potencial da ligação aço/concreto para valores mais negativos do que seu potencial natural de corrosão. Por meio de uma imposição de uma corrente contínua nas armaduras, a qual pode ser fornecida por uma fonte externa de alimentação (proteção por corrente impressa) ou pela ligação elétrica do aço a um metal de potencial mais negativo (proteção por anodo de sacrifício).

Ainda segundo os autores, esse princípio em estruturas de concreto pode ser entendido por meio da compreensão do mecanismo da ocorrência da corrosão por pite. A corrosão por pite ocorre em valores de potenciais maiores do que os potenciais característicos, denominado potencial de pite (Ep).

Para interromper a propagação do pite é necessário alcançar um potencial mais abaixo, conhecido como potencial de repassivação ou potencial de proteção de pite (Eprot). Os valores de Ep e Eprot dependem de vários fatores, sendo os mais importantes o teor de cloretos e o pH do concreto. Sendo que:

a) quanto maior o teor de cloretos, menores são os valores de Ep e de Eprot;
b) quanto menor o valor de pH, menores são os valores Ep e de Eprot.

Segundo Bertolini et al. (1997 *apud* ARAUJO et al., 2013), no concreto o Ep varia dentre -0,259 V e -0,459 V e o Eprot dentre -0,559 V e -809 V.

2.4 PRINCIPAIS TIPOS DE CORROSÃO

As corrosões que ocorrem por meio de carbonatação (dióxido de carbono) e penetração de íons cloreto são os tipos que devem ganhar atenção especial, logo que são os agentes agressivos mais facilmente encontrados na atmosfera, especialmente em ambientes marinhos.

2.4.1 Corrosão por Carbonatação

A carbonatação do concreto ocorre com o contato entre o dióxido de carbono (CO_2) da atmosfera com os componentes do concreto fresco ou com a presença de água em concreto já endurecido. Resultando em uma camada protetora de aproximadamente 1 cm de carbonato de

cálcio ($CaCO_3$) insolúvel. Se a concentração de CO_2 da atmosfera aumenta excedendo os limites de concentração normal de 0,035%, é formado ácido carbônico (H_2CO_3), que ao reagir com o hidróxido de cálcio ($Ca(OH)_2$) formará carbonato ácido de cálcio $Ca(HCO_3)_2$, o qual, quando comparativamente mais solúvel, é renovada a superfície de concreto em seu interior para novos ataques deste poluente (CARVAJAL et al., 2006).

Como principal efeito da carbonatação em concretos, há a redução da sua alcalinidade perdendo partes do filme óxido. O pH do concreto, que originalmente se encontra em valores superiores a 12, cai para valores inferiores a 8,5, após as reações de neutralização (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Cunha e Helene (2001) citam que as estruturas de concreto armado, quando sujeitas à corrosão da armadura por ação da carbonatação, têm sua vida útil reduzida, uma vez que a corrosão é generalizada, gerando consequências graves na estabilidade global, na segurança, na estética e, por consequência, no custo de manutenções.

2.4.2 Corrosão por Íons Cloreto

A presença de íons cloreto pode aparecer de diversas formas. Na própria composição dos materiais que constituem o concreto, quando estes estão presentes na água ou em componentes como agregados contaminados ou aditivos que contenham $CaCl_2$ (cloreto de cálcio). Ou ainda, podem ser provenientes de sua penetração no concreto a partir do ambiente externo, quando o concreto está em contato com água do mar, atmosfera marinha em geral, sais de desgelo, processos industriais específicos e produtos agressivos como o ácido muriático (CRAUSS, 2010 *apud* SENA, 2016).

Na Tabela 5 é apresentada a porcentagem máxima aceitável desse teor de íons de cloreto no concreto endurecido, para cada tipo de estrutura, em relação a sua massa do cimento para que não haja danos consideráveis na armadura.

Tabela 5 – Teor máximo de íons cloreto para proteção das armaduras do concreto

Tipo de estrutura	Teor máximo de íons cloreto (Cl^-) no concreto % sobre a massa de cimento
Concreto protendido	0,05
Concreto armado exposto a cloretos nas condições de serviço da estrutura	0,15
Concreto armado em condições de exposição não severas (seco ou protegido da umidade nas condições de serviço da estrutura)	0,40
Outros tipos de construção com concreto armado	0,30

FONTE: (ABNT NBR 12655:2015)

É mostrado por Helene (1993, *apud* Pereira, 2001) que há três teorias, segundo o comitê 222 do ACI, em relação ao comportamento dos íons cloreto na formação da corrosão nas armaduras de uma estrutura de concreto armado. A partir delas é possível entender o processo de iniciação e propagação da corrosão. São elas:

a) Teoria do filme óxido: o íon cloreto se infiltra nas falhas do filme óxido com maior facilidade que outros íons por ter pequeno raio atômico, dispersando coloidalmente o filme passivante, permitindo o ataque da armadura;
b) Teoria da adsorção: admite-se que o íon cloreto se encontra adsorvido na superfície da armadura, competindo com íons hidroxila e com oxigênio dissolvido. Assim o íon cloreto promove a hidratação e dissolução do ferro em cátions;
c) Teoria do complexo transitório: os íons cloreto competem com as hidroxilas para a produção de íons ferrosos pela corrosão. Forma-se, então, um complexo solúvel de cloreto de ferro. Esse composto difunde-se permitindo a continuação da corrosão. A certa distância do eletrodo, o complexo é rompido, havendo precipitação de hidróxido de ferro e o íon cloro fica livre para transportar mais íons ferro. Formando assim um processo cíclico, logo que o cloreto não será consumido durante a corrosão e atuará como catalisador do processo.

Segundo Andrade (1992, *apud* PEREIRA, 2001), o tempo que os íons cloreto levam para chegar na armadura (chamado de “período de iniciação”, descrito no modelo de Tuutti, depende principalmente da concentração de cloretos na atmosfera e nos materiais que constituem o concreto. E a destruição do aço aumentará de acordo com o aumento da concentração de íons cloreto até que essa quantidade se estabilize.

2.5 DURABILIDADE DE UMA ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO

Para Helene et al. (2011), “Durabilidade é o resultado da interação entre a estrutura de concreto, o ambiente e as condições de uso, de operação e de manutenção. Portanto, não é uma propriedade inerente ou intrínseca à estrutura, à armadura ou ao concreto.”. Sendo assim, a mesma estrutura pode apresentar diversas propriedades que dependerão de como foi utilizada cada parte específica e as condições ambientais que essas partes foram expostas.

Helene et al. (2011) citam também que a durabilidade da estrutura de concreto é determinada por quatro fatores, identificados como regra dos 4C:

a) Composição ou traço do concreto;
b) Compactação ou adensamento efetivo do concreto na estrutura;
c) Cura efetiva do concreto na estrutura;
d) Cobrimento ou espessura do concreto de cobrimento das armaduras.

Por exemplo, um adensamento mal executado pode resultar em alto índice de vazios, produzindo, assim, um concreto altamente poroso. Uma cura insuficiente, por sua vez, produz baixo grau de hidratação do cimento, especialmente nas regiões superficiais, resultando em alta permeabilidade do concreto de superfície e baixa durabilidade das peças (LOTTERMANN, 2013).

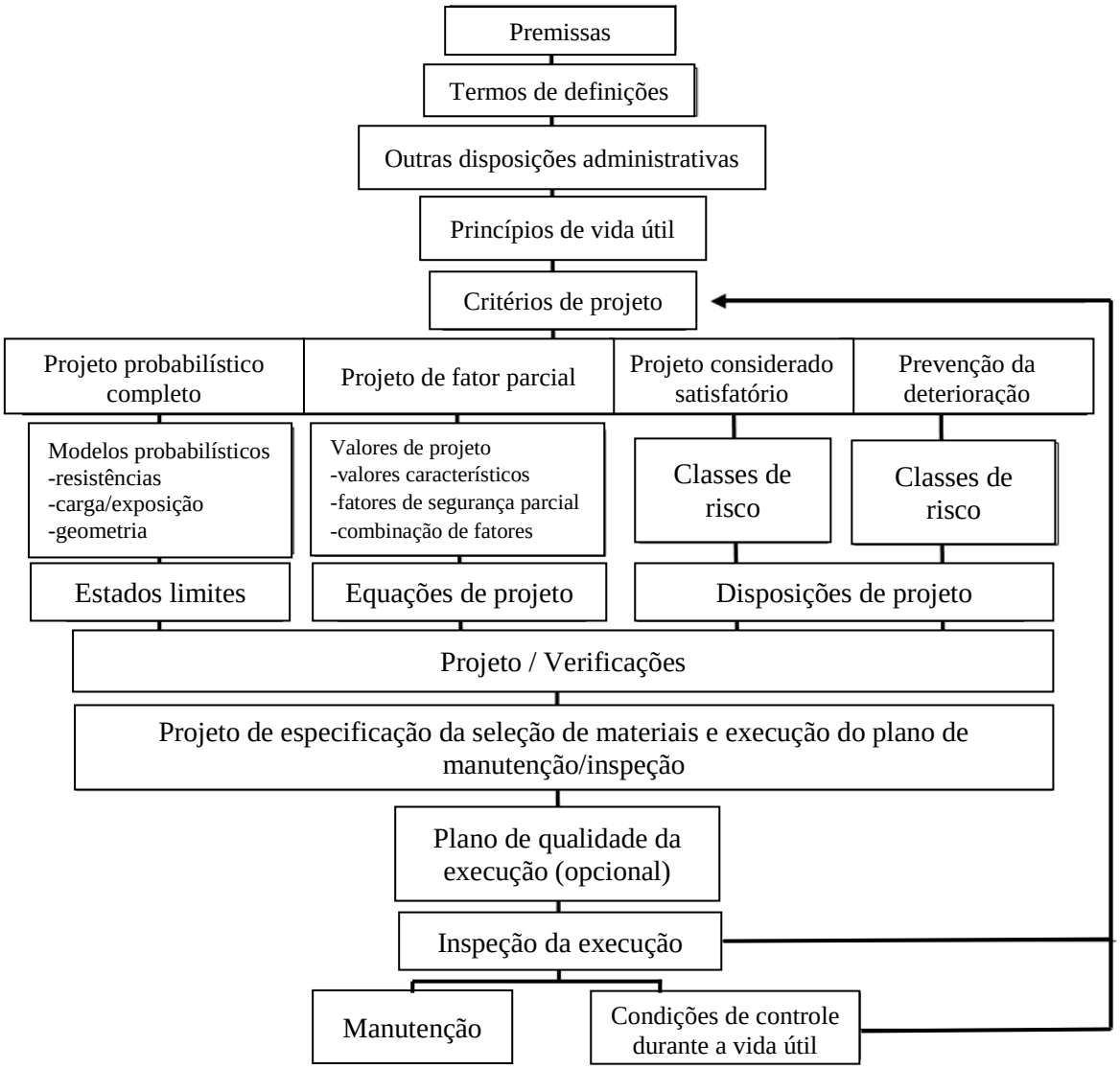
Já segundo a ABNT NBR 6118:2014 um dos requisitos de qualidade de uma estrutura de concreto é sua capacidade resistente, que consiste na segurança à ruptura.

A propriedade do concreto que melhor o qualifica é a resistência à compressão, para a maioria das aplicações correntes. No entanto, o controle de qualidade do concreto focado no controle de sua resistência à compressão é apenas uma parte do importante controle tecnológico

das estruturas de concreto necessário para assegurar qualidade ampla à estrutura final (HELENE; PACHECO, 2013).

Para a FIB (Fédération Internationale du Béton) (2006), o fluxograma da Figura 2 ilustra o fluxo de decisões e as atividades de projeto necessárias em um processo de projeto de vida útil com um nível escolhido de confiabilidade.

Figura 2 - Fluxograma "Projeto de Vida Útil"



FONTE: (FIB, 2006 – Tradução do autor, 2017)

Sendo adotadas duas estratégias, das quais a primeira é introduzida de três níveis de sofisticação. Sendo:

a) Estratégia 1:

- Nível 1: Abordagem completa de projeto probabilístico, (opção 1);
- Nível 2: Abordagem parcial do fator de concepção, (opção 2);
- Nível 3: Considera apenas o que satisfaz a abordagem do projeto, (opção 3).

b) Estratégia 2:

- Evitar a abordagem da deterioração do projeto, (opção 4).

Para a estratégia 1, a abordagem probabilística completa (opção 1) será utilizada apenas para estruturas excepcionais. Com base nessa abordagem é dada uma abordagem de fator de segurança parcial comparável ao projeto de carga.

A abordagem do fator de segurança parcial (nível 2) é uma abordagem determinística onde a natureza probabilística do problema (dispersão de resistência de material e carga ambiental) é considerada por fatores de segurança parciais.

E por fim, a abordagem considerada satisfatória (nível 3), é o tipo de abordagem comparável a que pode ser encontrada nos padrões hoje em dia. No entanto, as regras descritivas dos padrões de hoje não são baseadas em modelos fisicamente e quimicamente corretos, mas sim na experiência prática (às vezes ruins). No futuro, as regras atualmente aplicadas têm de ser urgentemente calibradas em relação à abordagem probabilística completa.

Outra opção dada é a abordagem preventiva, com a utilização de materiais não reativos e preparado para determinada situação (por exemplo, aço inoxidável, estratégia 2/opção 4).

A metodologia descrita também pode ser aplicada para a avaliação da vida útil remanescente das estruturas já existentes.

Foi apresentado também por Ribeiro et al. (2014) métodos de abordagem para concepção de estruturas de concreto duráveis que podem complementar o entendimento em relação às estratégias apresentadas pela FIB (2006). São eles:

a) Baseado em experiências anteriores: Abrange estruturas que satisfazem condições mínimas para:

- Espessura do cobrimento de concreto das armaduras;
- Resistência característica de projeto (fck);
- Tipo e consumo de cimento;

- Relação água/cimento;
- Etc.

b) Métodos prescritivos: Baseado em recomendações normativas como a ABNT NBR 6118:2014, visando abranger melhorias na qualidade do concreto através de:
   - Parâmetro de dosagem;
   - Sistema de drenagem adequado;
   - Utilização adequada de juntas;
   - Facilidade no lançamento e adensamento do concreto;
   - Uso de impermeabilizantes;
   - Etc.

c) Abordagem de desempenho empregando modelos determinísticos de vida útil: Baseia-se fundamentalmente em mecanismos de transporte de gases, massa e íons através dos poros do concreto no qual os principais tipos de transporte (permeabilidade, absorção capilar, difusão e migração iônica) são abordados com intuito de estimar a vida útil frente ação de agentes agressivos;

d) Abordagem probabilística: como em projetos de engenharia as decisões são geralmente tomadas sob condições de incerteza pelo fato de degradações dos materiais ser um fenômeno aleatório, os principais pontos a considerar segundo Andrade, J. J. O (2005, *apud* RIBEIRO et al., 2014) são:

   - Geometria da estrutura;
   - Materiais utilizados;
   - Ambiente em que a estrutura está localizada;
   - Variabilidade dos parâmetros envolvidos;
   - Qualidade de mão de obra;
   - Principais mecanismos de degradação;
   - Planejamento das atividades de inspeção da estrutura.

De acordo com o apresentado por Ribeiro et al. (2014) e pelo FIB (2006) é possível identificar qual o nível de abordagem mais se adequa às necessidades de cada situação

estrutural, devendo ser analisada pelo projetista. No entanto, com a Norma de desempenho em vigor torna-se imprescindível uma abordagem determinística que estime a vida útil da estrutura em ambientes de severa agressividade, assim como um devido planejamento de inspeções e manutenções que possam garantir a idade mínima exigida até a despassivação da armadura. Logo que é uma abordagem criteriosa e viável à face do mercado atual, devendo se promover assim que possível à abordagem probabilística completa.

2.6 PRINCIPAIS MECANISMOS DE TRANSPORTE NO CONCRETO

Tratando-se de corrosão, os mecanismos de transporte de gases e líquidos que mais devem ser enfatizados são a permeabilidade, absorção capilar, difusão e migração iônica.

2.6.1 Permeabilidade

Permeabilidade pode ser caracterizada como a facilidade pelo qual um fluido percorre um sólido poroso sob uma diferença de pressão (RIBEIRO et al., 2014).

É de conhecimento que a água é necessária para a hidratação do cimento e para dar trabalhabilidade ao concreto em estado fresco, ou seja, sua presença se faz necessária desde o início. Porém, passa a ser um problema ao evaporar deixando vazios no interior do concreto. O ideal seria que a quantidade de água evaporável no concreto fosse mínima para que não se torne vulnerável à fenômenos destrutivos relacionados a água, como a corrosão (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Logo, quanto mais compacto e homogêneo é o concreto, menos permeável e menos vulnerável será em relação à penetração e transporte de agentes agressivos em seu interior.

2.6.2 Absorção Capilar

Outro importante mecanismo de transporte que pode afetar na resistência ao ataque químico é a absorção capilar. Pode ser definida como fluxo de um fluido devido à tensão superficial atuante nos poros do concreto (RIBEIRO et al., 2014).

Para Cascudo (1997, *apud* MISSAU, 2004), absorção capilar depende dos poros capilares interconectados entre si que permitem a passagem/transporte de substâncias líquidas no interior do concreto. Depende também do diâmetro dos poros logo que quanto menores seus diâmetros maiores serão as forças de sucção capilar.

2.6.3 Difusão

A difusão corresponde ao mecanismo pelo qual ocorre a penetração de íons líquidos ou gases de um meio para o outro decorrente de gradientes de concentração, proporcionado por dois meios diferentes no qual a substância difunde para igualar as concentrações. Assim, tanto o CO_2 como íons cloreto podem ter sua penetração no concreto controlada através desse fenômeno. Além do oxigênio, que é indispensável para a formação da corrosão (SANTOS, L., 2006).

Para o cálculo da penetração de íons, Pereira (2001) cita a forma de obtê-la por meio da 2ª Lei de Fick:

$$\frac{C-CO}{Cs-C0} = 1 - erf\left(\frac{x}{2\times\sqrt{Da\times t}}\right) \qquad \text{(Eq. 4)}$$

Sendo:

C = Concentração na profundidade considerada;
C0 = Concentração inicial do agente agressivo que penetrou no interior do concreto;
Cs = Concentração do agente agressivo na superfície do concreto, admitida constante;
erf = Função do erro de Gauss;
x = Profundidade considerada (m);
Da = Coeficiente aparente de difusão (m^2/s);
t = Tempo considerado (s).

2.6.4 Migração Iônica

A migração iônica no concreto se dá por um campo elétrico formado pelo surgimento de pilhas de corrosão eletroquímica (REGATTIERI, 1999, *apud* MISSAU, 2004).

Para Andrade (1993, *apud* RIBEIRO et al., 2014), a 2ª Lei de Fick, apresentada anteriormente, não é apropriada para modelar o fenômeno da migração iônica. Sugerindo então a utilização da equação de Nernst-Planck, que é utilizada no mecanismo de transporte em eletrólitos.

Correspondente a equação de Nernst-Planck, a equação Nernst-Einstein expressa a seguinte relação geral entre a difusividade e a resistividade elétrica do material:

$$\text{Di} = \frac{R \times T}{Z^2 \times F^2} \times \frac{ti}{\Upsilon i \times Ci \times \rho} \qquad \text{(Eq. 5)}$$

Onde:

Di = difusividade para o íon “i”;
R = constante universal dos gases;
T = temperatura;
Z = valência iônica;
F = constante de Faraday;
ti = nº de transferência do íon;
Υi = coeficiente de atividade da solução da célula catódica para o íon “i”;
Ci = concentração do íon na água do poro;
ρ = resistividade elétrica.

Segundo Gjørv (2015) é possível encontrar a difusividade no concreto por métodos de ensaio acelerado, no entanto sua realização requer equipamento especial de ensaio e experiência qualificada, apenas encontrados em laboratórios profissionais. Por meio desse ensaio é possível elaborar uma curva de calibração se feito paralelamente ao ensaio de resistividade elétrica com o mesmo concreto.

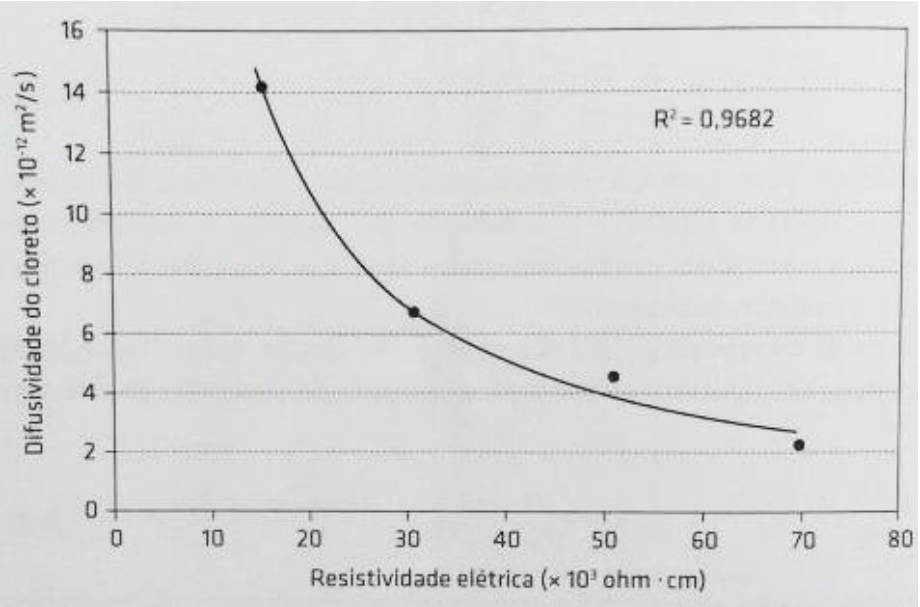
Como quase todos os fatores da Eq. 5 são constantes físicas, Gjørv (2015) cita que essa relação pode ser simplificada como mostrado na Eq. 6.

$$D = k\frac{1}{\rho} \qquad \text{(Eq. 6)}$$

Em que “D” é a difusividade do íon, “k” é uma constante e “ρ” é a resistividade elétrica.

