



**ESTUDO COMPARATIVO DOS PARÂMETROS DE DURABILIDADE
ENCONTRADOS NAS CALDEIRAS DE RECUPERAÇÃO A E B DE UMA
FÁBRICA DE PAPEL E CELULOSE.**

AMERICANA
2020



LUCAS BARREIRA
WAGNER AUGUSTO DE OLIVEIRA

**ESTUDO COMPARATIVO DOS PARÂMETROS DE DURABILIDADE
ENCONTRADOS NAS CALDEIRAS DE RECUPERAÇÃO A E B DE UMA
FÁBRICA DE PAPEL E CELULOSE.**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Pós Graduação em Patologia das Obras Civas, Pós-Graduação *lato sensu*, do IDD como requisito parcial para a obtenção do Grau de Especialista em Patologia nas Obras Civas.

Orientador: Prof. Msc. Luís César De Luca.

AMERICANA
2020

AGRADECIMENTOS

Ao engenheiro civil prof. De Luca pela valiosa colaboração no levantamento de campo deste trabalho.

RESUMO

O presente trabalho possuiu como objetivo comparar os parâmetros de durabilidade encontrados na caldeira de recuperação A (CR-A) que tem uma área de 1.464,80m² e está em operação há 47 anos e na caldeira B (CR-B) que possui uma área de 770,64m² e está em operação há 38 anos. Ambas as caldeiras estão localizadas em uma fábrica de papel e celulose que está localizada na cidade de Limeira no estado de São Paulo, e por possuírem uma diferença de construção de idade de 9 anos, e estarem localizadas em um ambiente que apresentam grande concentração de agentes químicos agressivos para as estruturas de concreto. Para tanto foi realizada uma revisão bibliográfica, onde foram executados ensaios tecnológicos de teor de sulfatos, teor de cloretos, ensaio de pacometria, profundidade de carbonatação, índice esclerométrico, ultrassonografia e potencial de corrosão. Com posse dos resultados dos ensaios foi possível apresentar em forma de tabelas as diferenças de concentrações e comparar as diferenças entre as caldeiras de recuperação A e B. Quando falamos de sulfatos a caldeira A tem uma concentração 250% maior que a caldeira B, com relação a cloretos a caldeira A possui 10% a mais do que a caldeira B. Os resultados apontam para uma deterioração maior na caldeira A, o que se pode ser explicado pela diferença de 9 anos na construção das estruturas e de que a caldeira A fica mais próxima ao tanque que armazena os sulfatos da indústria.

Palavras chave: concreto, ensaios, parâmetros de durabilidade, sulfatos, cloretos, carbonatação, homogenidade, estudo de caso

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1. Diagrama degradação de estrutura (Adaptado do CEB, 1992).	23
FIGURA 2. Representação esquemática do ataque de sulfatos. (CEB, 1989).	26
FIGURA 3. Diagrama de Pourbaix (CASCUDO, 1997).	31
FIGURA 4. Representação do processo de carbonatação (Cascudo, 1997).	36
FIGURA 5. Representação do avanço da frente de carbonatação (Tula, 2000).	37
FIGURA 6. Representação esquemática da carbonatação parcial do concreto saturado com água (Cascudo, 1997).	39
FIGURA 7. Representação esquemática da carbonatação parcial do concreto, com poros totalmente secos (Cascudo, 1997).	39
FIGURA 8. Representação esquemática da carbonatação parcial do concreto, com poros parcialmente preenchidos com água (concreto com U.R. normal do ambiente (Cascudo, 1997).	40
FIGURA 9. Grau de carbonatação em função da umidade relativa do ambiente (Verbeck, 1950, apud Figueiredo, Andrade e Helene, 1993).	40
FIGURA 10. Curva de Gauss para resistência à compressão do concreto (Carvalho e Figueiredo, 2007).	43
FIGURA 11. Fatores que influenciam a resistência à compressão do concreto. (Adaptado de Metha e Monteiro, 1994).	44
FIGURA 12. Esquema da medida de potencial de corrosão (ASTM, 2009).	46

FIGURA 13. Linhas equipotenciais nas medidas de potencial de corrosão em estruturas de concreto armado (Bertolini et al. 2004).	46
FIGURA 14. Filtragem após ataque ácido (Mazer et al. 2014).	49
FIGURA 15. Precipitação do Sulfato de Bário (Mazer et al. 2014).	49
FIGURA 16. Carbonização do papel filtro (Mazer et al. 2014).	50
FIGURA 17. Calcinação do papel filtro (Mazer et al. 2014).	50
FIGURA 18. Aparelho de Pacometria (Luiz, 2016).	52
FIGURA 19. Funcionamento do pacometro (Luiz, 2016).	52
FIGURA 20. Funcionamento do pacometro (Luiz, 2016).	53
FIGURA 21. Medição da profundidade de carbonatação (Figueiredo, 2018).	54
FIGURA 22. Aparelho de Esclerômetro em funcionamento (Luiz, 2016).	54
FIGURA 23. Detalhes do esclerômetro Schmidt – Tipo N (Luiz, 2016).	55
FIGURA 24. Aparelho de Ultrassonografia (Luiz, 2016).	57
FIGURA 25. Transmissão tipo direta (Luiz, 2016).	57
FIGURA 26. Transmissão tipo semi-direta (Luiz, 2016).	58
FIGURA 27. Transmissão tipo indireta (Luiz, 2016).	58
FIGURA 28. Aparelho de Potencial de Corrosão (Luiz, 2016).	59
FIGURA 29. Vista aérea da planta de produção de papel e celulose.	61
FIGURA 30. Processos químicos industriais, papel e celulose - (Castro,2009).	63
FIGURA 31. Implantação das Caldeiras de Recuperação AB.	64
FIGURA 32. Planta da CR-A níveis +8,00m.	65
FIGURA 33. Planta da CR-A níveis +17,00m.	65