Como alguns fatores, que não as constantes físicas, só podem ser encontradas por meio do próprio ensaio de difusividade do cloreto, que não coube a este trabalho sua execução, o *k* não é conhecido. Porém, Gjørv (2015) apresenta uma curva de calibração referente a seus ensaios, mostrada na Figura 3, que a partir dela pode-se encontrar seu valor.

Figura 3 - Típica curva de calibração para o controle da difusividade do cloreto com base em medições de resistividade elétrica



FONTE: (Gjørv, 2015)

Tendo uma resistividade elétrica de 50 kΩ.cm, por exemplo, é equivalente a aproximadamente uma difusividade de 4×10^{-12} m²/s, seguindo a curva. Substituindo esses valores na Eq. 6 vem:

$$4\times10^{-12} = k\frac{1}{50} \qquad \text{(Eq. 7)}$$

Logo o *k* equivale a aproximadamente 2×10^{-10} “kΩ.cm.(m²/s)”.

Deixando explanado que a maneira ideal de se encontrar o valor do *k* para determinado concreto é realizando, antes do início da execução da obra, ensaios de Difusividade de Cloreto e Resistividade Elétrica em corpos de prova e traçando sua própria curva de calibração.

2.7 ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS QUE VERIFICAM PROPRIEDADES DO CONCRETO

Como já citado anteriormente, uma das funções do concreto em uma estrutura de concreto armado é proteger o aço de agentes externos que possam lhe causar danos, por meio do cobrimento. Sendo feita uma análise da qualidade desse concreto é possível prevenir que patologias venham a ocorrer futuramente. Para tanto, serão apresentados ensaios capazes de qualificar o concreto quanto algumas de suas principais propriedades.

2.7.1 Ensaio de Pacometria

O pacômetro (Figura 4) é um equipamento capaz de detectar a presença de armaduras no interior do concreto. A partir da leitura da interação entre as armaduras e a frequência de um campo magnético emitido pelo aparelho é possível estimar o diâmetro das barras e a profundidade do cobrimento de concreto até elas (SANTOS, J. M. M. N., 2008).

Depois de calibrado o aparelho, o ensaio consiste em percorrer os elementos estruturais que se deseja estudar identificando por sinais sonoro e luminoso, emitidos pelo equipamento, a existência de armadura nas proximidades, fazendo-se então a leitura do cobrimento e diâmetro da armadura e consequentemente o espaçamento entre essas (SAHUINCO, 2011).

Figura 4 - Um dos modelos de pacômetro existente no mercado

FONTE: (Proceq, 2014)

2.7.2 Ensaio de Determinação da Velocidade de Propagação de Onda Ultrassônica

O uso de energia sonora para determinar a integridade de objetos sólidos é provavelmente tão antigo quanto a capacidade da humanidade de fabricar objetos em cerâmica e metal (HELLIER, 2003).

"Em comparação aos outros métodos o método ultrassônico possui alta sensibilidade na detecção de pequenas descontinuidades internas, não requer planos de segurança e é aplicável a uma vasta gama de materiais de engenharia." (NEVES et al., 2017).

Para Andreucci (2016) "o ensaio por ultrassom caracteriza-se num método não destrutivo que tem por objetivo a detecção de defeitos ou descontinuidades internas presentes nos mais variados tipos ou forma de materiais."

O autor também explica que a onda ultrassônica, ao percorrer um meio elástico, refletirá ao incidir numa descontinuidade ou falha interna do meio considerado. Detectando as reflexões provenientes do interior da peça examinada possibilitando localizar e interpretar essas descontinuidades.

Ou seja, qualquer grande perturbação da homogeneidade do objeto distorcerá a frequência natural e indicará que há um problema (HELLIER, 2003).

É dessa forma que funciona o ensaio com o equipamento de ultrassom, de forma não destrutiva o mesmo identificará quando houver descontinuidades no interior do concreto, provocados geralmente por falhas de execução durante a concretagem, através do resultado da velocidade da onda ultrassônica obtida. No qual, quanto maior sua velocidade melhor produzido está o concreto, logo que menos tempo levou para a onda ser transmitida e recebida pelos dois transdutores do aparelho, mostrando que a presença de vazios em seu interior é muito baixa ou nula.

"O aparelho de ultrassom é basicamente um osciloscópio projetado para medir o tempo de percurso do som na peça ensaiada através da relação "S = V x T" onde o espaço percorrido (S) é proporcional ao tempo (T) e a velocidade de propagação (V), no material." (ANDREUCCI, 2016).

De acordo com Mehta e Monteiro (2008, *apud* SCHIAVON, 2015), podem existir quatro tipos de propagação da onda no meio que irão depender da direção da oscilação das partículas em relação à direção de propagação da onda. São elas: ondas longitudinais, ondas de cisalhamento, ondas Rayleigh e ondas Love.

Segundo Andreucci (2016), as ondas longitudinais são ondas cujas partículas oscilam na direção de propagação da onda, para frente e para trás, gerando zonas de compressão e zonas

diluídas, podendo ser transmitidas à sólidos, líquidos e gases. Já nas ondas cisalhantes, as partículas oscilam na direção transversal à direção de propagação, de cima para baixo, podendo ser transmitidas somente à materiais sólidos. Esse tipo de onda é praticamente incapaz de se propagar nos líquidos e gases, pela característica das ligações entre partículas destes meios.

Na onda Love, as partículas se movem de um lado para outro perpendicularmente à direção de propagação da onda. E onda Rayleigh é uma combinação das ondas longitudinal e cisalhante e provocam um movimento elíptico das partículas (MEHTA; MONTEIRO, 2008 *apud* SCHIAVON, 2015).

O ultrassom ainda é capaz de medir o módulo de elasticidade do concreto se utilizados transdutores de onda "shear" (de cisalhamento) de 250 kHz.

"Por definição módulo de elasticidade ou módulo de Young é a razão entre uma tensão aplicada sobre um corpo e a deformação específica imediata nele verificada." (PACHECO et al., 2014).

Conhecendo-se a velocidade da onda é possível determinar as propriedades elásticas do material. As equações 8 à 12 mostram a relação que existe entre as velocidades das ondas longitudinais e de cisalhamento e as propriedades do material isotrópico e homogêneo (TIMOSHENKO, 1980 *apud* SCHIAVON, 2015).

$$V_L = \sqrt{\frac{K + {}^{4}/_{3G}}{\rho}} \qquad \text{(Eq. 8)}$$

$$V_L = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \qquad \text{(Eq. 9)}$$

$$V_L = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} \qquad \text{(Eq. 10)}$$

$$V_C = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \qquad \text{(Eq. 11)}$$

$$\frac{VL}{VC} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} \qquad \text{(Eq. 12)}$$

Onde:

V_L = velocidade da onda longitudinal;
V_C = velocidade da onda de cisalhamento;
K = módulo volumétrico;
λ = primeiro parâmetro de Lamé;
E = módulo de elasticidade longitudinal dinâmico;
G = módulo de elasticidade transversal dinâmico (segundo parâmetro de Lamé);
ν = coeficiente de Poisson;
ρ = densidade do material.

Sendo assim uma alternativa prática e rápida de verificar a compacidade do concreto a ser estudado, possibilitando a análise quanto à adequação à classe de agressividade do ambiente em que está ou será construído, sabendo que, como cita Granato (2002), a compacidade do concreto é a propriedade mais importante do mesmo nos efeitos de sua resistência à penetração dos agentes agressivos.

Além disso, através desse ensaio, assim como o ensaio de dureza superficial via esclerômetro que será apresentado no tópico 2.7.3 do presente trabalho, é possível identificar locais ideais para extração de corpos de prova em uma estrutura já construída, logo que é capaz de definir zonas de boa e má compacidade/qualidade no concreto.

A norma ABNT NBR 8802:2013 – Concreto endurecido – Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica, descreve o desenvolvimento deste ensaio.

Segundo essa mesma norma, a aparelhagem do ultrassom é composta por um circuito gerador-receptor que é um aparelho de pulso elétrico de baixa frequência ultrassônica com alta estabilidade e com precisão de leitura de pelo menos 0,1 μs, contém um transdutor-emissor que transforma o pulso elétrico em onda de choque (em uma faixa de 24 kHz a 500 kHz), um transdutor-receptor que transforma a onda de choque em pulso elétrico, com ampliação adequada ao circuito do gerador-receptor. Além de cabos coaxiais que permitem a conexão perfeita dos transdutores ao circuito, um circuito medidor de tempo que possibilita medir o tempo decorrido desde a emissão até a recepção da onda e uma barra de referência que possibilita a aferição do aparelho.

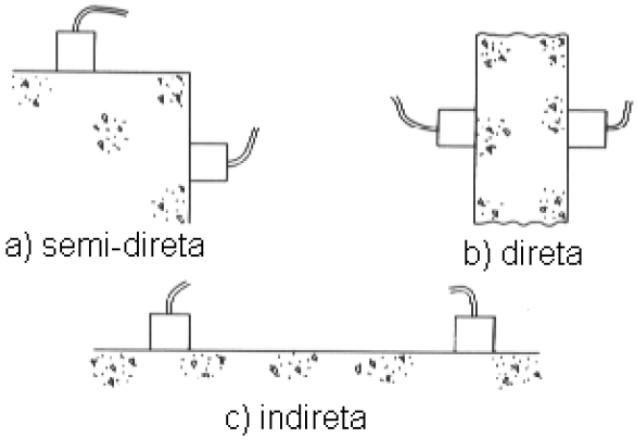
As indicações indispensáveis para a sua execução são:

a) O equipamento deve ser calibrado sempre que for utilizado, por meio da barra de referência que acompanha o aparelho;
b) A superfície do corpo de prova ou componente de concreto deve ser lisa, plana e isenta de sujeira. Caso não seja suficientemente liso é necessário realizar sua regularização através de processos mecânicos ou com uma camada de pasta de cimento, gesso ou resina epóxi para melhor acoplamento dos transdutores;
c) Utilizar gel para melhor acoplamento dos transdutores na superfície do concreto a ser ensaiado;
d) Posicionar os transdutores com distância entre os pontos do centro das suas faces com precisão de ± 1%;
e) Informar no equipamento a distância entre as faces dos transdutores, logo que o seu posicionamento dependerá do acesso às faces do componente a ser estudado.

Os transdutores podem ser posicionados de três formas, descritas a seguir e demonstradas na Figura 5:

a) Semi-direta: transdutores nas faces adjacentes do componente, que só deve ser utilizado caso não haja acesso e possibilidade de ser realizado de forma direta ou indireta;
b) Direta: transdutores nas faces opostas do material, mais recomendado pois dessa forma as ondas são recebidas com maior intensidade;
c) Indireta: transdutores na mesma face do elemento.

Figura 5 - Tipos de transmissão no ensaio de ultrassom



FONTE: (Bungey, 1989 *apud* EVANGELISTA, 2002)

O resultado do ensaio é mostrado no visor do aparelho, pode ser apresentado o valor da velocidade em metros por segundo (m/s), ou o tempo decorrido para a onda ultrassônica ser transmitida. Caso o operador deseje encontrar a velocidade através do resultado do tempo ou o tempo através do resultado encontrado da velocidade, deve-se calcular conforme a Eq. 13 apresenta.

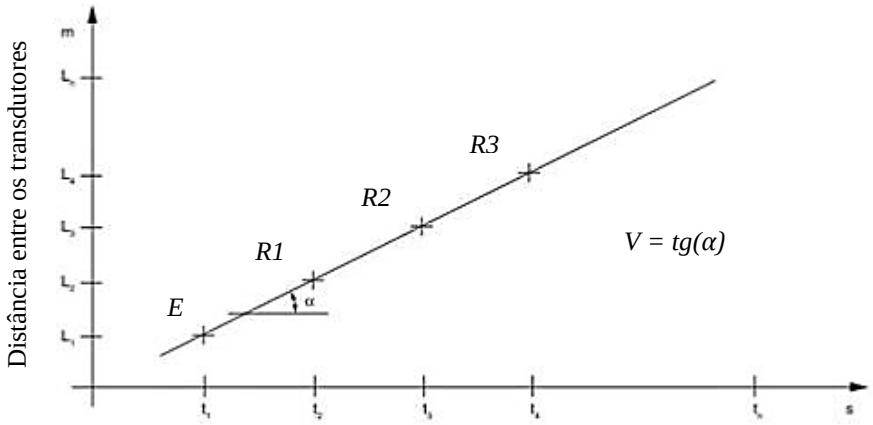
$$V = \frac{L}{t} \qquad \text{(Eq. 13)}$$

No qual:

V é a velocidade de propagação, em metros por segundo (m/s);
L é a distância entre os pontos de acoplamento das faces dos transdutores, em metros (m);
t é o tempo decorrido desde a emissão até a recepção da onda, expresso em segundos (s).

O ensaio sendo realizado com os transdutores posicionados de forma indireta, e o equipamento informe apenas o tempo de transmissão da onda ultrassônica, é necessário fixar o transdutor-emissor em um pondo (*E*) e fazer a leitura de tempo estando o transdutor-receptor nos pontos R1, R2, ..., Rn, equidistantes entre si e sobre uma mesma reta do ponto fixo *E*. Em seguida locar, em um sistema cartesiano de eixos, como no Gráfico 5, as distâncias entre os pontos *E* e R1 a Rn e os tempos lidos para que a onda ultrassônica percorra estas distâncias. Da inclinação da reta é obtida a velocidade de propagação de onda do componente.

Gráfico 5 - Exemplo de gráfico obtido pela transmissão indireta

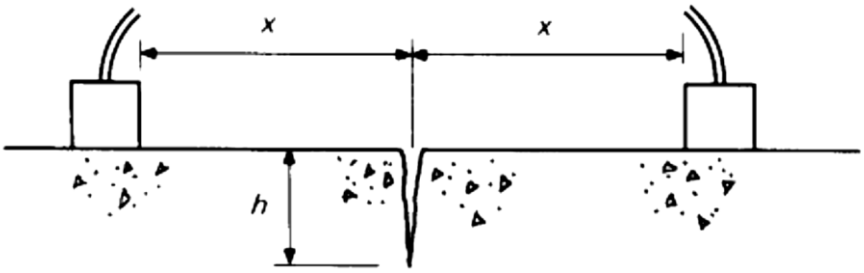


FONTE: (ABNT NBR 8802:2013)

Não há indicações na ABNT NBR 8802:2013 quanto a quantidade de medições em cada ponto, porém o ideal é que sejam feitas aproximadamente 10 medições (em cada ponto, caso seja feito de forma direta ou semi-direta, ou Rn=10 se de forma indireta). Para que se obtenha uma média aritmética e a mesma proporcione um resultado mais próximo à realidade.

Segundo Bungey et al. (2006, *apud* SAHUINCO, 2011), se utilizado o tipo de transmissão indireta, é possível conhecer a profundidade de fissuras nas estruturas. Posicionando os transdutores em posições equidistantes em relação à fissura numa posição conhecida, como mostrado na Figura 6.

Figura 6 - Esquema para a determinação da profundidade de fissura



FONTE: (Bungey et al., 2006 *apud* SAHUINCO, 2011)

A profundidade da fissura pode ser conhecida com uma precisão de ± 15% por meio da expressão a seguir:

$$h = x \times \sqrt{\frac{tc^2}{ts^2} - 1} \qquad \text{(Eq. 14)}$$

Onde:

h = é a profundidade da fissura;
x = distância entre a fissura e a face mais próxima dos transdutores;
tc = Tempo de percurso da onda na zona com fissura;
ts = tempo de percurso da onda numa zona próxima não fissurada.

Como critério de análise dos resultados das velocidades, foi desenvolvida uma tabela com valores médios que qualificam o concreto quanto sua homogeneidade, como descrito na Tabela 6.

Tabela 6 - Critério utilizado para a avaliação da qualidade do concreto

Velocidade de propagação linear (m/s)	Qualidade do concreto
V > 4500	Excelente
3500 < V < 4500	Ótimo
3000 < V < 3500	Bom
2000 < V < 3000	Regular
V < 2000	Ruim

FONTE: (CÁNOVAS, 1988 *apud* SAHUINCO, 2011)

2.7.3 Ensaio de Dureza Superficial: Esclerometria

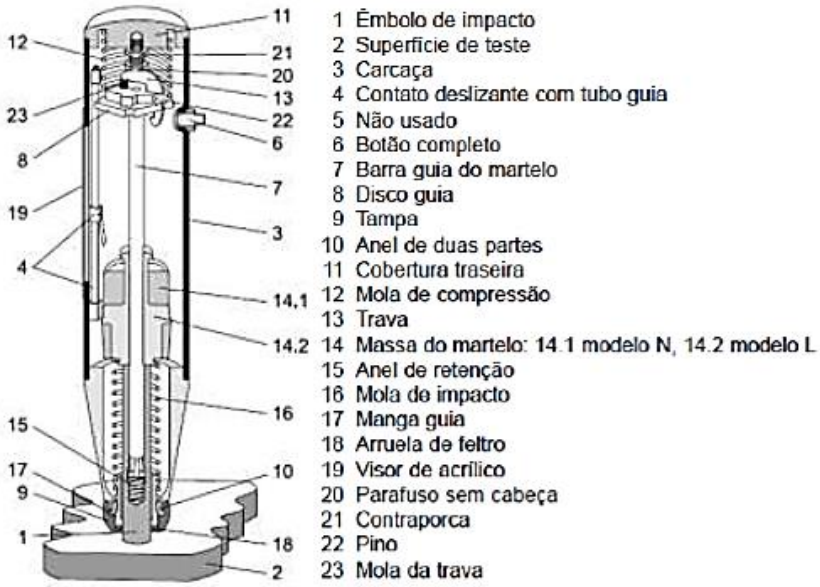
Para a realização do ensaio de dureza superficial é ideal seguir as indicações descritas na ABNT NBR 7584:2012 – Concreto endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão – Método de ensaio.

O ensaio é um método não destrutivo que mede a dureza superficial do concreto, fornecendo elementos para a avaliação da qualidade do concreto endurecido. Quanto maior a dureza da superfície ensaiada, menor a parcela da energia que se converte em deformação permanente e, por conseguinte, maior deve ser o recuo ou a reflexão do martelo.

Segundo a ABNT NBR 7584:2012, a aparelhagem para a realização do ensaio é composta pelo esclerômetro de reflexão, detalhado na Figura 7, que consiste de uma massa-martelo que impulsionada por uma mola se choca através de uma haste, com ponta em forma de calota esférica, com a área de ensaio. Existem quatro tipos de esclerômetro que se diferenciam pela energia de percussão, devendo ser escolhido de acordo com as características da estrutura de concreto e o grau de precisão desejado. Sendo:

a) 30 N.m: mais indicado para obras de grandes volumes de concreto, como concreto-massa e pistas protendidas de aeroporto;
b) 2,25 N.m: utilizado em casos normais de construção de edifícios e elementos estruturais;
c) 0,9 N.m: indicado para concretos de baixa resistência;
d) 0,75 N.m: mais apropriado para elementos de pequenas dimensões e sensíveis ao golpe.

Figura 7 - Seção transversal do martelo (esclerômetro) para teste de concreto



FONTE: (Proceq, 2011 *apud* ZANARDO, 2015)

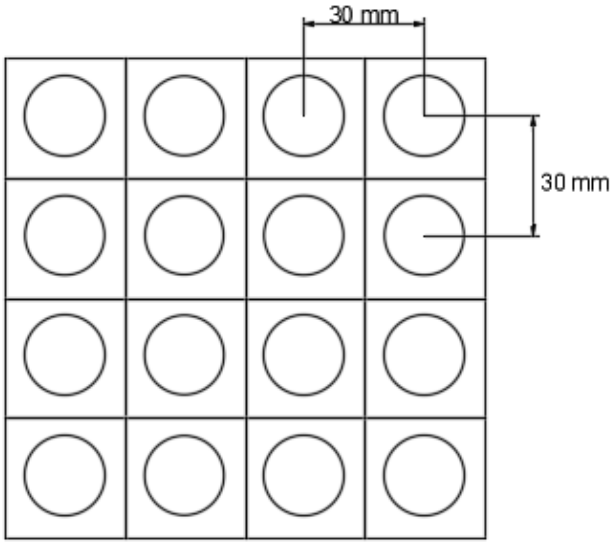
Para a execução do ensaio é indicado que as superfícies do concreto devem ser secas ao ar, limpas e preferencialmente planas. Evitar superfícies irregulares, ásperas, curvas ou talhadas, pois não fornecem resultados homogêneos logo que o êmbolo não terá total contato com a superfície. Devem ser evitados impactos sobre superfícies úmidas ou carbonatadas, agregados, armaduras, bolhas, etc. Para que a sobrecarga do impacto do êmbolo no concreto seja distribuída de forma uniforme em toda a área de contato e o resultado da resistência seja o mais real possível.

Portanto, a área de ensaio deve estar:

a) preparada por meio de polimento, para que toda poeira e pó superficial seja removido à seco;
b) localizada, preferencialmente, nas faces verticais dos elementos, componentes e peças de concreto;
c) distantes pelo menos 50 mm dos cantos e arestas dos elementos estruturais;
d) convenientemente afastada de regiões afetadas por segregação, exsudação, concentração excessiva de armadura, juntas de concretagem, cantos, arestas etc.;
e) compreendida entre 8000 mm² (aproximadamente 90 mm x 90 mm) e 40000 mm² (200 mm x 200 mm).