FIGURA 34. Planta da CR-A níveis +23,30m.	66
FIGURA 35. Planta da CR-A níveis +35,90m.	66
FIGURA 36. Planta da CR-B níveis +1,00m.	67
FIGURA 37. Planta da CR-B níveis +8,00m.	67
FIGURA 38. Vista frontal da Caldeira A.	68
FIGURA 39. Vista frontal da Caldeira B.	68
FIGURA 40. Vista do silo de armazenagem de sulfato utilizada no processo.	69
FIGURA 41. Nevoa causada pelo processo de produção da celulose.	69
FIGURA 42. Desplacamento do concreto e perda seção de aço.	69
FIGURA 43. Desplacamento do concreto.	69
FIGURA 44. Degradação do piso da laje.	70
FIGURA 45. Desplacamento do concreto causado pela expansão do aço.	70
FIGURA 46. Fissura e Lixiviação.de laje e vigas.	70
FIGURA 47. Desplacamento do concreto.	70
FIGURA 48. Concreto com características de ataques por sulfatos.	71
FIGURA 49. Viga impregnada com fuligem gerada no processo de produção.	71
FIGURA 50. Desplacamento do concreto causado pela expansão do aço.	71
FIGURA 51. Eflorescência e contaminação do concreto com características de ataques por sulfatos.	71
FIGURA 52. Desplacamento e degradação superficial.	72
FIGURA 53. Degradação concreto possivelmente por agentes químicos.	72
FIGURA 54. Desplacamento do concreto causado pela expansão do aço.	72

FIGURA 55. Verifica-se visualmente concreto contaminado por sulfatos.	72
FIGURA 56. Diversas fissuras e impregnação de produtos químicos.	73
FIGURA 57. Degradação do concreto com perda de secção de armadura.	73
FIGURA 58. Pilar com escorrimento de produtos Químicos.	73
FIGURA 59. Desplacamento do concreto com exposição das amaduras.	73
FIGURA 60. Pilar com segregação e alto índice de vazios.	74
FIGURA 61. Desplacamento do concreto causado pela expansão do aço.	74
FIGURA 62. Desplacamento e processo de corrosão do aço.	74
FIGURA 63. Laje sem sistema de proteção com derramamento de líquidos.	74
FIGURA 64. Implantação da Caldeira A.	75
FIGURA 65. Implantação da Caldeira B.	77

LISTA DE TABELAS

TABELA 1. Requisitos para concreto exposto a soluções contendo sulfatos. (NBR 6118:2014).	27
TABELA 2. Teor máximo de íons cloreto para proteção das armaduras de concreto (NBR 6118:2014).	30
TABELA 3. Classes de agressividade ambiental (NBR 6118:2014).	33
TABELA 4. Cobrimento mínimo de acordo com a classe de agressividade ambiental (NBR 6118:2014).	34
TABELA 5. Classificação da agressividade ambiental (NBR 6118:2014).	38
TABELA 6. Classificação da agressividade do ambiente sobre as armaduras (Helene, 1995 apud Figueiredo, 2005).	38
TABELA 7. Classificação dos potenciais de corrosão de acordo com a ASTM C876 (ASTM, 2009).	47
TABELA 8. Tabela para a avaliação da homogeneidade e compacidade do concreto (Cánovas, 1988).	58
TABELA 9. Classificação dos potenciais de corrosão de acordo com a ASTM C 876 (ASTM 2009).	60
TABELA 10. Substâncias químicas utilizadas no tratamento (Castro, 2009).	62
TABELA 11. Apresentação dos locais de cada ensaio na caldeira A.	76
TABELA 12. Apresentação dos locais de cada ensaio na caldeira B.	76
TABELA 13. Resultados dos teores de sulfato na caldeira A.	78
TABELA 14. Resultados dos teores de sulfato na caldeira B.	79

TABELA 15. Comparativo dos teores de sulfato nas caldeiras A e B.	80
TABELA 16. Resultados dos teores de cloretos na caldeira A.	81
TABELA 17. Resultados dos teores de cloretos na caldeira B.	81
TABELA 18. Comparativo dos teores de cloretos nas caldeiras A e B.	82
TABELA 19. Resultados da pacometria e profundidade de carbonatação na caldeira A.	83
TABELA 20. Resultados do modelo de previsão de carbonatação na caldeira A.	84
TABELA 21. Resultados da pacometria e profundidade de carbonatação na caldeira B.	85
TABELA 22. Resultados do modelo de previsão de carbonatação na caldeira B.	86
TABELA 23. Comparativo dos resultados da pacometria nas caldeiras A e B.	86
TABELA 24. Comparativo do modelo de previsão de carbonatação nas caldeiras A e B.	87
TABELA 25. Resultados do índice esclerométrico na caldeira A.	87
TABELA 26. Resultados do índice esclerométrico na caldeira B.	88
TABELA 27. Comparativo do índice esclerométrico nas caldeiras A e B.	89
TABELA 28. Resultados da ultrassonografia na caldeira A.	90
TABELA 29. Resultados da ultrassonografia na caldeira B.	91
TABELA 30. Comparativo da ultrassonografia nas caldeiras A e B.	92
TABELA 31. Resultados do ensaio de potencial de corrosão na caldeira A.	93
TABELA 32. Resultados do ensaio de potencial de corrosão na caldeira B.	94
TABELA 33. Comparativo do potencial de corrosão nas caldeiras A e B.	94

LISTA DE GRAFICOS

GRAFICO 1. Comparativo dos teores de sulfato nas caldeiras A e B.

GRAFICO 2. Comparativo dos teores de cloretos nas caldeiras A e B.

GRAFICO 3. Comparativo dos resultados de cobrimento longitudinal nas caldeiras A e B.

GRAFICO 4. Comparativo dos resultados de cobrimento transversal nas caldeiras A e B.

GRAFICO 5. Comparativo do índice esclerométrico nas caldeiras A e B.

GRAFICO 6. Comparativo da ultrassonografia nas caldeiras A e B.

GRAFICO 7. Comparativo do potencial de corrosão nas caldeiras A e B.

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	3
RESUMO	4
LISTA DE FIGURAS	5
LISTA DE TABELAS.....	9
LISTA DE GRÁFICOS.....	10
SUMÁRIO	12
1. INTRODUÇÃO	16
1.1. PROBLEMA DE PESQUISA	17
1.2. OBJETIVOS.....	17
1.2.1. Objetivo Geral.....	17
1.2.2. Objetivos Específicos.....	17
1.3. HIPÓTESE	17
1.4. JUSTIFICATIVAS	18
1.4.1. Tecnológicas.....	18
1.4.2. Econômicas.....	18
1.4.3. Sociais.....	19
1.4.4. Ecológicas.....	19
1.5. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS.....	19
1.6. APRESENTAÇÃO DO TRABALHO.....	20
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	21
2.1. DURABILIDADE E VIDA ÚTIL DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO.....	21
2.2. PARÂMETROS DE DURABILIDADE.....	25
2.2.1. Teor de Sulfatos.....	25
2.2.2. Teor de Cloretos.....	29
2.2.3. Profundidade de Carbonatação.....	36
2.2.4. Índice Esclerométrico.....	43

2.2.5. Potencial de Corrosão das Armaduras.....	46
2.3. ENSAIOS TÉCNICOS DE DIAGNÓSTICO.....	49
2.3.1. Ensaio dos teores de sulfatos.....	49
2.3.2. Ensaio dos teores de cloretos.....	51
2.3.3. Ensaio de pacometria.....	52
2.3.4. Ensaio de profundidade de carbonatação.....	54
2.3.5. Ensaio de índice esclerométrico.....	55
2.3.6. Ensaio de ultrassonografia.....	58
2.3.7. Ensaio de potencial de corrosão.....	59
3. ESTUDO DE CASO.....	62
3.1. PROCESSO DE FABRICAÇÃO DE PAPEL E CELULOSE.....	62
3.2. CARACTERÍSTICAS DAS INSTALAÇÕES E DO AMBIENTE....	65
3.3. RELATÓRIO FOTOGRÁFICO.....	69
3.4. APRESENTAÇÃO DOS LOCAIS ENSAIADOS NA CALDEIRA DE RECUPERAÇÃO A.....	76
3.5. APRESENTAÇÃO DOS LOCAIS ENSAIADOS NA CALDEIRA DE RECUPERAÇÃO B.....	77
4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	79
4.1. RESULTADOS DOS ENSAIOS DOS TEORES DE SULFATO.....	79
4.1.1 Resultados dos teores de sulfatos na caldeira A.....	79
4.1.2 Resultados dos teores de sulfatos na caldeira B.....	80
4.1.3 Comparativo dos resultados dos teores de sulfatos na caldeira A e B.....	80
4.2. RESULTADOS DOS ENSAIOS DOS TEORES DE CLORETOS....	82
4.2.1 Resultados dos teores de sulfatos na caldeira A.....	82
4.2.2 Resultados dos teores de sulfatos na caldeira B.....	82
4.2.3 Comparativo dos resultados dos teores de cloretos na caldeira A e B.....	83