Além disso, em cada área de ensaio devem ser efetuados 16 impactos distribuídos uniformemente na área de ensaio e distantes no mínimo 30 mm entre os centros de 2 impactos. Não sendo permitidos mais de um impacto no mesmo ponto, desconsiderando o valor caso ocorra. Os impactos devem estar uniformemente distribuídos na área dos ensaios, aconselha-se desenhar um reticulado, como na Figura 8, e aplicar o esclerômetro nas áreas limitadas por ele, com a distância mínima entre os centros de dois impactos.

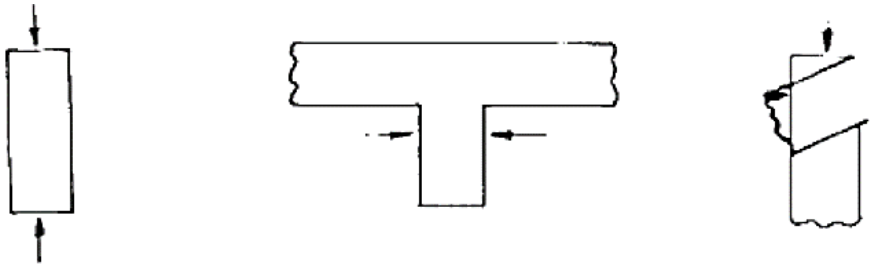
Figura 8 - Área de ensaio e pontos de impacto (16 impactos)



FONTE: (ABNT NBR 7584:2012)

Os elementos à serem ensaiados devem ter dimensões superiores à 100 mm na direção do impacto, para serem suficientemente rígidos e evitarem a interferência de fenômenos de ressonância, vibração e dissipação de energia no resultado. O esclerômetro deve ser aplicado na posição de maior inércia da peça ou componente estrutural, conforme Figura 9.

Figura 9 - Locais recomendáveis para aplicação do esclerômetro

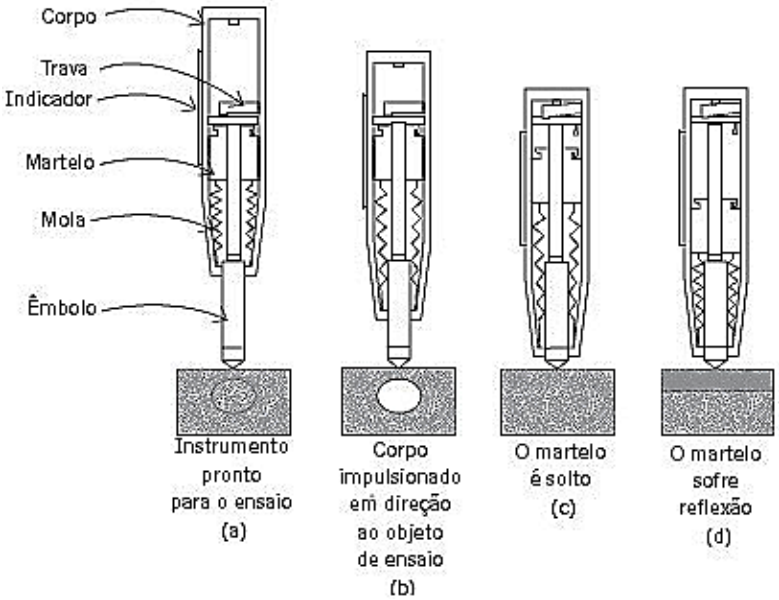


Seções retangulares Seções em T Seções em L

FONTE: (ABNT NBR 7584:1995)

Na Figura 10 pode ser observado o que ocorre no interior do esclerômetro no momento da execução do ensaio.

Figura 10 - Ilustração da sequência de execução do ensaio de esclerometria



FONTE: (MEHTA; MONTEIRO, 2008)

Depois de feito o ensaio, segundo a ABNT NBR 7584:2012, para se obter o resultado é necessário:

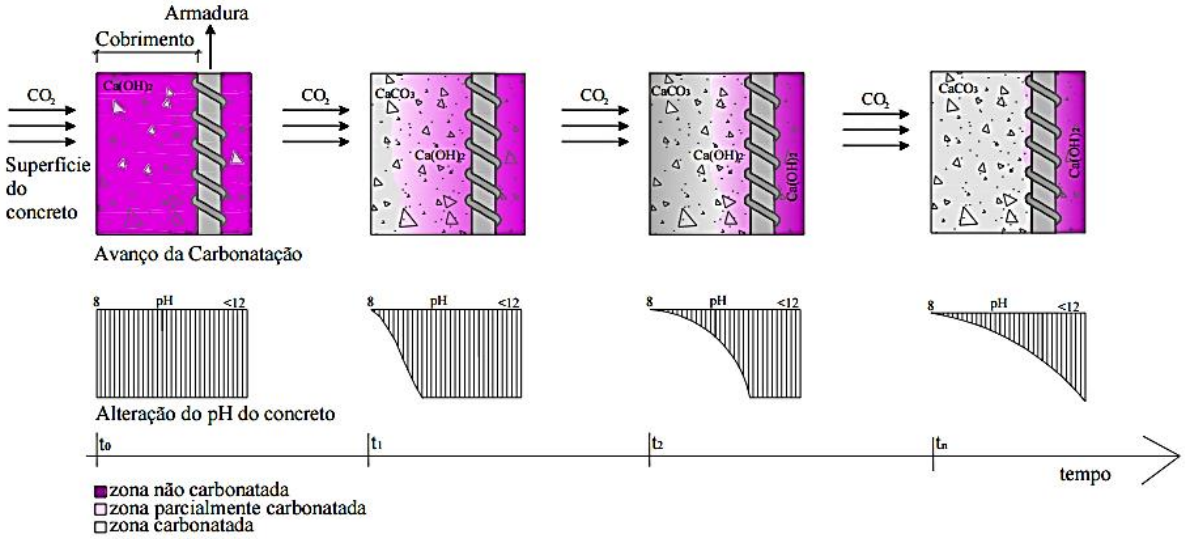
a) calcular a média aritmética dos 16 valores (impactos) individuais dos índices escleromètricos correspondentes;
b) desprezar todo índice escleromètrico individual que esteja afastado em mais de 10% do valor médio obtido e calcular a média aritmética;
c) obter com no mínimo 5 valores individuais o índice escleromètrico médio final. Quando isso não for possível o ensaio escleromètrico dessa área deve ser abandonado;
d) nenhum dos índices escleromètricos individuais restantes devem diferir em mais do que 10% da média final. Se isso ocorrer o ensaio dessa área deve ser abandonado;
e) corrigir se necessário o valor médio do índice escleromètrico obtido de uma área de ensaio para um índice correspondente à posição horizontal.

2.7.4 Ensaio de Verificação da Carbonatação

Para efetuar o ensaio normalmente emprega-se indicadores de pH, constituídos de uma solução que é aspergida sobre a superfície de concreto. Indicadores de pH com ponto de troca de cor dentro da faixa de pH básico, como a fenolftaleína, apresentará uma coloração vermelho carmim para o concreto não carbonatado, com ponto de mudança de cor em uma faixa de pH de 8,3 a 10 (KULAKOWSKI, 2002).

E quando o concreto está carbonatado não há variação de cor na solução, ficando apenas com aspecto de úmido. Na Figura 11 é possível observar o avanço da carbonatação conforme o tempo de exposição ao CO_2 e como a fenolftaleína reage com a mudança de pH, logo que, conforme o concreto vai reduzindo seu pH, a intensidade da coloração inicial irá sendo reduzida.

Figura 11 - Representação do avanço da frente de carbonatação e alteração do pH do concreto no tempo



FONTE: (POSSAN, 2010)

2.7.5 Ensaio de Resistividade Elétrica

Segundo o autor Gjørv (2015), o controle adequado da penetração do cloreto e a corrosão prematura das armaduras ainda aparecem como grandes desafios tanto para o projeto de durabilidade como para a operação de estruturas de concreto em ambientes de severa agressividade.

É bem conhecida a elevada capacidade do concreto de proteger armaduras contra a corrosão, o que se deve principalmente a passivação eletroquímica das armaduras na solução altamente alcalina presente nos poros do concreto (filme óxido).

O autor explica que quando há corrosão o potencial eletroquímico da armadura torna-se mais negativo e forma algumas áreas anódicas, enquanto outras porções do aço, cuja potencial passivo está intacto, atuarão como áreas de captação de oxigênio e formarão áreas catódicas. Se a resistividade elétrica (iônica) do concreto está suficientemente baixa, um sistema complexo de atividades de células de corrosão do tipo galvânico desenvolve-se ao longo das armaduras.

Em todas essas células galvânicas ocorre um fluxo de corrente, cuja intensidade determina a taxa de corrosão. Embora o tamanho e a geometria das áreas anódica e catódica nessas células galvânicas sejam fatores importantes, a taxa de corrosão é controlada principalmente pela resistividade elétrica do concreto e pela disponibilidade de oxigênio para o processo catódico.

Como o fluxo de corrente elétrica em todas as células de corrosão do tipo galvânico ao longo das armaduras é transportado por íons carregados através do concreto, a resistividade elétrica depende da permeabilidade do concreto, do volume da solução de poro e da concentração de íons nessa solução. Se a resistividade elétrica do concreto se torna suficientemente alta, pode ocorrer uma taxa de corrosão muito pequena ou mesmo desprezível.

A redução da relação água/cimento aumenta a resistividade elétrica, o que demonstra claramente o efeito da porosidade na resistividade. Para o concreto denso e de alta qualidade, com a espessura de cobrimento apropriada, a carbonatação do concreto e a corrosão induzida por carbonatação normalmente não são problema.

Portanto, é necessário que em ambientes com classe de agressividade alta, sejam feitos ensaios de controle de durabilidade que verifiquem periodicamente se há corrosão no aço do concreto armado.

Basicamente, há dois diferentes tipos de métodos de ensaio de resistividade elétrica que parecem adequados para o contínuo controle de qualidade durante a concretagem: o método dos dois eletrodos e o dos quatro eletrodos, também chamado método Wenner.

E para Gjørv (2015), a correlação entre os resultados obtidos pelos dois métodos de ensaio é boa. Se tornando essencial manter constantes o mesmo método e procedimento de teste ao longo de qualquer controle de qualidade adicional.

Imediatamente antes do teste, toda água livre na superfície do concreto deve ser retirada cuidadosamente. Também é de grande importância garantir uma boa conexão elétrica entre os eletrodos e a superfície do concreto. Para evitar qualquer perda da corrente durante as medições,

os corpos de prova devem ser colocados em superfície seca e isolada eletricamente. Não se deve tocar o corpo de prova com a mão.

Segundo a ABNT NBR 9204:2012, os resultados individuais de resistividade elétrica-volumétrica que se afastem de 10% da média devem ser desprezados e não incluídos no cálculo do resultado final. Se dois resultados individuais forem desprezados, o ensaio deve ser refeito.

Depois de obtidas as médias individuais dos corpos de prova, há várias propostas de correlação entre o risco de corrosão com os resultados obtidos no ensaio de resistividade para seguir como parâmetro. Na Tabela 7 são mostrados os métodos indicados pelo CEB-192 (1989) e na Tabela 8 Andrade et al. (1998, *apud* SANTOS, L., 2006) sugeriu valores mínimos de resistividade em função da agressividade do ambiente.

Tabela 7 - Relação entre a resistividade e o risco de corrosão no concreto

Resistividade (kΩ.cm)	Risco de corrosão
> 20	Desprezível
10 a 20	Baixo
5 a 10	Alto
< 5	Muito Alto

FONTE: (CEB-192, 1989 *apud* Polito, 2006)

Tabela 8 - Resistividade mínima requerida em função do tipo de ataque e da classe de exposição, aos 28 dias de idade do concreto

Tipo de ataque	**Carbonatação**		**Cloreto**		
Classes	Estruturas internas ou protegidas da chuva	Estruturas externas não-saturadas	Estruturas expostas à atmosfera	Estruturas submersas	Estruturas na região de maré
Resistividade mínima requerida (kΩ.cm)	1	5	10	15	20

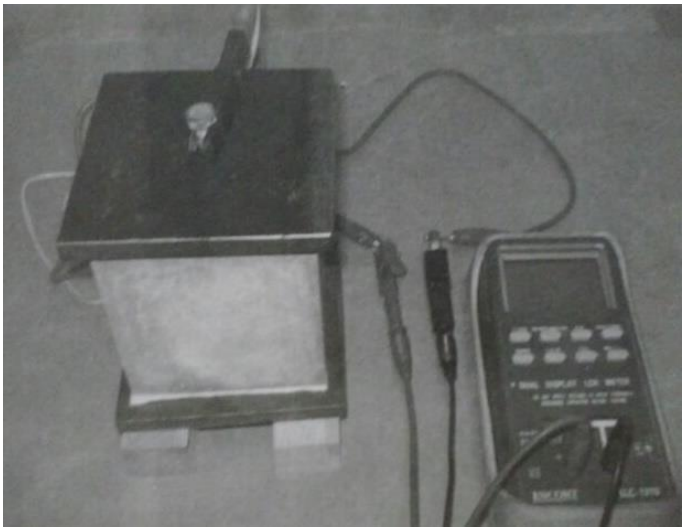
FONTE: (ANDRADE et al., 1998 *apud* SANTOS, L., 2006)

2.7.5.1 Método dos dois eletrodos

Nas Figuras 12 e 13 é possível observar como é realizado o método dos dois eletrodos para medir a resistividade elétrica do concreto a ser ensaiado.

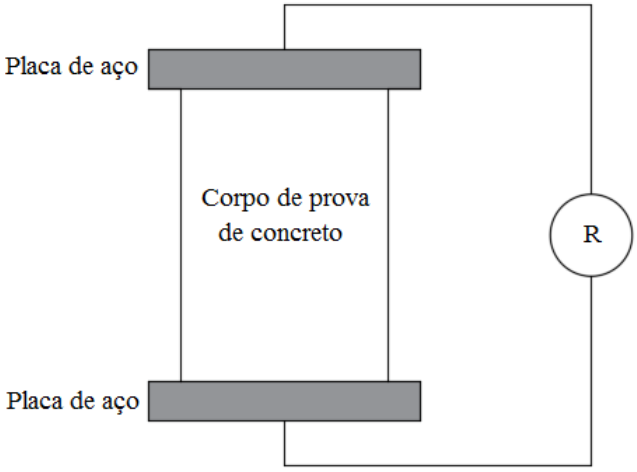
A corrente aplicada flui por todo o bloco de concreto do corpo de prova, colocando entre duas sólidas placas de aço. A resistência é observada por meio de um resistômetro numa certa frequência (1 kHz) (Gjørv, 2015).

Figura 12 - O método dos dois eletrodos para pedir a resistividade elétrica do concreto



FONTE: (Gjørv, 2015)

Figura 13 - Representação esquemática do método dos dois eletrodos para pedir a resistividade elétrica do concreto



FONTE: (Gjørv, 2015)

A resistividade (ρ) em Ω.cm é calculada pela seguinte equação:

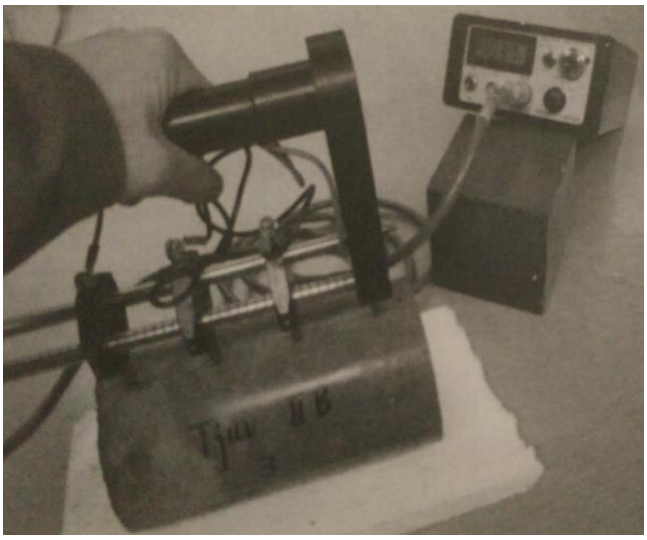
$$\rho = R \times \frac{A}{t} \qquad \text{(Eq. 15)}$$

Em que “R” é a resistência em Ω, “A” é a área da superfície do corpo de prova ensaiado em cm² e “t” é a altura do mesmo em cm.

2.7.5.2 Método dos quatro eletrodos (Método Wenner)

O método Wenner consiste em um dispositivo com quatro eletrodos que é pressionado contra a superfície do concreto. A resistividade aparente, para cada distância entre os eletrodos, é então observada num monitor, como mostrado na Figura 14 (Gjørv, 2015).

Figura 14 - Medida da resistividade pelo método Wenner num cubo de concreto de 100 mm de aresta



FONTE: (Gjørv, 2015)

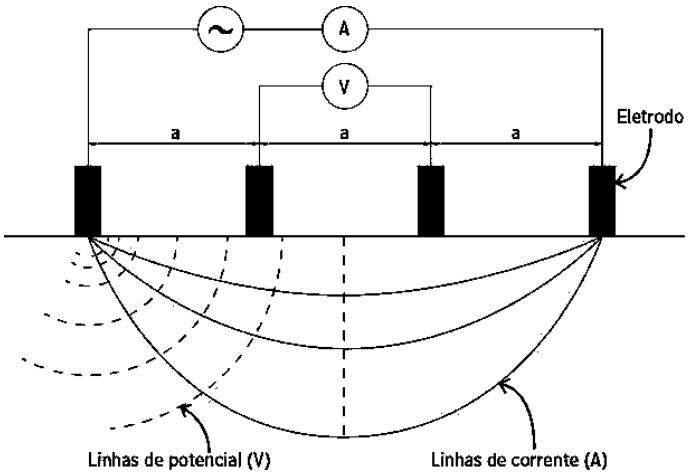
Como mostra a Figura 15, as medidas são baseadas na passagem de corrente elétrica alternada de baixa frequência pelo concreto entre dois eletrodos externos, enquanto a queda de voltagem entre os dois eletrodos internos é observada. Em seguida, a resistividade elétrica do concreto (ρ) é obtida pela seguinte equação:

$$\rho = 2\pi \times a \times V / I \qquad \text{(Eq. 16)}$$

Onde:

V é a queda de voltagem;
I é corrente elétrica;
a é o espaçamento entre os eletrodos.

Figura 15 - O método dos quatro eletrodos (método Wenner) para medir a resistividade elétrica do concreto



FONTE: (ARAÚJO et al., 2014)

2.8 MONITORAMENTO E PREVISÃO DA CORROSÃO POR MEIO DE ENSAIO DE POTENCIAL DE CORROSÃO

Segundo alguns autores como Cascudo (1997), Helene e Matos (1992) (*apud* SILVA, 2010), a diferença de potencial é obtida pela formação de uma pilha de corrosão, logo que o eletrodo de referência detecta o fluxo de corrente elétrica no processo de corrosão eletroquímica da armadura. Podendo dessa forma revelar a existência da corrosão pelos potenciais no voltímetro de maneira que valores mais negativos indicam atividade corrosiva e valores menos negativos sugerem a passivação do aço. Os eletrodos de referência mais usados são os de calomelano saturado – ECS (sistema Hg/Hg_2Cl_2 em solução saturada de KCl) e o de cobre/sulfato de cobre – ESC.

É citado pela norma internacional ASTM C876 (2013) que a técnica de diferença de potencial pode ser realizada onde existam grandes áreas de aço embutido interconectado eletricamente, por exemplo, em plataformas de pontes, pilares ou vigas. Uma medição cuidadosa de potenciais em um padrão de grade estreitamente espaçada e o traçado subsequente de mapas de potencial permitem a identificação de áreas de alta e baixa taxa de corrosão.

Por meio da ASTM C876 (2013) é possível conhecer os equipamentos utilizados, os procedimentos para realizar esse ensaio e cuidados relevantes para se obter resultados seguros. A seguir serão apresentadas as descrições desta norma.