4.3. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PACOMETRIA E PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO.....	85
4.3.1 Resultados da pacometria e profundidade de carbonatação na caldeira A.....	85
4.3.2 Resultados da pacometria e profundidade de carbonatação na caldeira B.....	87
4.3.3 Comparativo dos resultados da pacometria e profundidade de carbonatação nas caldeiras A e B.....	88
4.4. RESULTADOS DOS ENSAIOS DO ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO.....	91
4.4.1 Resultados do índice esclerométrico na caldeira A.....	91
4.4.2 Resultados do índice esclerométrico na caldeira B.....	92
4.4.3 Comparativo dos resultados do índice esclerométrico nas caldeiras A e B.....	92
4.5. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ULTRASSONOGRAFIA.....	94
4.5.1 Resultados dos ensaios de ultrassonografia na caldeira A.....	94
4.5.2 Resultados dos ensaios de ultrassonografia na caldeira B.....	95
4.5.3 Comparativo dos resultados do ensaio de ultrassonografia nas caldeiras A e B.....	96
4.6. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE POTENCIAL DE CORROSÃO.....	97
4.6.1 Resultados dos ensaios de potencial de corrosão na caldeira A.....	97
4.6.2 Resultados dos ensaios de potencial de corrosão na caldeira B.....	98
4.6.3 Comparativo dos resultados dos ensaios de potencial de corrosão nas caldeiras A e B.....	98
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS E RECOMENDAÇÕES PARA FUTUROS TRABALHOS.....	100

5.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	100
5.2. RECOMENDAÇÕES PARA FUTUROS TRABALHOS.....	101
A. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	102

1. INTRODUÇÃO

A temática principal deste trabalho visa o estudo de caso de duas caldeiras de recuperação (Caldeira de recuperação A – CR A e Caldeira de recuperação B – CR B) construídas com 9 anos de diferença e que possuem manifestações patológicas devido ao uso e os agentes contaminantes do ambiente de uma indústria de papel e celulose.

Este estudo abordará os temas da durabilidade do concreto e alguns parâmetros de durabilidade que são: teor de sulfatos, teor de cloretos, profundidade de carbonatação, índice esclerométrico, ultrassonografia e o potencial de corrosão das armaduras.

Como cada um dos parâmetros mencionados podem influenciar na degradação do concreto. Por se tratar de uma indústria que em seu processo utiliza muitos elementos químicos é importante entendermos como certas reações acontecem, segundo DNIT (2006) “As reações químicas que provocam a degradação do concreto podem ser resultantes de interações químicas entre agentes agressivos presentes no meio ambiente externo e os constituintes da pasta de cimento ou podem resultar de reações internas, tipo reação álcali agregado, ou da reação da hidratação retardada CaO e MgO cristalinos, se presentes em quantidades excessivas no cimento Portland, ou ainda, da corrosão eletroquímica da armadura do concreto. Convém ressaltar que as reações químicas se manifestam através de deficiências físicas do concreto, tais como aumento da porosidade e da permeabilidade, diminuição da resistência, fissuração e lascamento”.

Os parâmetros de durabilidade citados foram ensaiados e com o conhecimento dos resultados será possível a realização de um comparativo dos resultados e preparar uma análise entre as duas caldeiras e assim determinar se a diferença de 9 anos de construção pode trazer resultados diferentes.

1.1. PROBLEMA DE PESQUISA

Sabe-se as caldeiras de recuperação A e B de uma fábrica de papel e celulose foram construídas 9 anos uma após a outra. Visto isto:

Os parâmetros de durabilidade (teor de sulfatos, teor de cloretos, profundidade de carbonatação, índice esclerométrico, ultrassonografia e potencial de corrosão das armaduras) das caldeiras supracitadas são similares?

1.2. OBJETIVOS

Neste item serão abordados os objetivos desta pesquisa.

1.2.1. Objetivo Geral

Comparar os parâmetros de durabilidade (supracitados) encontrados nas caldeiras de recuperação A e B, com diferença de idade de 9 anos, de uma fábrica de papel e celulose.

1.2.2. Objetivos Específicos

Sob o aspecto específico, busca-se apresentar:

- Verificar se existe diferença das manifestações patológicas entre as duas caldeiras, por terem 9 anos de diferença nas suas construções.

1.3. HIPÓTESE

Os parâmetros de durabilidade nas caldeiras de recuperação A e B, devem apresentar teor próximo, devido à grande concentração de produtos químicos no ambiente.

1.4. JUSTIFICATIVAS

Neste item apresentam-se as justificativas para a pesquisa, a saber: tecnológicas, econômicas, sociais e ecológicas.

1.4.1. Tecnológicas

De acordo com as informações adquiridas pelos alunos, no decorrer de sua vida acadêmica e profissional, existem muitas pesquisas laboratoriais de ensaios executados em um ambiente controlado, mas muito pouco de ensaios em estruturas reais em indústrias de celulose e papel.

Este trabalho consiste em um estudo comparativo, dos parâmetros de durabilidade da estrutura de concreto armado, em duas caldeiras em uma indústria de papel e celulose. Os ensaios realizados terão, toda a agressividade do ambiente que esse local traz. Sendo assim os resultados apresentados possuirão informações muito mais relevantes.

Desta forma a indústria poderá desenvolver um melhor programa de manutenção, com paradas programadas e procurar melhores tipos de revestimento e/ou proteção para a estrutura, já que agora saberão quais e qual o teor dos agentes mais agressivos a sua estrutura.

1.4.2. Econômicas

Quando se é executada uma estrutura de concreto se tem uma falsa impressão que nunca será necessária uma reforma. E principalmente nas indústrias onde uma parada para reparos pode apresentar um gasto duplo. Primeiro o gasto da reforma que dependendo da situação é algo muito oneroso e em segundo que dependendo do local que será interditado a produção deverá ser paralisada e assim perdendo fluxo de vendas e entrada de novas receitas.

Com base neste trabalho, estes impactos poderão ser minimizados pois quando se tem a ideia de quais agentes agressores atacam a estrutura fica mais fácil desenvolver um projeto de proteção e assim aumentando a durabilidade da estrutura. Da mesma forma que também é possível se fazer um plano de manutenções preventiva, diminuindo o tempo de parada e sendo uma obra menos onerosa.

1.4.3 Sociais

Da forma que as estruturas não passam por um processo de manutenção preventiva, quando se tem uma necessidade de recuperação, esta estrutura já está em estado alarmante e por conta disso os custos da obra são muito elevados.

Este trabalho trará uma forma de se ter paradas menos impactantes na produção da indústria e com isso se diminuir custos. Primeiramente este recurso deverá ser aplicado na equipe de manutenção para que possam se antecipar a certos tipos de problema e depois o recurso poderia ser aplicado em capacitação de seus colaboradores e projetos socioculturais na sociedade.

1.4.4. Ecológicas

De posse de uma estrutura com maior tempo de vida, vai se diminuir drasticamente os resíduos gerados. Pois a maior parte dos dejetos de uma estrutura de concreto não são reciclados com isso a empresa tende a ser mais “ecologicamente correta”

1.5. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

O procedimento metodológico utilizado para levantamento de informações será a revisão bibliográfica e estudo de caso, onde teremos como base duas caldeiras em estruturas de concreto armado com diferença de 9 anos da execução. Estas

estruturas são atacadas por agentes agressores presente no processo industrial de uma fábrica de celulose e papel. A revisão bibliográfica abordará assuntos como a durabilidade e vida útil do concreto, teor de sulfatos, teor de cloretos, profundidade de carbonatação, índice esclerométrico, ultrassonografia e potencial de corrosão das armaduras e os tipos de ensaios executados nas estruturas.

Este estudo de caso aborda os resultados obtidos e foram discutidos os resultados para se embasar as considerações finais da pesquisa.

1.6. APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

Neste item deve ser feita uma apresentação resumida acerca do conteúdo de cada capítulo, como se mostra no exemplo a seguir:

O **Capítulo 1** apresenta o problema de pesquisa e seus objetivos, bem como delineia as principais justificativas para a realização deste estudo e os procedimentos metodológicos a serem adotados.

O **Capítulo 2** apresenta a revisão bibliográfica e discorre sobre durabilidade e vida útil do concreto, teor de sulfatos, teor de cloretos, profundidade de carbonatação, índice esclerométrico, ultrassonografia e potencial de corrosão das armaduras e os tipos de ensaios executados nas estruturas.

O **Capítulo 3** trata sobre o estudo de caso empregado neste trabalho, apresentando o histórico, descrição do processo de fabricação do papel e celulose e apresenta a vistoria realizada.

O **Capítulo 4** apresenta os resultados dos ensaios, a análise das caldeiras A e B e o comparativo entre as duas estruturas com base nos ensaios realizados.

O **Capítulo 5** apresenta a as considerações finais acerca da pesquisa e as recomendações para trabalhos futuros.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Após a apresentação do problema deste trabalho, neste capítulo será abordada a fundamentação teórica necessária nos seguintes tópicos: durabilidade e vida útil do concreto, teor de sulfatos, teor de cloretos, profundidade de carbonatação, índice esclerométrico (que aborda a resistência superficial e homogeneidade do concreto), potencial de corrosão das armaduras e os tipos de ensaios executados nas estruturas.

2.1. DURABILIDADE E VIDA ÚTIL DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

Embora a importância da durabilidade dos materiais no desempenho de uma estrutura seja amplamente aceita atualmente, durante muito tempo as mesmas foram projetadas e construídas levando em conta unicamente critérios econômicos e de desempenho mecânico. Este fato possibilitou o desenvolvimento de uma série de problemas de desempenho com sérias implicações, o que deu origem ao desenvolvimento do campo de pesquisa da patologia e recuperação dos materiais.

Este fato se confirma por HELENE (1993), que relata um percentual, com os gastos de manutenção compreendendo entre 30 e 50% do percentual total de investimento. Foi a partir da apreciação das implicações sócio-econômicas decorrentes da falta de preocupação com a questão da durabilidade que esta realidade começou a ser modificada. Deve-se ressaltar que a utilização de materiais mais duráveis tem uma grande importância econômica e ecológica, como afirmam MEHTA e MONTEIRO (1992), pois colabora para a preservação dos recursos naturais, cada vez mais escassos.

Por volta dos anos 90 a mudança na postura tem sido ainda impulsionada pela necessidade de adequação às filosofias de qualidade, que estabelecem o bom desempenho como um fator de satisfação dos clientes e prescrevem a ausência de defeitos como estratégia de redução do custo global. Cabe hoje ao engenheiro conceber e executar estruturas levando em consideração estes aspectos, garantindo

que a vida útil prevista da obra seja alcançada. Para atingir este objetivo é necessário um conhecimento profundo dos mecanismos de degradação das estruturas, compreendendo tanto a caracterização dos ambientes agressivos quanto a determinação das características dos materiais que influenciam seu desempenho nestes ambientes.