2.8.1 Equipamentos

a) Eletrodo de referência: O eletrodo de referência escolhido deve fornecer um potencial estável e reprodutível para a medição do potencial de corrosão do aço de reforço embutido no concreto na faixa de temperatura de 0 a 49 °C (32 a 120 °F). Para os propósitos da norma, os potenciais de corrosão devem basear-se na reação de meia célula ($Cu \rightarrow Cu^{++} + 2e^{-}$) correspondente ao potencial do eletrodo de referência de cobre/sulfato de cobre saturado como referido ao eletrodo de hidrogênio sendo -0,30 V em 72 °F (22,2 °C). O eletrodo de referência cobre/sulfato de cobre tem um coeficiente de temperatura de aproximadamente 0,0005 V mais negativo por °F para a gama de temperatura de 0 a 49 °C. Podem também ser utilizados outros eletrodos de referência com uma gama de medição, precisão e características de precisão semelhantes ao eletrodo de cobre/sulfato de cobre;

b) Dispositivo de junção elétrica: Um dispositivo elétrico de junção deve ser utilizado para fornecer uma ponte líquida de baixa resistência elétrica entre a superfície do concreto e o eletrodo de referência. Deve consistir numa esponja ou em várias esponjas pré-molhadas com uma solução de contato de baixa resistência elétrica. A esponja pode ser dobrada ao redor e ligada à ponta do eletrodo de referência de modo a proporcionar continuidade elétrica entre o tampão poroso e o componente de concreto. A área de contato mínima do dispositivo de junção eletroquímica deve ser a área equivalente a um círculo com 3 vezes o diâmetro nominal do agregado grosso de concreto a um máximo de 0,01 m²;

c) Solução de Contato Elétrico: Para padronizar a queda de potencial através da porção de concreto do circuito, uma solução de contato elétrica deve ser usada para molhar o dispositivo de junção elétrica. Uma tal solução é composta por uma mistura de 95 ml de agente molhante (agente disponível comercialmente) ou um detergente doméstico líquido cuidadosamente misturado com 19 litros de água potável. Podem ser utilizados géis condutores para reduzir a deriva no potencial de corrosão medido que pode derivar de potenciais dinâmicos de junção de líquidos;

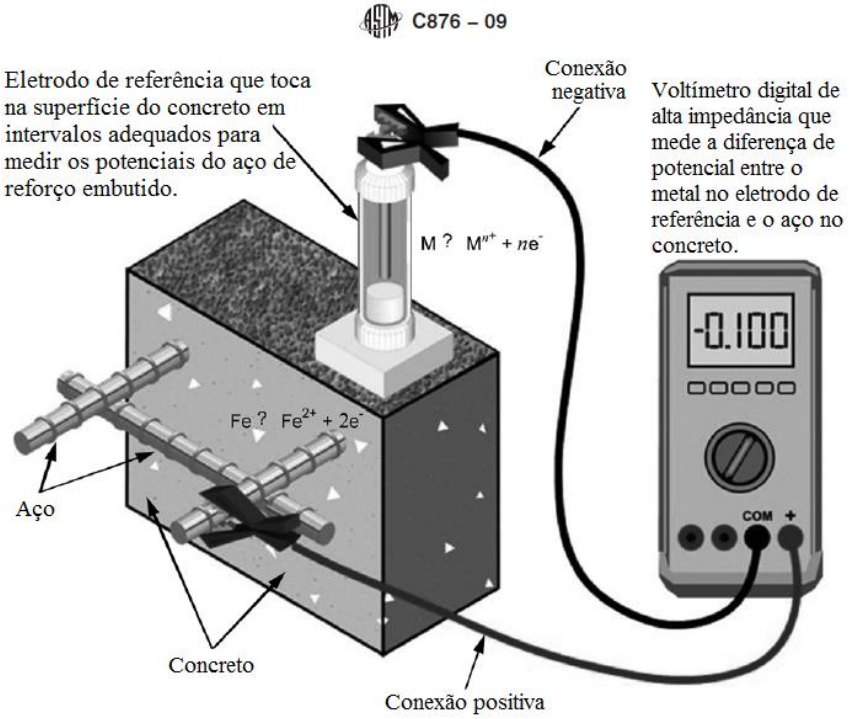
d) Voltímetro: O voltímetro deve permitir leituras de tensão contínua, ter a capacidade de funcionar com bateria e fornecer impedância de entrada adequada para o ambiente

onde este método de teste é aplicado. Antes de iniciar o teste, pode ser utilizado um voltímetro variável de 10 a 200 MV para determinar a impedância de entrada necessária para obter leituras de precisão. O uso de um medidor com impedância de entrada variável evita erros de carregamento de medidores de alta resistividade ao concreto. Uma leitura inicial é tomada na posição 10 MV e depois alternando para impedâncias sucessivamente mais altas enquanto observa o mostrador do medidor até que a leitura permaneça constante através de dois aumentos sucessivos. Em seguida diminue a impedância no ajuste para reduzir o ruído e fornecer as leituras mais precisas. Caso o voltímetro não exiba uma leitura constante através de 200 MV, o uso de galvanômetro com impedância de 1 ou 2 GV ou voltímetros de registro devem ser considerados;

e) Fios elétricos: O fio condutor elétrico deve ter uma dimensão tal que sua resistência elétrica para o seu comprimento não perturbe o circuito elétrico em mais de 0,0001 V. O fio deve ser revestido com um isolamento adequado, como tipo de enterramento direto de isolamento.

Tratando-se de cuidados, deve-se atentar aos eletrodos para que não sequem nem se contaminem. O voltímetro e o eletrodo de referência devem ser calibrados de acordo com um padrão aprovado em intervalos regulares. Seguindo sempre as instruções do fabricante para armazenamento, calibração e manutenção. A configuração básica do circuito elétrico é mostrada na Figura 16.

Figura 16 - Circuito de eletrodo de referência



FONTE: (ASTM C876, 2013 - tradução do autor, 2017)

2.8.2 Procedimentos

a) Espaçamento entre medições: Embora não haja um espaçamento mínimo pré-definido entre as medições na superfície do elemento de concreto, é de pouco valor tomar duas medições a partir de praticamente o mesmo ponto. Inversamente, as medições feitas com espaçamento muito grande não podem detectar a atividade de corrosão que está presente nem resultar na acumulação apropriada de dados para avaliação;

b) Conexão elétrica ao aço: O tipo de conexão usado dependerá se uma conexão temporária ou permanente é necessária. Fazendo-se uma conexão elétrica direta ao aço de reforço por meio de uma braçadeira de terra tipo compressão, soldando ou soldando uma haste saliente, ou usando um parafuso auto-roscante em um furo perfurado na barra. Para garantir uma conexão de baixa resistência elétrica, raspe a barra ou escove o fio antes de conectá-lo ao aço de reforço para garantir um contato metálico brilhante com metal brilhante. Em certos casos, esta técnica pode exigir a remoção de concreto para expor o aço de reforço. Conectar eletricamente o aço de

reforço ao terminal positivo do voltímetro. Deve-se ter cuidado especial com os aços de pré-esforço para evitar lesões graves e somente devem ser feitas as conexões mecânicas. Quando a soldadura é utilizada para fazer ligações ao aço de reforço convencional, o pré-aquecimento será necessário para evitar a formação de uma área quebradiça no vergalho adjacente à soldadura e tal soldadura deve ser realizada por soldadores certificados. A fixação deve ser feita diretamente ao aço de reforço, exceto nos casos em que se possa documentar que um elemento de aço exposto está diretamente ligado ao aço de reforço. Quando as medições repetidas do ensaio forem mantidas durante um longo período de tempo, pontos de ligação idênticos devem ser utilizados cada vez para uma dada medição. Deve-se tomar cuidado para que toda a área do tapete de reforço sendo medido seja eletricamente contínua verificando a continuidade elétrica entre as extremidades diagonalmente opostas da área pesquisada;

c) Ligação elétrica ao eletrodo de referência: Ligar eletricamente uma extremidade do fio condutor ao eletrodo de referência e a outra extremidade deste mesmo fio ao terminal negativo do voltímetro;

d) Pré-Molhagem da Superfície de Concreto: Na maioria das condições, a superfície de concreto deve ser pré-molhada por um dos dois métodos descritos abaixo com a solução descrita em Solução de Contato Elétrico para diminuir a tensão elétrica do circuito:

   – Método **A** para pré-molhar superfícies de concreto - Utilizado para as condições em que é necessária uma quantidade mínima de pré-molhagem para obter a condição (1) a seguir. Realizar isto pulverizando ou molhando de qualquer outra forma toda a superfície de concreto ou somente os pontos de medição com a solução de contato elétrico. Nenhuma água superficial livre deve permanecer entre os pontos da grade quando as medições de potencial forem iniciadas;

   – Método **B** para pré-molhagem de superfícies de concreto - Neste método, saturar as esponjas com a solução de contato elétrico e colocar na superfície do concreto com espaçamento adequado. Deixar as esponjas no lugar durante o período de tempo necessário para obter a condição (1). Ao fazer as medições do

potencial de corrosão, coloque o dispositivo de junção elétrica firmemente sobre as esponjas de pré-molhagem durante toda a medição.

E para determinar a necessidade dessa pré-molhagem deve ser colocado o eletrodo de referência na superfície do concreto sem movê-lo e observar o voltímetro para uma das seguintes condições:

a) condição (1): O valor medido do potencial de corrosão não muda ou flutua com o tempo;
b) condição (2): O valor medido do potencial de corrosão muda ou flutua com o tempo.

Se a condição (1) for observada, não é necessário molhar previamente a superfície do concreto. Contudo, se for observada a condição (2), é necessário um pré-humedecimento durante um período de tempo tal que a leitura da tensão seja estável (60,02 V) quando observada durante pelo menos 5 min. Se a pré-molhagem não puder obter a condição (1), a resistência eléctrica do circuito é demasiado grande para obter medições válidas do potencial de corrosão do aço ou corrente de dispersão de um sistema próximo de corrente contínua ou outra corrente contínua flutuante, soldagem de arco, está afetando as leituras. Em qualquer dos casos, o método do eletrodo de referência não deve ser utilizado.

Algumas observações devem ser levadas em conta antes de iniciar os procedimentos do teste. Este método de ensaio é aplicável aos elementos independentemente do seu tamanho ou da profundidade da cobertura de concreto sobre o aço de reforço. No entanto, um cobrimento superior a 75 mm pode resultar em uma média de potenciais de corrosão de reforço adjacentes que podem resultar em perda da capacidade de discriminar variação na atividade relativa de corrosão.

Este método de ensaio pode ser utilizado em qualquer idade durante a vida útil de um elemento de concreto.

2.8.3 Interpretando os Resultados

Para interpretar os potenciais de corrosão usa-se geralmente os seguintes parâmetros:

a) se os potenciais em uma área forem mais positivos do que -0,20 V CSE, há uma probabilidade maior do que 90% de que nenhuma corrosão de aço de reforço está ocorrendo nessa área no momento da medição;
b) se os potenciais em uma área estiverem na faixa de -0,20 a -0,35 V CSE, a atividade de corrosão do aço de reforço nessa área é incerta;
c) se os potenciais em uma área forem mais negativos do que -0,35 V CSE, há uma probabilidade maior que 90% de que a corrosão de aço de reforço está ocorrendo nessa área no momento da medição.

2.9 ENSAIO DE COMPRESSÃO DESTRUTIVA AXIAL

Para verificar se há confiabilidade nos resultados obtidos pelos ENDs, é preciso que haja correlação satisfatória com a resistência à compressão do concreto.

Segundo Helene e Pacheco (2013), a resistência à compressão é a propriedade do concreto adotada no momento do dimensionamento da estrutura. Analisando inicialmente a agressividade do ambiente e as solicitações a qual deverá resistir. Estando, portanto, diretamente ligada à segurança e estabilidade estrutural.

Essa resistência é determinada através de ensaios padronizados de curta duração (carregamento rápido) (ARAÚJO, 2010). Os corpos de prova moldados devem atender ao estabelecido na ABNT NBR 5738:2015 - Versão Corrigida (2016) – Concreto. Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova.

Por convenção, no Brasil, a resistência à compressão, de referência do concreto para fins de introdução da segurança no projeto estrutural e para fins de controle, é obtida através da tensão de ruptura à compressão axial de um cilindro de concreto, que deve ter altura igual ao dobro do diâmetro, que por sua vez pode ser de 10cm, 15cm, 20cm, 25cm, 30cm ou 45cm (HELLIER, 2003).

Para o ensaio de ruptura deve ser atendido, no Brasil, o método da ABNT NBR 5739:2007 - Concreto: Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos, observando-se cuidadosamente a preparação dos topos dos corpos de prova, sendo ideal a chamada “retificação” dos mesmos (HELLIER, 2003).

A aparelhagem necessária para a execução do ensaio, descrita pela ABNT NBR 5739:2007, é formada por:

a) Máquina de ensaio: deve atender aos valores máximos admissíveis determinados em norma específica. Para laboratório de ensaio, a máquina deve ser classe 1 ou melhor;
b) Pratos de compressão: a máquina deve ser equipada com dois pratos de aço, cujas superfícies de contato com os corpos de prova tenham sua menor dimensão 4% superior ao maior diâmetro do corpo de prova que será ensaiado e devem apresentar desvio máximo de planicidade de 0,05 mm para cada 150 mm de diâmetro de pratos;
c) Calibração: a calibração da máquina deve ser feita conforme prescrito em norma específica, sob condições normais, em intervalos não maiores que 12 meses;
d) Paquímetro: O paquímetro utilizado para a determinação das dimensões deve apresentar faixa nominal compatível com a dimensão do corpo de prova e ter resolução menor ou igual a 0,1 mm.

Segundo a ABNT NBR 5739:2007, os corpos de prova a serem ensaiados devem atender a relação altura/diâmetro (h/d) nunca maior que 2,02. Caso seja menor que 1,94, multiplicar a força máxima alcançada no ensaio pelo fator de correlação correspondente ao h/d encontrado, conforme especificado na Tabela 9. Até o momento do ensaio devem estar mantidos em processo de cura úmida ou saturada e antes do ensaio deve-se preparar suas bases, como indicado na ABNT NBR 5738:2015 - Versão Corrigida (2016).

Tabela 9 - Fator de correlação h/d

Relação h/d	**2,00**	**1,75**	**1,50**	**1,25**	**1,00**
Fator de correlação	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87

NOTA: Os índices correspondentes à relação h/d não indicada podem ser obtidos por interpolação linear, com aproximação de centésimos.

FONTE: (ABNT NBR 5739:2007)

Antes da execução do ensaio, deve-se determinar o diâmetro para o cálculo da área da seção transversal e a altura do corpo de prova, as duas dimensões com exatidão de ± 0,1 mm. Os corpos de prova devem ser rompidos à compressão em uma data idade específica, com as tolerâncias de tempo descritas na Tabela 10 (ABNT NBR 5739:2007).

Tabela 10 - Tolerância para a idade de ensaio

Idade de ensaio	Tolerância permitida h
24 h	0,5
3 d	2
7 d	6
28 d	24
63 d	36
91 d	48
NOTA: Para outras idades de ensaio, a tolerância deve ser obtida por interpolação.	

FONTE: (ABNT NBR 5739:2007)

Em geral, os ensaios são realizados na idade padrão de 28 dias, convencionando-se que esta é a idade em que a estrutura deverá estar em carga (ARAÚJO, 2010).

As faces dos pratos e dos corpos de prova devem ser limpas e secas antes do corpo de prova ser colocado em posição de ensaio. O mesmo deve ser cuidadosamente centralizado no prato inferior, com o auxílio dos círculos concêntricos de referência. O carregamento de ensaio deve ser aplicado continuamente e sem choques, com a velocidade de carregamento de 0,45 ± 0,15 MPa e deve ser mantida constante durante todo o ensaio. O carregamento só deve cessar quando houver uma queda de força que indique sua ruptura. Pela ABNT NBR 5739:2007, a resistência a compressão deve ser calculada através da seguinte expressão:

$$f_c = \frac{4F}{\pi \times D^2} \qquad \text{(Eq. 17)}$$

Onde:

f_c é a resistência à compressão, em megapascals;
F é a força máxima alcançada, em newtons;
D é o diâmetro do corpo de prova, em milímetros.

Conhecidos os métodos de ensaios e seus princípios de funcionamento, é perceptível a praticidade e facilidade de manuseio, bem como a segurança e veracidade dos resultados visto que são, em sua maioria, fundamentados por normas que regem sua utilização. Sempre ressaltando que a qualidade dos resultados dependerá de diversos fatores, principalmente da experiência de quem comandará os aparelhos.

3 METODOLOGIA

A metodologia empregada para a elaboração deste trabalho consiste em pesquisas de referenciais teóricos, utilização de equipamentos para medições laboratoriais e tratamento estatístico dessas medições.

As pesquisas de referências bibliográficas são feitas com o intuito de aprofundar o conhecimento no assunto para melhor desenvolvimento do trabalho. Além de artigos, livros e teses relacionados ao tema, foram estudadas normas que auxiliam na execução dos ensaios, prescrevendo cuidados em sua execução para que se obtenha o melhor resultado.

Após a obtenção das medições, foi realizada uma análise estatística para verificar se há correlação entre os resultados encontrados de cada equipamento.

Para analisar o concreto, foram utilizados 20 corpos de prova dosados para se obter uma resistência característica (fck) de 30 MPa, os quais ficaram submersos em água por pelo menos sete dias antes da realização dos ensaios. Todos os corpos de prova tinham dimensões iguais, com diâmetro de 10 cm de base e 20 cm de comprimento, atendendo as recomendações de relação h/d descritas na ABNT NBR 5739:2007.

Não foi realizado o ensaio de pacometria, que verifica o cobrimento de concreto da armadura, visto que os corpos de prova eram apenas de concreto.

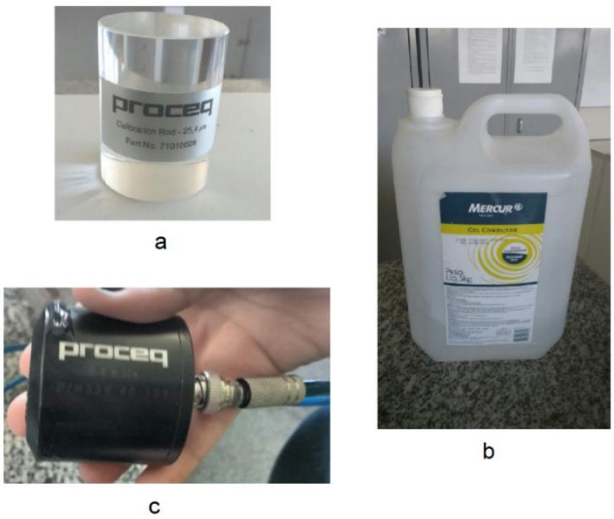
Já na realização do ensaio de potencial de corrosão, foram analisados outros 12 corpos de prova de concreto armado com 06 barras de aço de 6.3 mm de diâmetro com espaçamentos de aproximadamente 5,5 cm e com fck também de 30 MPa. Suas dimensões eram 73 cm de altura, 24 cm de comprimento e 17 cm de largura. Os corpos de prova de numeração 01, 02 e 03 possuíam pastilhas de zinco (anodo de sacrifício).

3.1 ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DA VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DA ONDA ULTRASSÔNICA NO CONCRETO

Para a realização dos ensaios, foram feitos procedimentos preliminares como a regularização da superfície via lixamento manual e a calibração do equipamento de ultrassom através de barra acrílica referencial que acompanha o instrumento, apresentada na Figura 17 – a. Nas medições, inclusive calibrações, utilizou-se de gel apropriado com o fito de garantir um bom acoplamento entre o concreto e os transdutores (Figura 17 - b).

O equipamento de ultrassom utilizado foi da marca Proceq de modelo Pundit+ com um par de transdutores planos normais de onda longitudinal de 54 KHz (Figura 17 - c). Os transdutores foram posicionados nos elementos de forma direta, como mostrado na Figura 18. Procediam-se 10 medições ultrassonoras em cada corpo de prova e as leituras das velocidades das ondas ultrassônicas foram vistas diretamente no visor do equipamento em metros por segundo (m/s).

Figura 17 - Materiais utilizados na execução do ensaio de ultrassom



FONTE: (Autor, 2017)

Figura 18 - Realização de ensaio com equipamento de ultrassom e transdutores posicionados de forma direta

FONTE: (Autor, 2017)

3.2 ENSAIO DE RESISTIVIDADE ELÉTRICA DO CONCRETO

Os corpos de prova foram mantidos saturados em água antes da realização do ensaio, para melhor condutividade elétrica, e no momento do ensaio foi retirada toda a água livre presente na superfície.

O método utilizado foi o de quatro pontos, conhecido como método Wenner. O equipamento utilizado foi o da marca Proceq, chamado de Resipod, mostrado na Figura 19 (*a* e *b*), que é um equipamento mais moderno do que o apresentado por Gjørv (2015), mas possui o mesmo princípio de funcionamento. É aplicada uma corrente às duas sondas nas extremidades e a diferença de potencial é medida entre as duas sondas internas. A corrente é carregada por íons no líquido do poro do concreto. Opera com uma corrente alternada de 40 Hz a 38 V máx., gerada digitalmente.

Figura 19 - Equipamento capaz de medir a resistividade pelo método Wenner

a)

b)

FONTE: (Autor, 2017)

Os quatro eletrodos foram mergulhados em água, como cita o manual de uso do aparelho e conforme mostrado na Figura 20, posicionados ao longo no comprimento do corpo de prova (Figura 21) e pressionados contra a superfície do concreto de maneira uniforme, então o resultado da resistividade pode ser observado no monitor em kΩ.cm. Verificando os resultados

para que nenhuma das medições tenha diferença superior a 10% da média dos resultados de cada corpo de prova.

Figura 20 - Mergulhando os pinos em água para encher seus reservatórios

FONTE: (Autor, 2017)

Figura 21 - Posicionamento do equipamento de resistividade e execução do ensaio

FONTE: (Autor, 2017)

3.3 ENSAIO DE DUREZA SUPERFICIAL DO CONCRETO

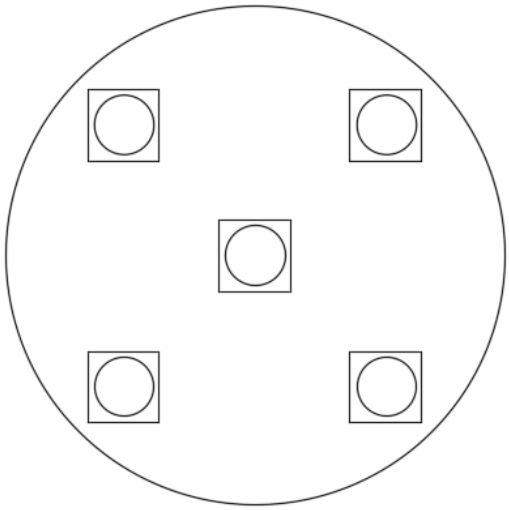
O esclerômetro utilizado para executar o ensaio de dureza superficial foi da marca Proceq, chamado de SilverSchmidt (Figura 22). Inicialmente os corpos de prova foram limpos e secos para evitar interferências no momento do ensaio. As medições foram feitas na direção de maior inercia do corpo de prova, para garantir que não houvesse dissipação da energia do impacto.

Figura 22 - Esclerômetro utilizado para o ensaio de dureza superficial do concreto

FONTE: (Autor, 2017)

Foram feitos 5 impactos em cada base do corpo de prova, totalizando 10 impactos, distribuídos como mostrado na Figura 23, devido à área transversal ser de pequena dimensão e não permitir que fossem feitos os 16 impactos com espaçamentos ideais entre eles e distantes às bordas, como sugerido pela ABNT NBR 7584:2012. O resultado de cada impacto pode ser observado no visor do equipamento, em MPa.

Figura 23 - Posicionamento dos impactos na base (diâmetro = 100 mm) dos corpos de prova



FONTE: (Autor, 2017)

3.4 ENSAIO DE COMPRESSÃO AXIAL NO CONCRETO

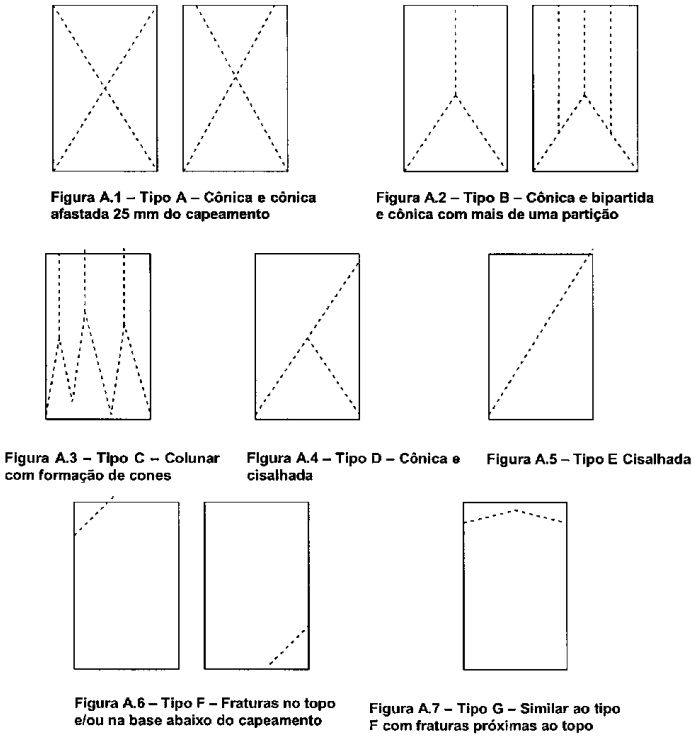
Aos 28 dias de moldados os corpos de prova, foram realizados os rompimentos dos mesmos em uma Máquina Universal de Ensaios (MUE) mecânicos, modelo Emic 100, Figura 24. A calibração do equipamento foi executada pelo laboratorista presente no local que auxiliou

durante a execução do ensaio, e por meio de um paquímetro foi possível conferir as medidas dos elementos ensaiados. Depois de rompidos observou-se a resistência característica (em MPa) alcançada pelo concreto por meio de um computador conectado à máquina, além de em seguida identificar o tipo de ruptura, segundo a ABNT NBR 5739:2007, conforme Figura 25.

Figura 24 - Máquina Universal de Ensaios Mecânicos - EMIC 100

FONTE: (Autor, 2017)

Figura 25 - Tipos de ruptura de corpos de prova de concreto

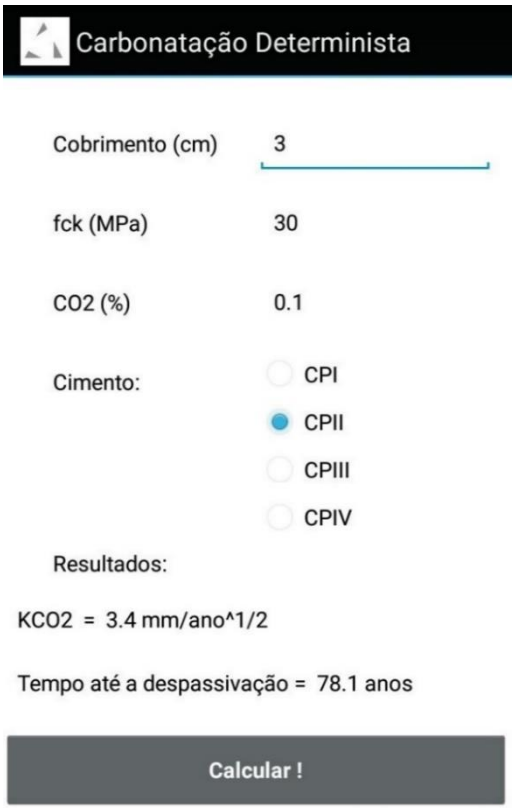


FONTE: (ABNT NBR 5739:2007)

3.5 ENSAIO DE VERIFICAÇÃO DA CARBONATAÇÃO NO CONCRETO

Depois de rompidos os corpos de prova, foi borrifada uma solução de fenolftaleína nos locais de ruptura para que pudesse ser observado e registrado se o concreto estava em situação de carbonatação. Além de utilizar o *Software CARAMBOLA*, desenvolvido pelo Engenheiro Thomas Garcia Carmona que utilizando um método determinista a partir do fck, tipo do concreto, cobrimento nominal e porcentagem de CO_2 no ambiente, para determinar o tempo possível até a despassivação da estrutura de concreto armado em relação à carbonatação.

Figura 26 - Layout do *Software CARAMBOLA* (Mobile) para o cálculo da vida útil por meio da carbonatação



FONTE: (Autor, 2017)

3.6 CÁLCULO DA DIFUSIVIDADE DE CLORETOS

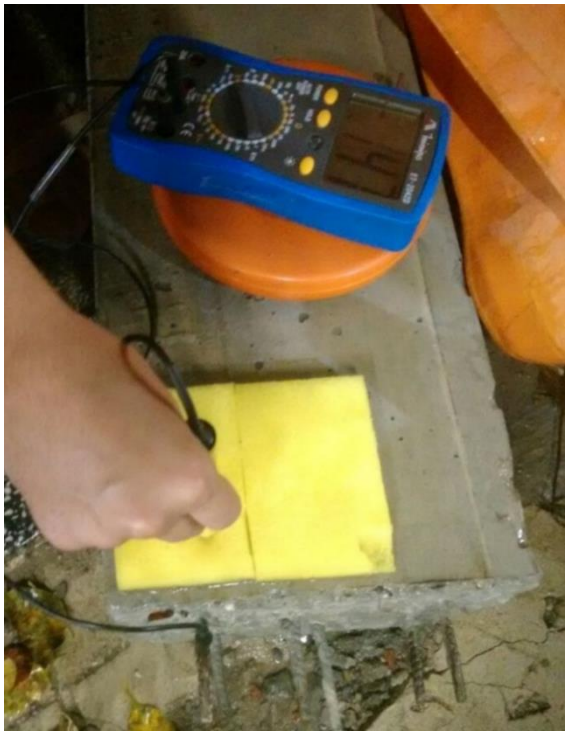
Para realização do cálculo da difusividade de cloretos no concreto dos corpos de prova, foi utilizada a 2ª Lei de Fick, sendo adotado o tempo de vida útil, concentração de agentes agressivos e a profundidade do cobrimento de concreto. O resultado foi comparado às

difusividades encontradas por meio da equação Nernst-Einstein utilizando a média das resistividades elétricas obtidas nas medições de cada corpo de prova.

3.7 ENSAIO DE POTENCIAL DE CORROSÃO NO CONCRETO ARMADO

Para a realização do ensaio nos corpos de prova de concreto armado foram utilizados um Multímetro Digital “Minipa ET-2652”, um eletrodo saturado de calamelano, uma esponja úmida e fio elétrico com uma das extremidades com a ponta de prova do tipo “jacaré”. Inicialmente foi realizada a limpeza das barras de aço para que não houvesse interferência no momento das medições e mantidos os corpos de prova extremamente úmidos. Posicionou-se a extremidade da ponta “jacaré” na barra de aço e a outra extremidade do fio (ponta reta) na conexão positiva do multímetro. Depois o fio do eletrodo de referência na conexão negativa e o eletrodo sobre a espoja úmida na superfície do concreto na direção perpendicular em que estava posicionada a barra analisada e, por fim, identificada a diferença de potência entre o eletrodo de referência e o aço. Foram feitas medições em duas barras distintas em cada corpo de prova.

Figura 27 - Realização do ensaio de potencial de corrosão



FONTE: (Autor, 2017)

3.8 CORRELAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DOS ENSAIOS

Após obtenção dos dados, realizou-se uma análise por meio do *Softwer OriginPro 8.0*, que utiliza o método do coeficiente de Pearson (Eq. 18), com o objetivo de verificar a existência de correlação aceitável estatisticamente entre todos os ensaios realizados e as resistências laboratoriais aos 28 dias de ruptura à compressão.

$$r = \frac{\sum(Xi-\bar{X})\times(Yi-\bar{Y})}{\sqrt{[\sum(Xi-\bar{X})^2]\times[\sum(Yi-\bar{Y})^2]}} \qquad \text{(Eq. 18)}$$

Para que seja interpretado o coeficiente de correlação encontrado, segundo Shimakura (2006), é preciso saber que as principais propriedades do mesmo são:

a) O intervalo de variação está entre -1 e +1;
b) O coeficiente de correlação é uma medida adimensional, ou seja, independente das unidades de medida das variáveis X e Y;
c) Quanto mais próximo de +1 for “r”, maior o grau de associação positivo entre X e Y, com X e Y variando na mesma direção;
d) Quanto mais próximo de -1 for “r”, maior o grau de associação negativo entre X e Y, com X e Y variando em sentidos opostos;
e) Quanto mais próximo de zero estiver “r” menor será a correlação linear entre X e Y. No qual, “r” sendo igual a zero indica que não há associação entre as variáveis.

E depois de obtido o resultado, é possível qualificá-lo conforme Tabela 11 logo abaixo.

Tabela 11 - Parâmetro para interpretação do resultado de correlação

Valor de r (+ ou -)	Interpretação
0,00 a 0,19	Correlação bem fraca
0,20 a 0,39	Correlação fraca
0,40 a 0,69	Correlação moderada
0,70 a 0,89	Correlação forte
0,90 a 1,00	Correlação muito forte

FONTE: (SHIMAKURA, 2006)

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Pelo fato de ter sido feito um grande número de medições, os resultados a seguir apresentam a média aritmética encontrada entre as medições de cada corpo de prova e de cada ensaio realizado. Os valores detalhados podem ser encontrados no Apêndice do presente trabalho.

É importante ressaltar que a forma como essa avaliação é conduzida pode levar à interpretações físicas equivocadas. Logo que a utilização de valores médios (puramente matemáticos) para diagnosticar resultados podem não representar de modo geral um resultado físico conclusivo (CARVALHO, 2013).

Segundo Bungey et al. (2006), se houver um gráfico de calibração confiável juntamente com boas condições de ensaio é possível atingir um limite de confiança de 95% sobre uma previsão de resistência de ± 20% relativo a uma área localizada de interesse.

4.1 RESULTADOS DOS ENSAIOS NO CONCRETO

4.1.1 Ensaio de Determinação da Velocidade de Propagação da Onda Ultrassônica

Tabela 12 - Médias de cada corpo de prova: Ensaio de Ultrassom

Corpo de prova	Média encontrada das 10 medições de velocidade (m/s)	Desvio Padrão
CP 01	4559,4	34,40995
CP 02	4421,1	21,21556
CP 03	4845,2	4,638007
CP 04	4536,2	11,39005
CP 05	4398,5	15,21147
CP 06	4850,9	12,24246
CP 07	4527	7,888106
CP 08	4530,4	37,91863
CP 09	4400,7	24,13412
CP 10	4633,1	7,030884
CP 11	4684	0
CP 12	4574,8	13,07075
CP 13	4426,1	11,68522
CP 14	4432,9	6,118279
CP 15	4574,8	10,93211
CP 16	4578	3,162278

Tabela 12 - Médias de cada corpo de prova: Ensaio de Ultrassom (Continuação)

Corpo de prova	Média encontrada das 10 medições de velocidade (m/s)	Desvio Padrão
CP 17	4627,8	4,638007
CP 18	4427	4,21637
CP 19	5029,1	13,39527
CP 20	4667,7	25,20163

FONTE: (Autor, 2017)

Analisando os resultados obtidos e comparando com o parâmetro apresentado por Cánovas (1988) na Tabela 6 é possível classificar os corpos de prova. Assim, têm-se que:

a) os corpos de prova de numeração 01, 03, 04, 06, 07, 08, 10, 11, 12, 15, 16, 17, 19 e 20 são considerados excelentes quando a sua homogeneidade;
b) os corpos de prova de numeração 02, 05, 09, 13, 14 e 18 podem ser classificados como ótimos.

Portanto, os corpos de prova apresentaram quantidade de descontinuidades consideravelmente baixa em seu interior.

4.1.2 Ensaio de Resistividade Elétrica do Concreto

Tabela 13 - Médias de cada corpo de prova: Ensaio de Resistividade elétrica

Corpo de prova	Média encontrada das 5 medições de resistividade elétrica (kΩ.cm)	Desvio Padrão
CP 01	14,06	0,4505552
CP 02	13,22	0,1923538
CP 03	13,54	0,3847077
CP 04	14,92	0,7661593
CP 05	12,64	0,4393177
CP 06	13,66	0,427785
CP 07	15,08	0,1095445
CP 08	14,6	0,4527693
CP 09	12,94	0,4929503
CP 10	13,26	0,6188699
CP 11	13,74	0,6913754
CP 12	15,78	0,432435
CP 13	11,26	0,3847077
CP 14	12,04	0,1140175
CP 15	15,34	0,5319774

Tabela 13 - Médias de cada corpo de prova: Ensaio de Resistividade elétrica (Continuação)

Corpo de prova	Média encontrada das 5 medições de resistividade elétrica (kΩ.cm)	Desvio Padrão
CP 16	14,3	0,41833
CP 17	15,38	0,2588436
CP 18	12,82	0,1923538
CP 19	20,68	0,9884331
CP 20	15,08	0,5449771

FONTE: (Autor, 2017)

Relacionando os resultados de resistividade elétrica de cada corpo de prova com o risco de corrosão, adotando o método do CEB-192 (1989) (Tabela 7), tem-se:

a) O corpo de prova de numeração 19 apresenta risco de corrosão desprezível;
b) Demais corpos de prova (numeração de 01 ao 20, com exceção do 19) apresentam risco de corrosão baixo.

No entanto, atentando-se ao fornecido por Andrade et al. (1998 *apud* SANTOS, L., 2006) na Tabela 8, apenas o corpo de prova de numeração 19 satisfaz a resistividade mínima requerida ao ataque de íons cloreto em estruturas nas regiões de maré, que seria de 20 kΩ.cm.

4.1.3 Ensaio de Dureza Superficial do Concreto

Tabela 14 - Médias de cada corpo de prova: Ensaio de Dureza superficial

Corpo de prova	Média encontrada das 10 medições de dureza superficial (MPa)	Desvio Padrão
CP 01	41,75	3,310337
CP 02	38,35	1,56436
CP 03	45,3	2,898275
CP 04	42,4	4,087923
CP 05	41,15	2,285826
CP 06	48,3	2,869379
CP 07	41,25	2,176261
CP 08	41,75	2,418103
CP 09	37,7	1,378405
CP 10	41,6	2,469818
CP 11	45,3	2,213594
CP 12	42,8	1,843909
CP 13	40,6	1,882669
CP 14	39,7	1,619328
CP 15	42	2,905933

Tabela 14 - Médias de cada corpo de prova: Ensaio de Dureza superficial (Continuação)

Corpo de prova	Média encontrada das 10 medições de dureza superficial (MPa)	Desvio Padrão
CP 16	46,8	5,334375
CP 17	42,75	2,300362
CP 18	39,95	1,383434
CP 19	50,4	4,501851
CP 20	42,75	2,239171

FONTE: (Autor, 2017)

Todos os corpos de prova obtiveram estimativa de resistências superior ao mínimo para o qual foi dosado, 30 MPa.

4.1.4 Ensaio de Compressão Axial do Concreto

Tabela 15 - Médias de cada corpo de prova: Ensaio de Compressão axial

Corpo de prova	Resistência característica (fck) encontrada (MPa)	Tipo de rompimento
CP 01	36,94	D
CP 02	35,64	C
CP 03	52,56	E
CP 04	39,64	D
CP 05	32,95	D
CP 06	54,14	E
CP 07	37,00	D
CP 08	29,78	F
CP 09	30,25	F
CP 10	40,66	F
CP 11	45,61	A
CP 12	37,59	D
CP 13	32,53	F
CP 14	33,92	E
CP 15	40,58	F
CP 16	34,93	F
CP 17	31,11	F
CP 18	32,29	F
CP 19	46,33	F
CP 20	36,29	F

FONTE: (Autor, 2017)

Apenas o corpo de prova de numeração 08 apresentou fck inferior ao requerido em projeto, provavelmente por falha no capeamento do elemento não tão perceptível. No entanto, está exatamente na margem de 95% de confiança. Como os corpos de prova foram fornecidos

já moldados e com alguns dias de idade, a variação das resistências pode ser explicada por diversos fatores. Mudança de operador durante as moldagens dos corpos de prova, cura mal executada nos primeiros dias de idade do concreto são exemplos.

4.1.5 Ensaio de Verificação da Carbonatação do Concreto

Todos os corpos de prova, depois de borrifada a solução de fenolftaleína, apresentaram alteração na coloração indicando a não carbonatação do concreto no local da ruptura, como mostrado um dos corpos de prova na Figura 28. No entanto, é possível observar que em alguns pontos na superfície do concreto onde a fenolftaleína entrou em contato, que estava exposta ao ambiente antes do rompimento, estão apenas com a aparência úmida, sem alteração na coloração, mostrando que o CO_2 presente na atmosfera já está neutralizando o pH do concreto. Imagens dos demais corpos de prova podem ser encontradas no Apêndice B.

Figura 28 - Corpo de prova de numeração 11 apresentando mudança de coloração após entrar em contando com solução de fenolftaleína

FONTE: (Autor, 2017)

Ao utilizar o *Software CARAMBOLA*, foram adotados os seguintes valores:

a) Espessura de 4 centímetros de cobrimento nominal para viga/pilar, sendo o mais conservador e trazendo para a realidade de Aracaju (Classe de agressividade III);

b) Porcentagem de 0,1% de CO_2 no ambiente, utilizando uma porcentagem bem superior ao que NOAA (National Oceanic and Atmospheric Administration) indica conter (409.65 partes por milhão em maio de 2017, que é aproximadamente 0,04%);
c) Tipo de cimento CPII, logo que é comumente utilizado.

E a partir daí foram obtidos os seguintes resultados em relação a cada fck encontrado em cada corpo de prova:

Tabela 16 – Tempo até despassivação por carbonatação

Corpo de prova	Resistência característica (fck) encontrada (MPa)	Tempo até a despassivação (anos)
CP 01	36,94	234,8
CP 02	35,64	210,4
CP 03	52,56	2247,9
CP 04	39,64	301,2
CP 05	32,95	170,7
CP 06	54,14	3618,4
CP 07	37,00	236,1
CP 08	29,78	136,8
CP 09	30,25	141,1
CP 10	40,66	333,7
CP 11	45,61	602,4
CP 12	37,59	248,6
CP 13	32,53	165,5
CP 14	33,92	183,6
CP 15	40,58	331
CP 16	34,93	198,7
CP 17	31,11	149,7
CP 18	32,29	162,7
CP 19	46,33	667,5
CP 20	36,29	222,1

FONTE: (Autor, 2017)

Todos os resultados foram superiores ao mínimo exigido pela Norma de desempenho, que seria de 50 anos.

4.2 CORRELAÇÕES ENTRE AS MEDIÇÕES ENCONTRADAS NOS ENSAIOS E SEUS RESPECTIVOS GRÁFICOS DE DISPERSÃO

Foi feita a análise de correlação entre os seguintes ensaios:

a) Ultrassom e Compressão axial;
b) Dureza superficial e Compressão axial;
c) Dureza superficial e Ultrassom;
d) Resistividade elétrica e Ultrassom;
e) Resistividade elétrica e Dureza superficial;
f) Resistividade elétrica e Compressão axial.

Foi utilizado o *Software OriginPro 8.0* para verificar o coeficiente de correlação de Pearson como também para gerar os gráficos de dispersão.

4.2.1 Correlação Entre Ultrassom e Compressão Axial

No *Software* foram inseridas as médias dos resultados obtidos pelo ultrassom (US) como variável A(X) e os resultados da resistência a compressão (fck) após 28 dias de moldados como variável B(Y). Assim, obteve-se a correlação indicada na Figura 29.

Figura 29 - Resultado de cálculos para correlação: US e fck

Correlations Coefficients

Notes

X-Function	Correlations Coefficients
User Name	Emanuella
Time	08/05/2017 23:05:59

Input Data

	Data	Range
US	[Book1]Sheet1!US	[1*:20*]
fck	[Book1]Sheet1!fck	[1*:27*]

Descriptive Statistics

	N	Mean	SD	Sum	Min	Max
US	20	4586,235	167,80087	91724,7	4398,5	5029,1
fck	20	38,037	6,94405	760,74	29,78	54,14

Pearson Correlations

		US	fck
US	Pearson Corr.	1	0,80517
	Sig.	--	1,84847E-5
fck	Pearson Corr.	0,80517	1
	Sig.	1,84847E-5	--

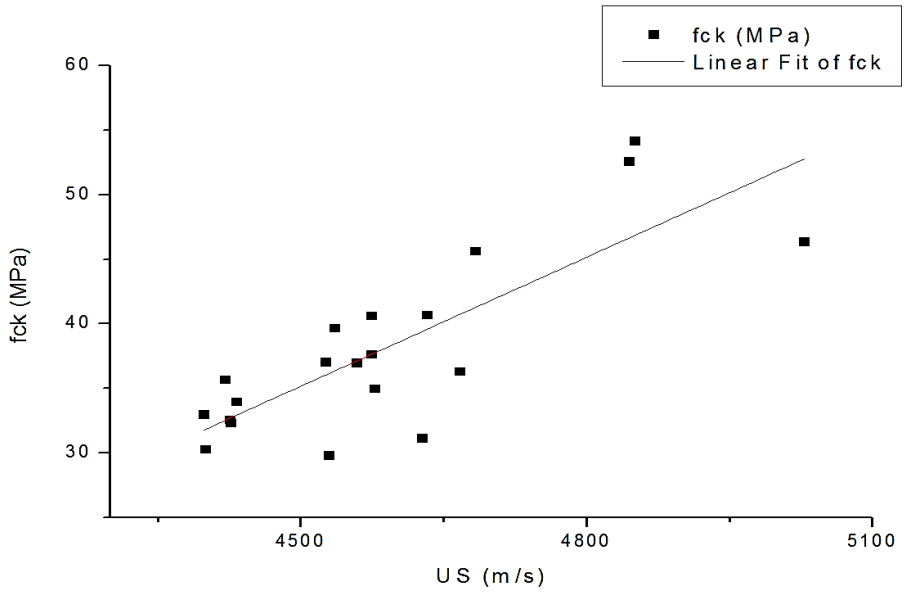
2-tailed test of significance is used

FONTE: (Autor, 2017)

Segundo o parâmetro indicado por Shimakura (2006) na Tabela 11, obteve-se uma correlação forte de 0,80517.