Toma-se fundamental, portanto, o estudo dos aspectos relacionados com a durabilidade. Segundo o Dicionário Aurélio, o conceito de durabilidade deriva do fato de um material demonstrar a capacidade de durar, podendo está se expressar sob três formas:

- não se gastar depressa
- continuar a existir
- conservar-se em determinado estado, com as mesmas qualidades

A primeira definição é muito subjetiva, e só tem sentido sob o aspecto comparativo. O segundo admite apenas como a manutenção física da peça. O terceiro já é mais abrangente, pois exige que além de se manter no tempo, o item preserve suas características do seu estado inicial.

Porém o conceito de durabilidade é mais amplo que as definições do dicionário, para se fazer uma associação mais adequada de um material a sua durabilidade dependerá de uma série de condicionantes que vão parametrizar um certo tipo de situação a que este material estará submetido e diante da qual mostrará um certo desempenho.

Segundo CARVALHO 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. Uma mesma estrutura pode ter diferentes comportamentos, ou seja, diferentes funções de durabilidade no tempo, segundo suas diversas partes, até dependente da forma de utilizá-la.

Na ABNT NBR 6118:2014, no item 6.1 prescreve que “as estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que sob as condições ambientais

previstas na época do projeto e quando utilizadas conforme preconizado em projeto, conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil”.

Após a definição da durabilidade vamos definir o que é a vida útil. Primeiro precisamos conhecer que existe a vida útil e a vida útil de projetos. Elas são definidas pela ABNT NBR 15.575:2013 como:

VIDA ÚTIL: período de tempo compreendido entre o início de operação de uma edificação e o momento em que o seu desempenho deixa de atender aos requisitos pré-estabelecidos é denominado vida útil.

VIDA ÚTIL DE PROJETO: período estimado de tempo para qual as estruturas de um edifício e seus sistemas são projetados a fim de atender aos requisitos da norma, considerando a execução correta da manutenção.

A diferença de durabilidade e vida útil pode ser descrita como a construção de um deck de concreto poroso a beira mar, com a ação do cloreto encontrado na água salgada do mar. Esta estrutura terá uma durabilidade potencial baixa, suponhamos que aproximadamente X anos. Se aos X-3 anos intervirmos na estrutura, restaurando seu desempenho através de atividades de manutenção, sua vida útil vai ser estendida, mas a durabilidade potencial do concreto poroso continuou sendo a mesma.

A vida útil inicial de uma estrutura depende da durabilidade dos materiais que a constituem e do grau de agressividade do ambiente em que se encontra. Mas se houver um plano de manutenções periódicos desenvolvido de acordo com a estrutura em questão, a vida útil da mesma será estendida, porém a durabilidade dos materiais que a compõem continua a mesma, pois não está relacionada com a manutenção.

Como pode ser observado na FIGURA 1, através de operações de manutenção e/ou de recuperação pode-se aumentar o período em que a estrutura mantém um desempenho acima do mínimo admissível. Porém, mesmo que as propriedades e características dos materiais constituintes não sejam degradadas a ponto de comprometer seriamente seu desempenho, uma obra só vai ser útil enquanto preencher as finalidades para as quais foi planejada.

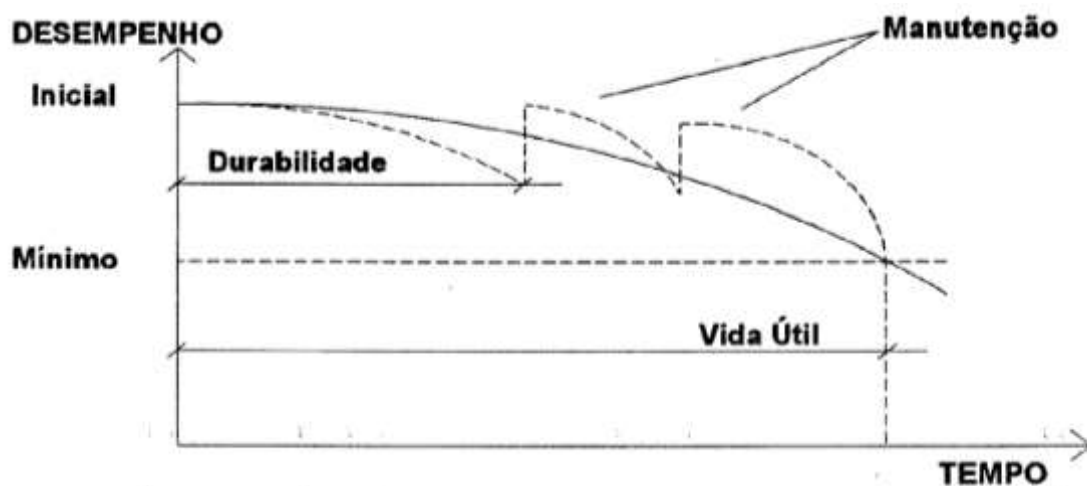


FIGURA 1. Diagrama degradação de estrutura (Adaptado do CEB, 1992)

Os valores de vida útil usualmente adotados como parâmetros de projeto giram em torno de 50 anos. Porém este valor pode ser considerado inadequado no caso de obras públicas de responsabilidade, cuja confecção envolve grandes somas de dinheiro e de trabalho. Segundo TUTHILL (1991), nestes casos se espera que estas obras, após 50 anos de serviço, estejam em perfeitas condições e aptas para manter o mesmo desempenho por mais 50 anos ou pelo maior período possível, visto ser a sua substituição uma atividade custosa e demorada.