No Gráfico 6 é possível observar a correlação entre as variáveis à medida que os pontos demonstrados se aproximam da reta.

Gráfico 6 - Gráfico de dispersão entre US e fck



FONTE: (Autor, 2017)

4.2.2 Correlação Entre Dureza Superficial e Compressão Axial

No *Software* foram inseridas as médias dos resultados obtidos pelo esclerômetro (ES) como variável A(X) e os resultados da resistência a compressão (fck) após 28 dias de moldados como variável B(Y). Assim, obteve-se a correlação apresentada na Figura 30.

Figura 30 - Resultado de cálculos para correlação: ES e fck

Correlations Coefficients (08/05/2017 20:00:41)

Notes

X-Function	Correlations Coefficients
User Name	Emanuella
Time	08/05/2017 20:00:41

Input Data

	Data	Range
FCK	[Book1]Sheet1!FCK	[1*:20*]
ES	[Book1]Sheet1!ES	[1*:20*]

Descriptive Statistics

	N	Mean	SD	Sum	Min	Max
FCK	20	38,037	6,94405	760,74	29,78	54,14
ES	20	42,63	3,1945	852,6	37,7	50,4

Pearson Correlations

		fck	ES
FCK	Pearson Corr.	1	0,71292
	Sig.	--	4,18607E-4
ES	Pearson Corr.	0,71292	1
	Sig.	4,18607E-4	--

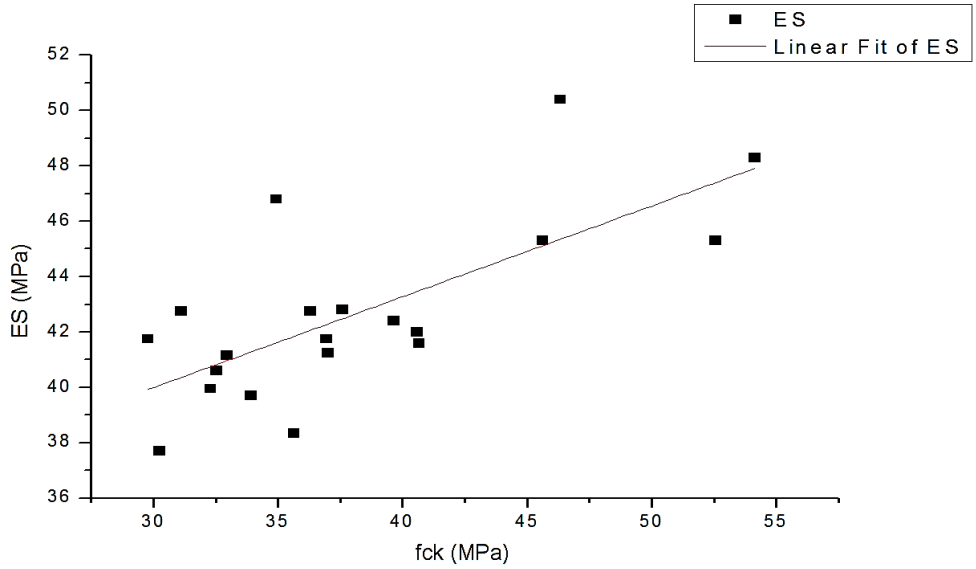
2-tailed test of significance is used

FONTE: (Autor, 2017)

Pelos parâmetros indicados na Tabela 11, obteve-se correlação forte de 0,71292.

E assim como no Gráfico 6, grande parte dos pontos estão próximos à reta no Gráfico 7. No entanto um pouco mais dispersos logo que a correlação entre os ensaios de ES e fck foi ligeiramente menor que a correlação entre US e fck.

Gráfico 7 - Gráfico de dispersão entre ES e fck



FONTE: (Autor, 2017)

4.2.3 Correlação Entre Dureza Superficial e Ultrassom

No *Software* foram inseridas as médias dos resultados obtidos pelo esclerômetro (ES) como variável A(X) e os resultados do ultrassom (US) como variável B(Y). Assim, obteve-se a correlação apresentada na Figura 31.

Figura 31 - Resultado de cálculos para correlação: ES e US

Correlations Coefficients (08/05/2017 20:03:07)

Notes

X-Function	Correlations Coefficients
User Name	Emanuella
Time	08/05/2017 20:03:07

Input Data

	Data	Range
ES	[Book1]Sheet1!ES	[1*:20*]
US	[Book1]Sheet1!US	[1*:20*]

Descriptive Statistics

	N	Mean	SD	Sum	Min	Max
ES	20	42,63	3,1945	852,6	37,7	50,4
US	20	4586,235	167,80087	91724,7	4398,5	5029,1

Pearson Correlations

		ES	US
ES	Pearson Corr.	1	0,8933
	Sig.	--	1,14958E-7
US	Pearson Corr.	0,8933	1
	Sig.	1,14958E-7	--

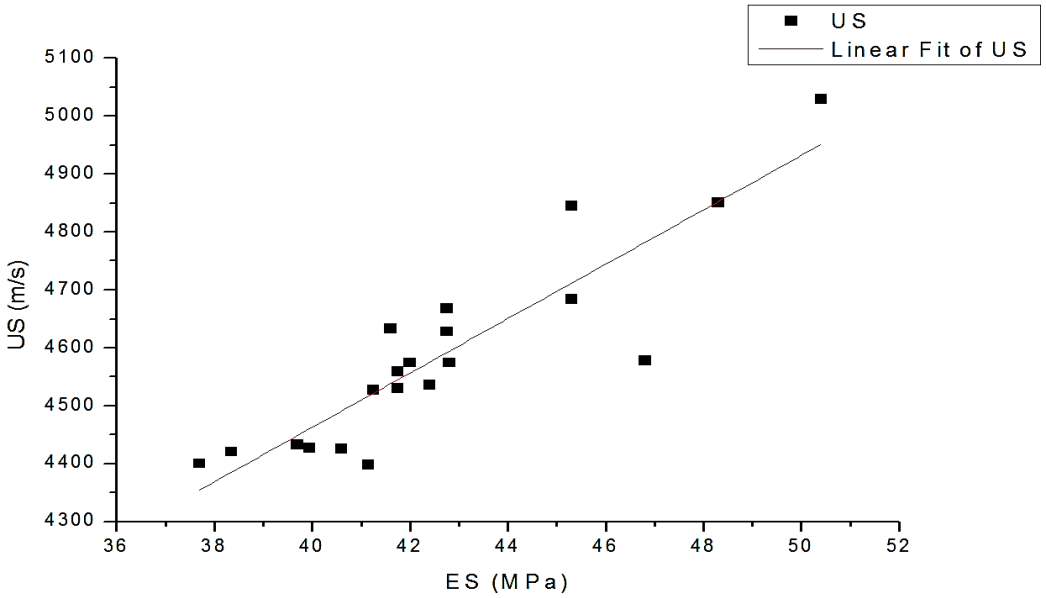
2-tailed test of significance is used

FONTE: (Autor, 2017)

Segundo o parâmetro indicado por Shimakura (2006) na Tabela 11, obteve-se uma correlação forte de 0,8933.

Analisando agora o Gráfico 8, os pontos se encontram ainda mais próximos à reta que os apresentados nos Gráficos 6 e 7. Logo que a correlação entre os ensaios de US e ES foi maior que as demais.

Gráfico 8 - Gráfico de dispersão entre ES e US



FONTE: (Autor, 2017)

4.2.4 Correlação Entre Resistividade Elétrica e Ultrassom

No *Software* foram inseridas as médias dos resultados obtidos de resistividade (RE) como variável A(X) e os resultados do ultrassom (US) como variável B(Y). Assim, obteve-se a correlação apresentada na Figura 32.

Figura 32 - Resultado de cálculo de correlação: RE e US

Correlations Coefficients

Notes

X-Function	Correlations Coefficients
User Name	Emanuella
Time	08/05/2017 23:32:47

Input Data

	Data	Range
RE	[Book1]Sheet1!RE	[1*:20*]
US	[Book1]Sheet1!US	[1*:20*]

Descriptive Statistics

	N	Mean	SD	Sum	Min	Max
	20	14,217	1,93917	284,34	11,26	20,68
	20	4586,235	167,80087	91724,7	4398,5	5029,1

Pearson Correlations

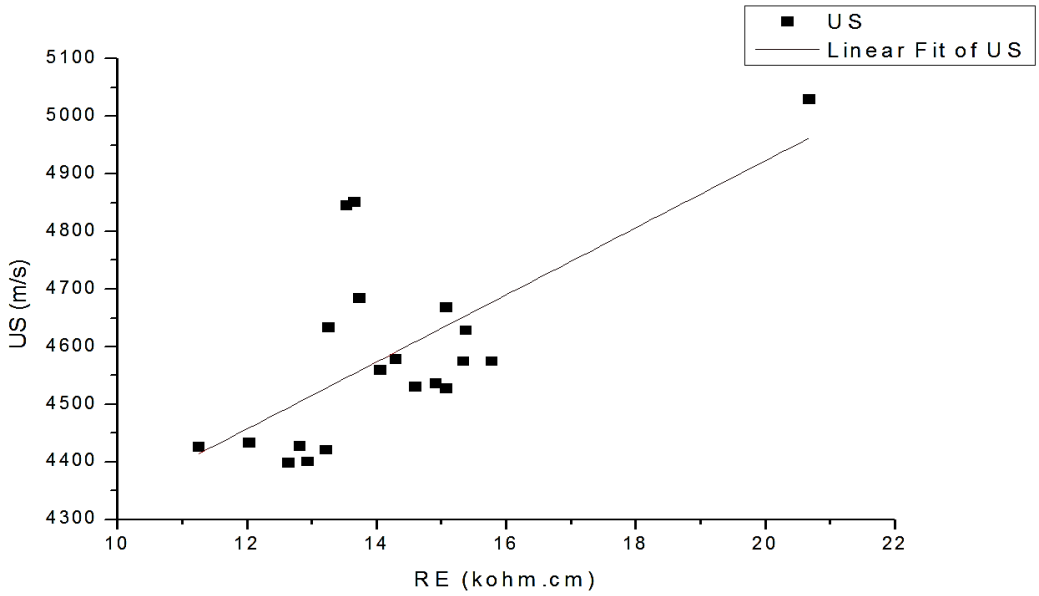
	RE	US
Pearson Corr.	1	0,67274
Sig.	--	0,00115
Pearson Corr.	0,67274	1
Sig.	0,00115	--

2-tailed test of significance is used

FONTE: (Autor, 2017)

Segundo os parâmetros indicados por Shimakura (2006) na Tabela 11, obteve-se correlação moderada de 0,67274. Essa correlação pode ser observada no Gráfico 9, que até o momento obteve correlação mais baixa que as já apresentadas, resultando em pontos mais dispersos em relação à reta.

Gráfico 9 - Gráfico de dispersão entre RE e US



FONTE: (Autor, 2017)

4.2.5 Correlação Entre Resistividade Elétrica e Dureza Superficial

No *Software* foram inseridas as médias dos resultados obtidos de resistividade (RE) como variável A(X) e os resultados do esclerômetro (ES) como variável B(Y). Assim, obteve-se a seguinte correlação:

Figura 33 - Resultado de cálculos para correlação: RE e ES

Correlations Coefficients (08/05/2017 20:07:38)

Notes

X-Function	Correlations Coefficients
User Name	Emanuella
Time	08/05/2017 20:07:38

Input Data

	Data	Range
ES	[Book1]Sheet1!ES	[1*:20*]
RE	[Book1]Sheet1!RE	[1*:20*]

Descriptive Statistics

	N	Mean	SD	Sum	Min	Max
ES	20	42,63	3,1945	852,6	37,7	50,4
RE	20	14,217	1,93917	284,34	11,26	20,68

Pearson Correlations

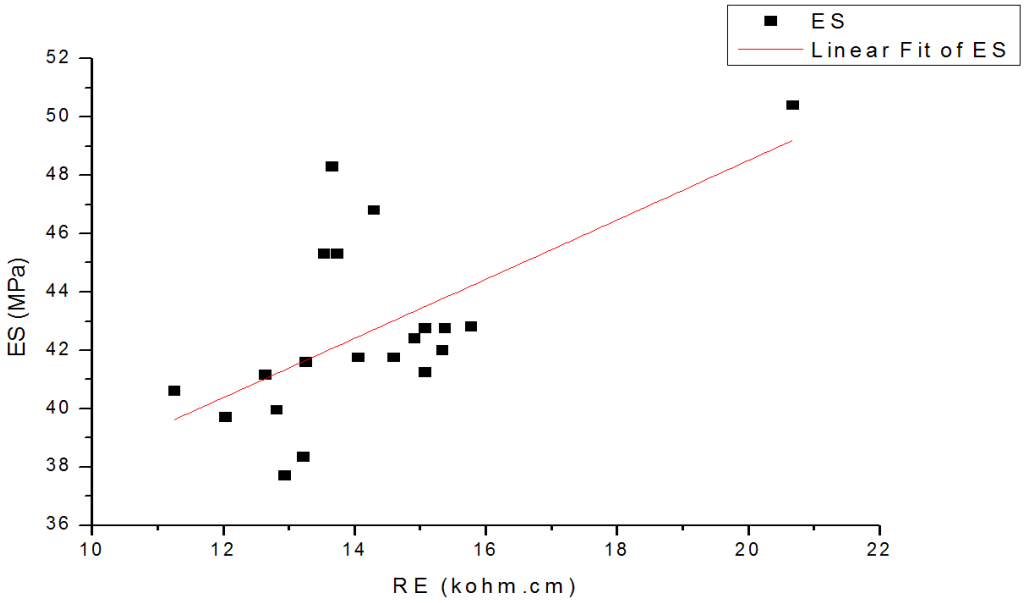
		ES	RE
ES	Pearson Corr.	1	0,61667
	Sig.	--	0,00378
RE	Pearson Corr.	0,61667	1
	Sig.	0,00378	--

2-tailed test of significance is used

FONTE: (Autor, 2017)

Segundo o parâmetro indicado por Shimakura (2006) na Tabela 11, obteve-se uma correlação moderada de 0,61667. Com correlação ainda mais baixa, o Gráfico 10 apresentou grande dispersão dos pontos se comparados aos Gráficos 6, 7 e 8.

Gráfico 10 - Gráfico de dispersão entre RE e ES



FONTE: (Autor, 2017)

4.2.6 Correlação Entre Resistividade Elétrica e Compressão Axial

No *Software* foram inseridas as médias dos resultados obtidos de resistividade (RE) como variável A(X) e os resultados da resistência a compressão (fck) após 28 dias de moldados como variável B(Y). Assim, obteve-se a correlação apresentada na Figura 34.

Figura 34 - Resultado de cálculos para correlação: RE e fck

Correlations Coefficients (08/05/2017 20:09:23)

Notes

X-Function	Correlations Coefficients
User Name	Emanuella
Time	08/05/2017 20:09:23

Input Data

	Data	Range
RE	[Book1]Sheet1!RE	[1*:20*]
fck	[Book1]Sheet1!fck	[1*:20*]

Descriptive Statistics

	N	Mean	SD	Sum	Min	Max
RE	20	14,217	1,93917	284,34	11,26	20,68
FCK	20	38,037	6,94405	760,74	29,78	54,14

Pearson Correlations

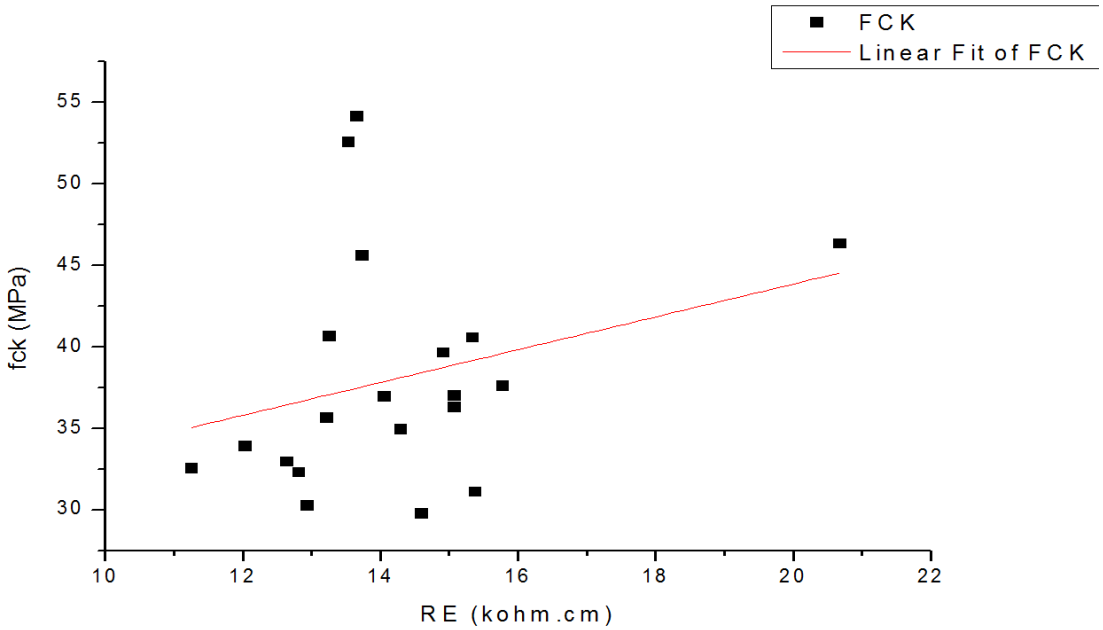
		RE	fck
RE	Pearson Corr.	1	0,28096
	Sig.	--	0,23016
FCK	Pearson Corr.	0,28096	1
	Sig.	0,23016	--

2-tailed test of significance is used

FONTE: (Autor, 2017)

Segundo o parâmetro indicado na Tabela 11, obteve-se uma correlação fraca de 0,28096. E analisando o Gráfico 11 é perceptível a vasta dispersão dos pontos, refletindo a fraca correlação entre os ensaios de RE e fck.

Gráfico 11 - Gráfico de dispersão entre RE e fck



FONTE: (Autor, 2017)

4.3 CÁLCULO DA DIFUSÃO DE ÍONS CLORETO

Inicialmente recorreu-se a 2ª Lei de Fick já apresentada na Eq. 4. Segundo Helene e Medeiros (2008), considerando *Z* uma incógnita qualquer e isolando x, obtém-se a seguinte equação:

$$Z = \frac{x}{2\times\sqrt{Da\times t}} \rightarrow x = 2 \times Z \times \sqrt{Da \times t} \qquad \text{(Eq. 19)}$$

Incluindo *Z* na Eq. 4 e isolando erf(z), chega-se na Eq. 20:

$$erf(z) = 1 - \frac{C-CO}{Cs-C0} \qquad \text{(Eq. 20)}$$

Como os índices de concentração de agentes agressivos não é conhecida, considerou-se C0 = 0, ou seja, não havia presença de cloreto no concreto no momento da moldagem. Fixando Cs = 0,9% que segundo Helene (1993, *apud* Helene e Medeiros, 2008), este teor é um valor a ser tomado como referência para um concreto com fck entre 20 e 30 MPa, a/c entre 0,48 a 0,68 submetido a névoa salina, e considerando C = 0,4% (limite crítico para a despassivação das armaduras por corrosão causada por ataque por cloretos, para trabalhar na "pior situação" também segundo os mesmos autores, obtém-se a função erro de Gauss [erf(z)].

$$erf(z) = 1 - \frac{0{,}4 - 0}{0{,}9 - 0} \rightarrow erf(z) \cong 0{,}5556 \qquad \text{(Eq. 21)}$$

Interpolando os valores mais próximos ao erf(z) na tabela da função de erro de Gauss (Tabela 17), obtém-se o valor de *Z* = 0,541 para erf(z) = 0,5556.

Tabela 17 - Valores da tabela da função de Gauss

Z	erf(z)
0,50	0,5205
0,55	0,5633

FONTE: (MACHADO, I.)

Sendo adotado os seguintes valores:

a) x = 0,1 m (espessura do corpo de prova da direção de realização do ensaio de Resistividade elétrica);
b) t = 50 anos ≅ 1.577.880.000 segundos.

$$0{,}541 = \frac{0{,}1}{2\times\sqrt{Da\times 1577880000}} \qquad \text{(Eq. 22)}$$

Logo, Da = $5{,}413417307\times10^{-12}$ m^2/s.