Para aumentar a durabilidade, pode-se afirmar que, por uma série de razões de ordem técnica e econômica, busca-se maximizar o período de duração de um material, seja trabalhando no sentido de melhorar suas propriedades, seja no de minimizar a agressividade do ambiente no qual o mesmo está inserido ou no de limitar o seu uso. No entanto, nenhum material é perene e deve-se esperar que a ação do tempo sobre uma estrutura produza efeitos, causando modificações na microestrutura dos seus materiais componentes e, conseqüentemente, alterando as propriedades macroscópicas dos mesmos.

Esse processo, aqui denominado de envelhecimento normal ou natural, deve ser previsto na fase de planejamento, de maneira que a estimativa da durabilidade seja efetuada levando em conta este fator. Entretanto, uma diferenciação importante deve

ser feita entre os conceitos de degradação e envelhecimento natural. Ocorre, muitas vezes, de uma estrutura perder sua funcionalidade rapidamente, através de um processo de degradação, que geralmente é originário da má avaliação da agressividade da ação do ambiente sobre a estrutura ou da deficiente qualidade do material em exposição.

Desta forma, pode-se dizer que os problemas de durabilidade ocorrem por causa dos processos de degradação, que se manifestam pela deterioração precoce do material, sendo deterioração entendida como o fenômeno associado à perda de características ou da integridade de material, que o impede de exercer a função para a qual foi destinado com um desempenho adequado.

2.2. PARÂMETROS DE DURABILIDADE.

Neste item serão abordados os seguintes parâmetros de durabilidade: Teor de Sulfatos, Teor de Cloretos, Profundidade de Carbonatação, índice esclerométrico e potencial de corrosão das armaduras.

2.2.1. Teor de Sulfatos

Os sulfatos são encontrados na água do mar, nas águas subterrâneas e nos esgotos industriais. Geralmente os sulfatos estão presentes em áreas planas, onde os sais se acumularam ao longo do tempo sem serem levados por fluxos de água subterrâneos. É usual que neste tipo de solo agressivo ocorra a deposição de uma camada esbranquiçada na superfície, que pode ser tomada como um indicativo da presença do problema.

Na maior parte das vezes, os íons sulfato se originam da decomposição, por hidrólise, de sais presentes no solo ou na água, marinha ou subterrânea.

A água do mar também apresenta concentrações de sulfatos que podem desencadear o processo agressivo, degradando o concreto. O ataque é mais intenso

nas zonas em que ocorrem oscilações de nível, com variações nas condições de saturação, pois este fenômeno ocasiona a cristalização cíclica dos sais nos poros, incrementando a agressão.

A contaminação por sulfatos pode ser aérea. PERRY e SLATER (1981) indicam o dióxido de enxofre como um dos poluentes mais comuns presentes na atmosfera, apontando como suas fontes mais prováveis: as combustões domésticas, as emissões das usinas termelétricas, das refinarias de petróleo, das olarias e das usinas de aço e ferro.

Quando a exposição aos sulfatos, ocorre no concreto uma expansão que pode, com o tempo, levar à fissuração, à fragilização e ao lascamento das camadas exteriores e, eventualmente, à completa desintegração do material, causando o colapso da peça. Geralmente a agressão se inicia pelos cantos e arestas, se espalha superficialmente e por fim vai penetrando progressivamente na peça. Durante este processo ocorre geralmente uma perda da rigidez e da resistência do concreto. Segundo o Boletim 183 do CEB (1992), esta sintomatologia, mostrada na FIGURA 2, deriva do fato de que os íons SO_4 penetrando na rede de poros do concreto, se combinam com os aluminatos especialmente o C3A provocando uma expansão.

Realmente, observando a equação da reação química entre os sulfatos e os aluminatos, pode-se verificar a ocorrência de formação de etringita, que adsorve diversas moléculas de água e conseqüentemente ocupa um maior volume, podendo provocar o aparecimento de tensões que causam a deterioração do concreto. Este é o mecanismo clássico pelo qual se explica o ataque de sulfatos.

Paralelamente à ação de corrosão do concreto, os íons sulfato podem ainda se constituir em elementos agressivos à armadura. Segundo ANDRADE (1992), mesmo não apresentando a mesma agressividade dos cloretos, os íons sulfatos também exercem ação despassivante, sendo recomendável determinar seus teores no ambiente de exposição antes de definir o efetivo cobrimento de uma peça.