Partindo agora para a comparação com os resultados de resistividade elétrica de cada corpo de prova, recorrendo a Eq. 6 de difusividade mostrada anteriormente e utilizando o valor aproximado do *k* é 2×10^{-10} kΩ.cm.(m²/s) fornecido por Gjørv (2015) como forma de exemplificar a situação, têm-se as seguintes difusividades:

Tabela 18 - Difusividade encontrada por meio da resistividade

Corpo de prova	Média encontrada das 5 medições de resistividade elétrica (kΩ.cm)	Difusividade encontrada a partir da resistividade elétrica ($\times10^{-12}$ m²/s)
CP 01	14,06	14,2247
CP 02	13,22	15,1286
CP 03	13,54	14,7710
CP 04	14,92	13,4048
CP 05	12,64	15,8228
CP 06	13,66	14,6413
CP 07	15,08	13,2626
CP 08	14,6	13,6986
CP 09	12,94	15,4560
CP 10	13,26	15,0830
CP 11	13,74	14,5560
CP 12	15,78	12,6743
CP 13	11,26	17,7620
CP 14	12,04	16,6113
CP 15	15,34	13,0378
CP 16	14,3	13,9860
CP 17	15,38	13,0040
CP 18	12,82	15,6006
CP 19	20,68	09,6712
CP 20	15,08	13,2626

FONTE: (Autor, 2017)

Analisando para a “pior situação”, estando com índice no limite crítico para a despassivação das armaduras por corrosão causada por ataque por cloretos, as resistividades elétricas encontradas não satisfariam a vida útil mínima de 50 anos.

No qual o corpo de prova 13 (de menor resistividade) levaria até a despassivação 15,5 anos e o corpo de prova 19 (de maior resistividade) levaria 28,4 anos, segundo o *Software CARAMBOLA* (demonstrado no Apêndice C).

4.4 ENSAIO DE POTENCIAL DE CORROSÃO EM CORPOS DE PROVA DE CONCRETO ARMADO

Tabela 19 - Resultados do ensaio de Potencial de Corrosão

Corpo de prova	**Potencial de corrosão (Volts)**	
	Barra 1	Barra 2
CP 01	-0,618	-0,580
CP 02	-0,545	-0,538
CP 03	-0,608	-0,624
CP 04	-0,335	-0,280
CP 05	-0,243	-0,226
CP 06	-0,327	-0,334
CP 07	-0,328	-0,328
CP 08	-0,149	-0,147
CP 09	-0,213	-0,215
CP 10	-0,207	-0,330
CP 11	-0,164	-0,165
CP 12	-0,200	-0,198

FONTE: (Autor, 2017)

De acordo com os parâmetros de análise de potenciais adquiridos no ensaio pela ASTM C876 (2013) no item 2.8.3, é visto que:

a) os corpos de prova de numeração 08, 11 e 12 possuem uma probabilidade de 90% de não haver corrosão na armadura;
b) os corpos de prova de numeração 04, 05, 06, 07, 09 e 10 apresentam uma atividade de corrosão na armadura incerta;

c) os corpos de prova 01, 02 e 03 possuem uma probabilidade de 90% de haver corrosão na armadura.

4.5 DISCUSSÃO GERAL DOS RESULTADOS

Realizando uma análise ampla dos resultados é perceptível que, para os ensaios de ultrassom, esclerometria e carbonatação, todos os 20 corpos de prova apresentaram resultados que qualificam satisfatoriamente o concreto. Para o ensaio de resistividade elétrica, apesar de todos os corpos de prova apresentarem baixo ou desprezível risco de corrosão, apenas o corpo de prova de numeração 19 estaria apto a ser utilizado em ambiente de severa agressividade. Indicando que nos demais possivelmente há pequenos poros interligados em seu interior que permitem a passagem de íons com certa facilidade, na presença de água nos poros, mas que não afetaram significativamente a compacidade e resistência do concreto. Diversas são as formas que podem ter levado ao surgimento desses poros, como por meio de mau adensamento, cura mal executada, mau uso de determinados aditivos, alta relação água/cimento, etc.

O ensaio de compressão axial, por sua vez, apresentou resultados satisfatórios em 19 corpos de prova, com exceção ao de numeração 08 por possível falha no capeamento não identificada anteriormente ao ensaio e pelos corpos de prova terem sido fornecidos já moldados, provavelmente sem a ideal retificação de seus topos, mesmo tendo sido lixados.

Partindo para a análise das correlações, em sua maioria foram apresentadas correlações fortes, indicando que as medições dos ensaios cresceram aproximadamente na mesma proporção, o que também pode ser observado nos gráficos de dispersão à medida que os pontos se aproximam da reta.

Tendo como exceção as que envolviam o ensaio de Resistividade elétrica, encontradas correlações moderadas à fraca. Vários fatores podem ter acarretado ao fato. A princípio, o fator determinante para tal foram os seus resultados terem sido qualitativamente mais baixos que o padrão dos outros ensaios, no qual, como já mencionado, não satisfazem o mínimo necessário em regiões de maré. Sendo assim, os resultados de resistividade elétrica não apresentaram crescimento proporcional aos outros ensaios.

E pelos valores baixos de resistividade elétrica, as difusividades encontradas através da Eq. 6 apresentaram valor superior à difusividade máxima ideal para a “pior situação”, calculada pela 2ª Lei de Fick. Mesmo que adotando o valor do “k” de Gjørv (2015), conforme apresentava

sua curva de calibração era notável os altos valores da resistividade elétrica do seu concreto ensaiado.

Analisando o ensaio de potencial de corrosão, ressaltando que foram feitos em diferentes corpos de prova que os citados anteriormente, é possível observar uma diferença discrepante entre os resultados dos corpos de prova com e sem pastilhas de zinco. Dos nove sem pastilha, três apresentaram resultados qualitativamente satisfatórios enquanto nos outros seis obteve-se um potencial mais elevado, porém não indicavam certeza de estar ocorrendo corrosão. Logo, a priori pode-se concluir que os corpos de prova 08, 11 e 12, que apresentaram melhores resultados, foram moldados com mais rigor de qualidade. E nos incertos, seria ideal a realização de outros ensaios mais criteriosos para que assim possa identificar a ocorrência ou não de corrosão.

Nos corpos de prova que foram moldados com as pastilhas de zinco (anodos de sacrifício) apresentaram alto risco de corrosão no momento do ensaio, esse fato pode ser explicado pelo processo do potencial de repassivação, descrito no ítem 2.3. No qual o corpo de prova 02 contém possivelmente menor teor de cloreto e maior pH, segundo Araujo et al. (2013), logo que apresenta maior valor de potencial de repassivação (Eprot).

Por fim, se bem executados, todos os ensaios são viáveis e apresentam resultados confiáveis, no qual suas informações se complementam. O concreto convencional analisado, por sua vez, apesar de resistente à compressão, apresentou baixa resistividade elétrica. Sendo necessário que os responsáveis pela edificação se atentem e cobrem das concreteiras mais informações dos materiais fornecidos e métodos de dosagem adotados. Além de exigirem monitoramento em todas as etapas da construção. Caso contrário, as estruturas estarão vulneráveis à corrosão. Ressaltando que foi estudado o concreto fornecido por apenas uma concreteira de Aracaju.

5 CONCLUSÃO

Com os resultados desse estudo de caso, evidenciou-se que o monitoramento da qualidade de produção e manutenção de estruturas de concreto armado é viável através dos ensaios não destrutivos utilizados. Consistindo em métodos rápidos, práticos, econômicos, qualitativos e seguros que possibilitam a coleta de informações satisfatórias ao que são destinados. Podendo subsidiar diagnósticos periciais quando necessária uma avaliação criteriosa e tornando-se ainda uma contribuição indispensável na elaboração de manuais de uso e manutenção estrutural logo que, no quadro atual, os fornecidos não são capazes de suprir todas as necessidades impostas pelo mercado.

Verificou-se também que se bem executadas e monitoradas no canteiro de obra e procedidas as manutenções preventivas, as estruturas de concreto armado têm capacidade de resistir as solicitações impostas, logo que seria possível identificar possíveis problemas antes da finalização da obra a fim de realizar reparos preventivamente. E assim, a estrutura manteria sua qualidade, durabilidade e vida útil mínima exigida pela norma de desempenho.

REFERÊNCIAS

ABENDI (Associação Brasileira de Ensaios Não Destrutivos e Inspeção). **ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS E INSPEÇÃO**.
Disponível em:
<http://www.abendi.org.br/abendi/default.aspx?mn=709&c=17&s=&friendly=>. Acesso em: 02/07/2017.

ANDRADE, C., et al.; **Four level methodology for service life performance based calculation**. In. Preventing chloride and carbonation induced corrosion of reinforced concrete. Materials Group of SCI, London, Nov. 1998, p. 1-10.

ANDRADE, C. **Calculation of diffusion coefficients in concrete from ionic migration measurements. Cement and Concrete Research**, v.23, n.3, p. 724-742, 1993.

_____. **Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras**. São Paulo: PINI, 1992. 104p.

ANDRADE, J. J. O. Vida útil das Estruturas de Concreto. In:____. **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações.** 1. ed. São Paulo: IBRACON, 2005. cap. 31, p. 923-951.

ANDREUCCI, RICARDO. **Ensaio por ultrassom**. ABENDI, Ed. Julho. 2016.

ARAUJO, A.; et al. **Cathodic protection for concrete structures.** IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL. Received: 19 Jan 2012 • Accepted: 12 Aug 2012 • Available Online: 05 Apr 2013.

ARAÚJO, A.; et al.; **Técnicas de medição da resistividade elétrica em estruturas atmosféricas de concreto convencional.** Téchne Educação, Setembro/2014.

ARAÚJO, J. M.; **Curso de concreto armado** – Rio Grande: Dunas, 2010. V. 1, 3.ed.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – **ABNT NBR 12655:2015 – Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação – Procedimento.**

_____. **ABNT NBR 15575-1:2013** – Edificações habitacionais – Desempenho Parte 1: Requisitos gerais.

_____. **ABNT NBR 15575-2:2013** – Edificações habitacionais – Desempenho Parte 2: Requisitos para os sistemas estruturais.

_____. **ABNT NBR 5738:2015 Versão Corrigida:2016** – Concreto. Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova.

_____. **ABNT NBR 5739:2007 –** Concreto. Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos.

_____. **ABNT NBR 6118:2014** – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.

_____. **ABNT NBR 7584:1995** – Concreto endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão.

_____. **ABNT NBR 7584:2012** – Concreto endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão – Método de ensaio.

_____. **ABNT NBR 8802:2013** – Concreto endurecido – Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica.

_____. **ABNT NBR 9204:2012** – Concreto endurecido – Determinação da resistividade elétrico-volumétrica – Método de ensaio.

ASTM International, Designation: C876 − 09 - **Standard Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete**[1]. ASTM International, 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA 19428-2959. United States. Copyright by ASTM Int'l (all rights reserved); Tue Apr 16 04:42:54 EDT 2013.

ASTM International: G46-94 - **Standard Guide for Examination and Evaluation of Pitting Corrosion.** ASTM International, 2005.

BASTOS, P. S. S., **ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO**. UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA. UNESP - Campus de Bauru/SP. FACULDADE DE ENGENHARIA. Disciplina: 2117 - ESTRUTURAS DE CONCRETO I. NOTAS DE AULA. 2014.

BERTOLINI, L. et al. **Three year tests on cathodic prevention of reinforced concrete structures.** In: ANNUAL CONFERENCE AND EXPOSITION, CORROSION/97, 52., 1997, New Orleans. Proceedings… Houston: National Association of Corrosion Engineers, 1997.

Bungey, J. H., 1989, **The Testing of Concrete in Structures**, 2 ed., London, Surrey University Press.

BUNGEY, J. H.; et al.; **Testing of concrete in structures**. 4th Ed. New York, USA: Champan e Hall, 2006.

CÁNOVAS, M. F. **Patologia e terapia do concreto armado**. São Paulo: Pini, 1988. 522 p.

CARMONA, T. G.; **MODELOS DE PREVISÃO DA DESPASSIVAÇÃO DAS ARMADURAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO SUJEITAS À CARBONATAÇÃO.** Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 2005.

CARVAJAL, A. M; et al. **Estudio de Morteros con Acrílico Incorporado, aplicados sobre Hormigón Armado para Ambientes Industriales. Incidencia en su Durabilidad Mediante Ensayo Acelerado.** Revista de la Construcción, vol. 5, núm. 2, Santiago, Chile, diciembre, 2006.

_____. **MEDIDAS DE POTENCIAL DE CORROSIÓN EN SISTEMA DE PENETRACIÓN ACELERADA DE IONES Cl-, EN HORMIGÓN ARMADO.** Revista de la Construcción, 2004.

CARVALHO, C. H. **Estudo comparativo das técnicas não destrutivas de ultrassom e esclerometria na avaliação do desempenho mecânico de estruturas em concreto armado**. XII Congreso Latinoamericano de Patología de la Construcción y XIV Congreso de Control de Calidad en la Construcción CONPAT-Colombia, 2013.

CASCUDO, Oswaldo, **O controle da corrosão de armaduras em concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas**. Goiânia: UFG, 1997.

Comitê Euro-International du Beton (CEB) - No. 192. **Diagnosis and Assessment of Concrete Structures - State-of-Art Report** (1989).

CLIFTON, James R. **Predicting the Service Life of Concrete**. ACI Materials Journal, v. 90, n. 6, p. 611-16, 1993.

CRAUSS, Camila. **Penetração de cloretos em concretos com diferentes tipos de cimento submetidos a tratamento superficial**. Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Maria Santa Maria, 2010.

CUNHA, A.C.Q.; HELENE, P.R.L. **Despassivação das Armaduras de Concreto por Ação da Carbonatação**. São Paulo, 2001. 100p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

DEL MAR, C. P.; **ABNT NBR 15575 – NORMA DE DESEMPENHO (panorama jurídico**). Del Mar e Associados – ADVOGADOS. Agosto, 2013.

Ed Dlugokencky and Pieter Tans, NOAA/ESRL. Disponível em: (www.esrl.noaa.gov/gmd/ccgg/trends/). Acesso em 09/06/2017.

EVANGELISTA, A. C. J. **Avaliação da Resistência do Concreto Usando Diferentes Ensaios** Não **Destrutivos.** Rio de Janeiro, 2002.

FIB - © fédération internationale du béton. **Model Code for Service Life Design**. Model code prepared by Task Group 5.6. Bulletin 34. February, 2006.

GENTIL, V.; **Corrosão.** Rio de Janeiro: LTC, 1996.

Gjørv, Odd E.; **Projeto da durabilidade de estruturas de concreto em ambientes de severa agressividade.** Oficina de Textos, 2015.

GRANATO J. E., **Patologia das Construções**. 2002.

GRECA, J. M.; et al.; **INSPEÇÃO, MAPEAMENTO E ANÁLISE DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM OBRAS DE ARTE ESPECIAIS**. TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO APRESENTADO A UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ. Curitiba, 2011.

HELENE, Paulo R. L. **Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto**. 2 ed. São Paulo: Pini, 1992. 213 p.

HELENE et al.; **Durabilidade e vida útil das estruturas de concreto.** IBRACON, 2011.

HELENE, P. **Contribuição ao Estudo da Corrosão em Armaduras de Concreto Armado**. São Paulo, 1993. 231p. Tese (Livre Docência) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

HELENE, P. R. L,; MATOS, O.C. **Avaliação experimental da corrosão de armaduras em concreto utilizando a técnica de medidas dos potenciais de eletrodo**. São Paulo: EPUSP, 1992. São Paulo.

HELENE, P., MEDEIROS, M. H. F.; **Estimativa da elevação da vida útil do concreto armado através do coeficiente de difusão de cloretos.** São Paulo: EPUSP, 2008. 14 p. - (Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil, BT/PCC/504).

HELENE, P.; PACHECO, J.; **Controle da Resistência do Concreto.** Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patologia y Recuperación de la Construcción – ALCONPAT Int., Mérida – México, 2013.

HELLIER, C. J.; **HANDBOOK OF NONDESTRUCTIVE EVALUATION**, by The McGraw-Hill Companies, 2003.

KAEFER, L. F., **A Evolução do Concreto Armado**. PEF 5707 – **Concepção, Projeto e Realização das estruturas: aspectos históricos** – 1998. São Paulo.

KULAKOWSKI, M. P.; **CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DA CARBONATAÇÃO EM CONCRETOS E ARGAMASSAS COMPOSTOS COM ADIÇÃO DE SÍLICA ATIVA**. UFRS – PPGEM, 2002.

LAPA, J. S., **PATOLOGIA, RECUPERAÇÃO E REPARO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO.** UFMG, 2008.

LOTTERMANN, A. F. **PATOLOGIAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO: ESTUDO DE CASO.** Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à UNIVERSIDADE REGIONAL DO NOROESTE DO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL. Ijuí – RS, 2013.

MACHADO, I. Introdução à Manufatura Mecânica – PMR 2202 – **Tratamentos Térmicos e de Superfície**. PMR 2202.

MACHADO, M. D. et al.; **Curvas de correlação para caracterizar concretos usados no Rio de Janeiro por meio de ensaios não destrutivos.** IBRACON, Volume 2, 2009.

MEHTA,P. K.; MONTEIRO,P. J. M.; **Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais.** São Paulo, Ibracon, 2008.

MISSAU, F.; **PENETRAÇÃO DE CLORETOS DE CONCRETOS CONTENDO DIFERENTES TEORES DE CINZA DE CASCA DE ARROZ.** Dissertação de Mestrado apresentada a Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, RS, Brasil, 2004.

Mota, J. M. F, et al.; **Corrosão de Armadura em Estruturas de Concreto Armado devido ao Ataque de Íons Cloreto.** Anais do 54º Congresso Brasileiro do Concreto. IBRACON. Outubro/2012.

NACE/ASTM G193 – 12d Standard Terminology and Acronyms Relating to Corrosion. American Society for Testing and Materials. West Conshohocken, PA, USA: 2012.

NEVES, EC. Et al. **ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS DE CONTROLE NA REPRESENTATIVIDADE DAS MEDIDAS ULTRASSÔNICAS EM CORPOS DE PROVAS PADRONIZADOS.** Copyright 2017, ABENDI, ABRACO, ABCM, IBP e FBTS. Trabalho apresentado durante a 14ª Conferência sobre Tecnologia de Equipamentos.

PACHECO et al. **Considerações sobre o Módulo de Elasticidade do Concreto** (*Considerations of the Modulus of Elasticity of Concrete).* Anais do 56º Congresso Brasileiro do Concreto – CBC, 2014. Outubro / 2014 – IBRACON.

PANNONI, F. D., Ph.D. **PRINCÍPIOS DA PROTEÇÃO DE ESTRUTURAS METÁLICAS EM SITUAÇÃO DE CORROSÃO E INCÊNDIO.** GERDAU, 6ª Edição, 2015.

PEREIRA, V. G. A., **AVALIAÇÃO DO COEFICIENTE DE DIFUSÃO DE CLORETOS EM CONCRETOS: INFLUÊNCIA DO TIPO DE CIMENTO, DA RELAÇÃO A/C, DA TEMPERATURA E DO TEMPO DE CURA**. UFRGS, 2001. (http://hdl.handle.net/10183/2801)

PETRONILHO, E.; SÍGOLO, C. **DURABILIDADE DO CONCRETO: PRINCÍPIOS FUNDAMENTAIS PARA PROJETAR E EXECUTAR ESTRUTURAS DURÁVEIS.** Petronilho e Associados. Tecnologia das construções Ltda. 2011.

PIRES, V. D. **Levantamento das incidências patológicas nas edificações de Cabo Verde- Ilha de Santiago- Cidade da Praia**. Niterói, 2007.

POLITO, G.; **CORROSÃO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO: CAUSAS, MECANISMOS, PREVENÇÃO E RECUPERAÇÃO.** UFMG, Belo Horizonte, 2006.

POSSAN, E. **Modelagem da Carbonatação e Precisão de Vida Útil de Estruturas de Concreto em Ambiente Urbano**. 2010. 263f. Tese de doutorado (Doutorado em Engenharia) - Escola de Engenharia Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Presidência da República - Casa Civil - Subchefia para Assuntos Jurídicos. **LEI Nº 8.078**, DE 11 DE SETEMBRO DE 1990.

Presidência da República - Casa Civil - Subchefia para Assuntos Jurídicos. **LEI Nº 10.406**, DE 10 DE JANEIRO DE 2002.

PROCEQ SA. **Martelo de Teste de Concreto:** instruções operacionais. Schwerzenbach, 2011. Disponível em: http://www.proceq.com/fileadmin/documents/proceq/products/Concrete/Original_Schmidt/Portuguese/OriginalSchmidt_OI_P_2012.24.01_low.pdf. Acesso em 02/12/2014.

Proceq SA. **PROFOSCOP, INSTRUÇÕES DE OPERAÇÃO**. 2014.

REGATTIERI, CARLOS EDUARDO X., **Influência das adições de cimento na resistência à penetração de íons cloreto**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE CONCRETO – IBRACON, 41., 1999. Salvador-BA. **Anais...** Salvador: Instituto Brasileiro do Concreto, 1999. 1 CD-ROM.

RIBEIRO, D. et al. **Corrosão em Estruturas de concreto armado: teoria, controle e métodos de análise.** Rio de Janeiro: Elsevier, 2014.

SANTOS, J. M. M. N.; **Avaliação da Integridade Estruturas de Pontes de Betão – o caso da Ponte Nossa Senhora da Guia**. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, fevereiro de 2008.

SANTOS, L. **Avaliação da resistividade elétrica do concreto como parâmetro para a previsão da iniciação da corrosão induzida por cloretos em estruturas de concreto.** Distrito Federal, 2006. XVII, 161p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Estruturas e Conctrução Civil, 2006). Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

SAHUINCO, M. H. C., **UTILIZAÇÃO DE MÉTODOS NÃO DESTRUTIVOS E SEMI-DESTRUTIVOS NA AVALIAÇÃO DE PONTES DE CONCRETO.** Dissertação de Mestrado apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2011.

SCHIAVON, K. F. B.; **Estudo da aplicação de ultrassom na medição de tensões em estruturas de concreto.** USP - ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS, 2015.

SENA, C. S.; **AVALIAÇÕES OPERACIONAIS DO GECOR 8TM NAS INSPEÇÕES DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO CONVENCIONAIS.** Monografia apresentada ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe, 2016.

SHIMAKURA, S. E. **Interpretação do coeficiente de correlação**, LEG, UFPR, 2006.

SITTER, W.R. **Costs for Service Life Optimization. The "Law of Fives"**. In: CEB-RILEM Durability of Concrete Structures. Proceedings of the International Workshop held in Copenhagen, 18-20 May 1983. Copenhagen, CEB, 1984. (Workshop Reported by Steen Rostam).

SILVA, E. P., **AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE CORROSÃO DE CONCRETOS ESTRUTURAIS PRODUZIDOS SEGUNDO AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118, SUBMETIDO A ENSAIO DE CORROSÃO ACELERADO**. UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ - CENTRO DE TECNOLOGIA DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA ESTRUTURAL E CONSTRUÇÃO CIVIL. Fortaleza, 2010.

SOARES, A. P. F., et al.; **CORROSÃO EM ARMADURAS DE CONCRETO.** Cadernos de graduação: Ciências exatas e tecnológicas, Maceió-AL, 2015. periodicos.set.edu.br.

TIMOSHENKO, S.P.; GOODIER, J. N. **Teoria da elasticidade.** 3 ed. Rio Guanabara Dois, 1980.

TUUTTI, K. **Corrosion of Steel in Concrete**, Stokholm, 1982, 469p. Swedish Cement and Concrete Research, Fo nº 504.

UEDA, T.; TAKEWAKA, K. **Performance-based Standard Specifications for Maintenance and Repair of Concrete Structures in Japan.** Structural Engineering International, v. 4, p. 359-366, 2007.

ZANARDO, M. B., **Desenvolvimento de curva de calibração do ensaio de esclerometria para o concreto utilizado por uma construtora de Passo Fundo** – RS. Revista Especialize On-line IPOG – Goiânia – Edição nº 10 Vol. 01/ 2015 dezembro/2015.

APÊNDICE A – MEDIÇÕES DETALHADAS DE TODOS OS ENSAIOS REALIZADOS

Tabela A.1 – Resultado de todas as medições realizadas no corpo de prova 01

	Ultrassom (m/s)	Esclerômetro (MPa)	fck (MPa) / Tipo de ruptura	Resistividade (kΩ.cm)
CP 01	4474	37	36,94 / D	14
	4525	41,5		14,4
	4556	47,5		14,3
	4577	41		14,3
	4577	41		13,3
	4577	40,5		-
	4577	43,5		-
	4577	41		-
	4577	38		-
	4577	46,5		-
Média	4559,4	41,75	-	14,06
Desvio Padrão	34,40995	3,310337	-	0,4505552

FONTE: (Autor, 2017)

Tabela A.2 – Resultado de todas as medições realizadas no corpo de prova 02

	Ultrassom (m/s)	Esclerômetro (MPa)	fck (MPa) / Tipo de ruptura	Resistividade (kΩ.cm)
CP 02	4444	39	35,64 / C	13,1
	4405	37,5		13
	4386	36		13,3
	4386	38,5		13,5
	4435	37,5		13,2
	4435	37,5		-
	4435	42		-
	4425	38,5		-
	4425	38		-
	4435	39		-
Média	4421,1	38,35	-	13,22
Desvio Padrão	21,21556	1,56436	-	0,1923538

FONTE: (Autor, 2017)

Tabela A.3 – Resultado de todas as medições realizadas no corpo de prova 03

	Ultrassom (m/s)	Esclerômetro (MPa)	fck (MPa) / Tipo de ruptura	Resistividade (kΩ.cm)
CP 03	4843	49	52,56 / E	13,7
	4843	51		14,1
	4843	44		13,5
	4854	47,5		13,3
	4843	44,5		13,1
	4843	45		-
	4843	43,5		-
	4854	42,5		-
	4843	42,5		-
	4843	43,5		-
Média	4845,2	45,3	-	13,54
Desvio Padrão	4,638007	2,898275	-	0,3847077

FONTE: (Autor, 2017)

Tabela A.4 – Resultado de todas as medições realizadas no corpo de prova 04

	Ultrassom (m/s)	Esclerômetro (MPa)	fFck (MPa) / Tipo de ruptura	Resistividade (kΩ.cm)
CP 04	4556	42	39,64 / D	15,4
	4535	41,5		15
	4535	46,5		13,6
	4535	42,5		15,5
	4535	41		15,1
	4556	49		-
	4525	46,5		-
	4535	37		-
	4525	42		-
	4525	36		-
Média	4536,2	42,4	-	14,92
Desvio Padrão	11,39005	4,087923	-	0,7661593

FONTE: (Autor, 2017)

Tabela A.5 – Resultado de todas as medições realizadas no corpo de prova 05

	Ultrassom (m/s)	Esclerômetro (MPa)	fck (MPa) / Tipo de ruptura	Resistividade (kΩ.cm)
CP 05	4425	41	32,95 / D	12,4
	4405	39		13,4
	4386	41,5		12,6
	4415	37,5		12,5
	4405	40		12,3
	4396	44		-
	4386	41,5		-
	4386	40,5		-
	4405	45,5		-
	4376	41		-
Média	4398,5	41,15	-	12,64
Desvio Padrão	15,21147	2,285826	-	0,4393177

FONTE: (Autor, 2017)

Tabela A.6 – Resultado de todas as medições realizadas no corpo de prova 06

	Ultrassom (m/s)	Esclerômetro (MPa)	fck (MPa) / Tipo de ruptura	Resistividade (kΩ.cm)
CP 06	4831	48	54,14 / E	13,4
	4866	48		13,9
	4843	51		14,2
	4854	47,5		13,7
	4866	42,5		13,1
	4843	46,5		-
	4843	48,5		-
	4866	47		-
	4854	52		-
	4843	52		-
Média	4850,9	48,3	-	13,66
Desvio Padrão	12,24246	2,869379	-	0,427785

FONTE: (Autor, 2017)

Tabela A.7 – Resultado de todas as medições realizadas no corpo de prova 07

	Ultrassom (m/s)	Esclerômetro (MPa)	fck (MPa) / Tipo de ruptura	Resistividade (kΩ.cm)
CP 07	4515	39	37,00 / D	15
	4525	40		15
	4535	39,5		15,2
	4545	39		15,2
	4525	40,5		15
	4525	42		-
	4525	45,5		-
	4525	43,5		-
	4525	40,5		-
	4525	43		-
Média	4527	41,25	-	15,08
Desvio Padrão	7,888106	2,176261	-	0,1095445

FONTE: (Autor, 2017)

Tabela A.8 – Resultado de todas as medições realizadas no corpo de prova 08

	Ultrassom (m/s)	Esclerômetro (MPa)	fck (MPa) / Tipo de ruptura	Resistividade (kΩ.cm)
CP 08	4515	38,5	29,78 / F	15,2
	4505	42		14,2
	4474	44		14,1
	4474	41		14,7
	4577	39,5		14,8
	4577	43		-
	4535	39,5		-
	4535	45,5		-
	4556	40		-
	4556	44,5		-
Média	4530,4	41,75	Provável falha no capeamento	14,6
Desvio Padrão	37,91863	2,418103		0,4527693

FONTE: (Autor, 2017)

Tabela A.9 – Resultado de todas as medições realizadas no corpo de prova 09

	Ultrassom (m/s)	Esclerômetro (MPa)	fck (MPa) / Tipo de ruptura	Resistividade (kΩ.cm)
CP 09	4435	37	30,25 / F	12,7
	4386	38,5		13,4
	4376	37		13,3
	4386	36		12,2
	4386	39		13,1
	4386	39		-
	4435	39,5		-
	4435	37		-
	4396	35,5		-
	4386	38,5		-
Média	4400,7	37,7	-	12,94
Desvio Padrão	24,13412	1,378405	-	0,4929503

FONTE: (Autor, 2017)

Tabela A.10 – Resultado de todas as medições realizadas no corpo de prova 10

	Ultrassom (m/s)	Esclerômetro (MPa)	fck (MPa) / Tipo de ruptura	Resistividade (kΩ.cm)
CP 10	4630	41	40,66 / F	14,3
	4630	38,5		12,7
	4630	39,5		13
	4630	39,5		13
	4630	40		13,3
	4630	43		-
	4640	45,5		-
	4651	42,5		-
	4630	41		-
	4630	45,5		-
Média	4633,1	41,6	-	13,26
Desvio Padrão	7,030884	2,469818	-	0,6188699

FONTE: (Autor, 2017)

Tabela A.11 – Resultado de todas as medições realizadas no corpo de prova 11

	Ultrassom (m/s)	Esclerômetro (MPa)	fck (MPa) / Tipo de ruptura	Resistividade (kΩ.cm)
CP 11	4684	46,5	45,61 / A	14,3
	4684	47		14,6
	4684	46,5		13,6
	4684	44,5		13
	4684	44,5		13,2
	4684	46		-
	4684	48,5		-
	4684	40,5		-
	4684	43,5		-
	4684	45,5		-
Média	4684	45,3	-	13,74
Desvio Padrão	0	2,213594	-	0,6913754

FONTE: (Autor, 2017)

Tabela A.12 – Resultado de todas as medições realizadas no corpo de prova 12

	Ultrassom (m/s)	Esclerômetro (MPa)	fck (MPa) / Tipo de ruptura	Resistividade (kΩ.cm)
CP 12	4577	43	37,59 / D	15,9
	4566	45,5		16
	4545	40,5		15,5
	4598	43,5		15,2
	4577	43,5		16,3
	4577	41,5		-
	4577	44,5		-
	4577	44		-
	4577	42,5		-
	4577	39,5		-
Média	4574,8	42,8	-	15,78
Desvio Padrão	13,07075	1,843909	-	0,432435

FONTE: (Autor, 2017)

Tabela A.13 – Resultado de todas as medições realizadas no corpo de prova 13

	Ultrassom (m/s)	Esclerômetro (MPa)	fck (MPa) / Tipo de ruptura	Resistividade (kΩ.cm)
CP 13	4396	43,5	32,53 / F	11,1
	4435	42,5		11,3
	4435	39,5		11,1
	4435	41,5		10,9
	4425	40,5		11,9
	4425	43		-
	4435	39		-
	4425	39		-
	4425	39		-
	4425	38,5		-
Média	4426,1	40,6	-	11,26
Desvio Padrão	11,68522	1,882669	-	0,3847077

FONTE: (Autor, 2017)

Tabela A.14 – Resultado de todas as medições realizadas no corpo de prova 14

	Ultrassom (m/s)	Esclerômetro (MPa)	fck (MPa) / Tipo de ruptura	Resistividade (kΩ.cm)
CP 14	4435	37,5	33,92 / E	11,9
	4435	40,5		12
	4435	40		12,2
	4425	38		12
	4425	37,5		12,1
	4425	41,5		-
	4435	41,5		-
	4435	41,5		-
	4435	39		-
	4444	40		-
Média	4432,9	39,7	-	12,04
Desvio Padrão	6,118279	1,619328	-	0,1140175

FONTE: (Autor, 2017)

Tabela A.15 – Resultado de todas as medições realizadas no corpo de prova 15

	Ultrassom (m/s)	Esclerômetro (MPa)	fck (MPa) / Tipo de ruptura	Resistividade (kΩ.cm)
CP 15	4577	44,5	40,58 / F	15,7
	4577	43		15,5
	4577	47		15,9
	4577	40,5		15
	4577	43,5		14,6
	4587	40		-
	4577	36,5		-
	4577	42		-
	4545	43		-
	4577	40		-
Média	4574,8	42	-	15,34
Desvio Padrão	10,93211	2,905933	-	0,5319774

FONTE: (Autor, 2017)

Tabela A.16 – Resultado de todas as medições realizadas no corpo de prova 16

	Ultrassom (m/s)	Esclerômetro (MPa)	fck (MPa) / Tipo de ruptura	Resistividade (kΩ.cm)
CP 16	4577	57,5	34,93 / F	13,7
	4577	43		14,4
	4587	42,5		14,8
	4577	41		14,1
	4577	47		14,5
	4577	42,5		-
	4577	48,5		-
	4577	54		-
	4577	46,5		-
	4577	45,5		-
Média	4578	46,8	-	14,3
Desvio Padrão	3,162278	5,334375	-	0,41833

FONTE: (Autor, 2017)

Tabela A.17 – Resultado de todas as medições realizadas no corpo de prova 17

	Ultrassom (m/s)	Esclerômetro (MPa)	fck (MPa) / Tipo de ruptura	Resistividade (kΩ.cm)
CP 17	4630	42	31,11 / F	15,2
	4630	39,5		15,3
	4630	41,5		15,1
	4630	47,5		15,6
	4619	42		15,7
	4630	41		-
	4630	45,5		-
	4619	43,5		-
	4630	43		-
	4630	42		-
Média	4627,8	42,75	-	15,38
Desvio Padrão	4,638007	2,300362	-	0,2588436

FONTE: (Autor, 2017)

Tabela A.18 – Resultado de todas as medições realizadas no corpo de prova 18

	Ultrassom (m/s)	Esclerômetro (MPa)	fck (MPa) / Tipo de ruptura	Resistividade (kΩ.cm)
CP 18	4425	41	32,29 / F	12,8
	4425	41,5		12,9
	4425	41,5		13,1
	4425	37		12,7
	4425	39,5		12,6
	4425	39,5		-
	4435	41		-
	4425	39,5		-
	4435	39		-
	4425	40		-
Média	4427	39,95	-	12,82
Desvio Padrão	4,21637	1,383434	-	0,1923538

FONTE: (Autor, 2017)

Tabela A.19 – Resultado de todas as medições realizadas no corpo de prova 19

	Ultrassom (m/s)	Esclerômetro (MPa)	fck (MPa) / Tipo de ruptura	Resistividade (kΩ.cm)
CP 19	5038	55	46,33 / F	21,9
	5038	53,5		21,2
	5038	55,5		19,4
	5025	55,5		20
	5025	52		20,9
	5013	47		-
	5000	45		-
	5038	46,5		-
	5038	44		-
	5038	50		-
Média	5029,1	50,4	-	20,68
Desvio Padrão	13,39527	4,501851	-	0,9884331

FONTE: (Autor, 2017)

Tabela A.20 – Resultado de todas as medições realizadas no corpo de prova 20

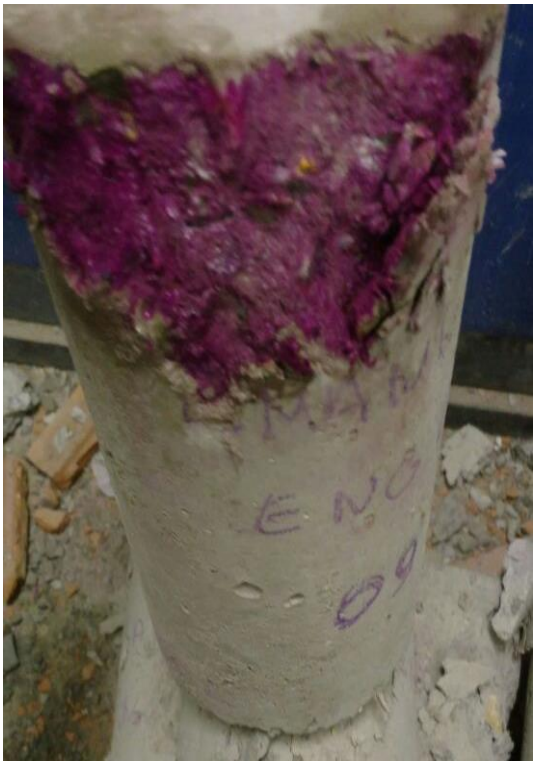
	Ultrassom (m/s)	Esclerômetro (MPa)	fck (MPa) / Tipo de ruptura	Resistividade (kΩ.cm)
CP 20	4630	45,5	36,29 / F	15
	4630	39,5		14,6
	4662	42		15,3
	4640	41,5		14,6
	4695	44,5		15,9
	4684	43,5		-
	4684	44,5		-
	4684	40		-
	4684	41		-
	4684	45,5		-
Média	4667,7	42,75	-	15,08
Desvio Padrão	25,20163	2,239171	-	0,5449771

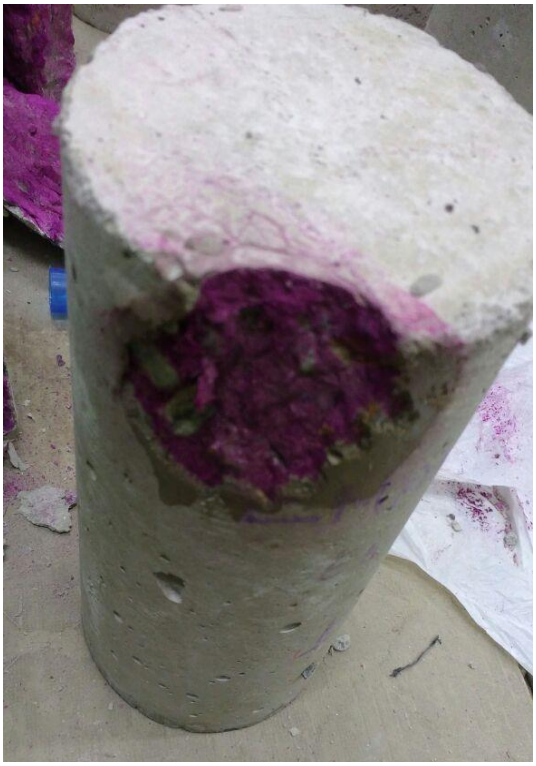
FONTE: (Autor, 2017)

APÊNDICE B – IMAGENS DO ENSAIO DE VERIFICAÇÃO DE CARBONATAÇÃO

A seguir serão apresentados todos os corpos de prova, em ordem de numeração adotada deste o começo deste trabalho, depois de rompidos e feito o ensaio de verificação da carbonatação.

05

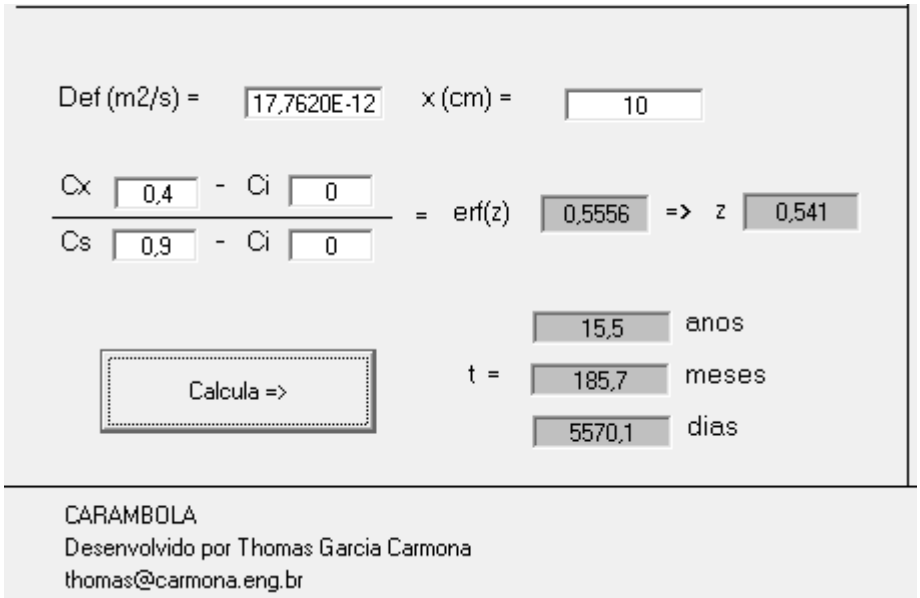




APÊNDICE C – IMAGENS DO *SOFTWARE CARAMBOLA*

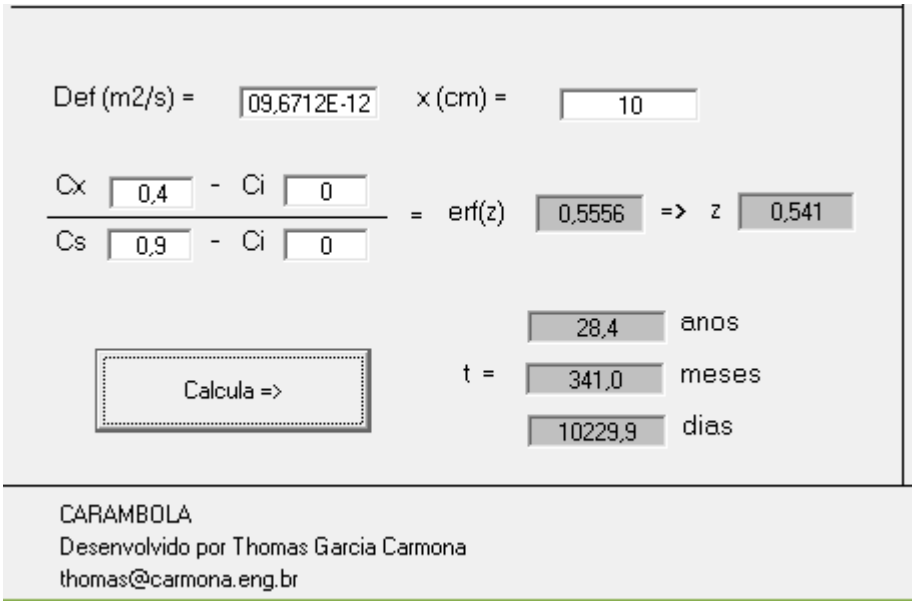
Tempo até a despassivação do aço de acordo com a difusividade encontrada através da resistividade nos corpos de prova que obtiveram o pior e melhor resultado, respectivamente:

Figura C.1 – Tempo até a despassivação do Corpo de prova 13



FONTE: (Autor, 2017)

Figura C.2 – Tempo até a despassivação do Corpo de prova 19



FONTE: (Autor, 2017)