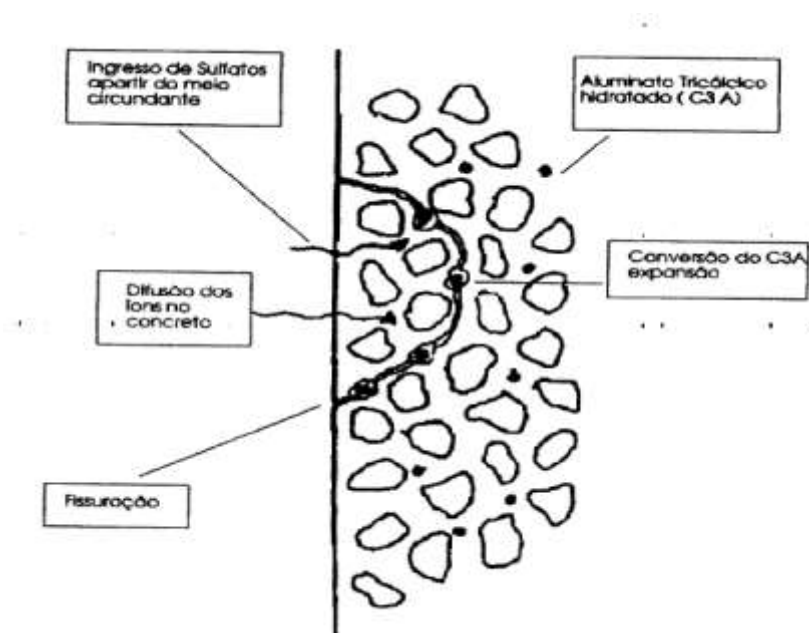


FIGURA 2. Representação esquemática do ataque de sulfatos. (CEB, 1989)

O desenvolvimento da agressão por sulfatos passa por 2 estágios, segundo CALLEJA (1980). O primeiro, de natureza física, corresponde ao período de difusão dos sulfatos da solução para dentro da matriz do concreto. Este processo é lento e depende diretamente das características de porosidade do concreto sob ataque. Desta forma, a taxa de agressão durante este período inicial depende dos fatores que governam a porosidade do concreto.

O segundo estágio é de natureza química e corresponde ao processo de reação entre os compostos hidratados da pasta, o íon sulfato e o cátion correspondente. Neste estágio a estrutura dos concretos tende a sofrer degradações violentas e rápidas, e o conteúdo de C_3A passa a ser relevante.

Segundo HELENE (1988) a classificação da agressividade do meio ambiente pode ser dada de forma rigorosa, quando é baseada na concentração efetiva do agente agressor, e de forma indireta, quando se baseia apenas nas condições de exposição a que o material está submetido.

Geralmente as normas buscam enquadrar os ambientes em categorias progressivamente agressivas, conforme o teor de íon sulfato presente. A partir da definição destas categorias de ambientes, as normas adotam uma posição prescritiva,

indicando os tipos de cimentos a utilizar e, usualmente, valores mínimos ou máximos para grandezas como a quantidade mínima de cimento ou a relação a/c.

Na ABNT NBR 12655:2015, no item 5.2.2.3 “concretos expostos a solos ou soluções contendo sulfatos devem ser preparados com cimento resistente a sulfatos de acordo com a ABNT NBR 16.697, e atender ao que estabelece na TABELA 1 (tabela 4 na norma), no que se refere a relação água/cimento e à resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}).

Condições de exposição em função da agressividade	Sulfato solúvel em água (SO_4) presente no solo % em massa	Sulfato solúvel (SO_4) presente na água ppm	Máxima relação água/cimento, em massa, para concreto com agregado normal ^a	Mínimo f_{ck} (para concreto com agregado normal ou leve) MPa
Fraca	0,00 a 0,10	0 a 150	Conforme Tabela 2	Conforme Tabela 2
Moderada ^b	0,10 a 0,20	150 a 1 500	0,50	35
Severa ^c	Acima de 0,20	Acima de 1 500	0,45	40

^a Baixa relação água/cimento ou elevada resistência podem ser necessárias para a obtenção de baixa permeabilidade do concreto ou proteção contra a corrosão da armadura ou proteção a processos de congelamento e degelo.

^b A água do mar é considerada para efeito do ataque de sulfatos como condição de agressividade moderada, embora o seu conteúdo de SO_4 seja acima de 1500 ppm, devido ao fato de que a etringita é solubilizada na presença de cloretos.

^c Para condições severas de agressividade, devem ser obrigatoriamente usados cimentos resistentes a sulfatos.

TABELA 1. Requisitos para concreto exposto a soluções contendo sulfatos. (NBR 6118:2014)

A norma NBR 16.697 estabeleceu dois tipos de cimento resistentes à sulfatos:

- cimento de moderada resistência aos sulfatos (MRS), com teor de C3A limitado a 8%.
- cimento de alta resistência a sulfatos (ARS), com teor de C3A máximo inferior a 5%.

A degradação do concreto como resultado da reação entre os compostos de cimento hidratado existentes no concreto e os íons sulfatos oriundos de uma fonte externa e carregados pela água pode assumir duas manifestações distintas:

- expansão do concreto;
- perda progressiva de resistência, rigidez e massa.

As duas manifestações podem ocorrer concomitantemente, sendo que a predominância de uma delas é função da concentração e da origem dos íons sulfato, assim como da percentagem e constituição química do cimento constituinte do concreto.

2.2.2. Teor de Cloretos

Os íons de cloreto possuem diversas origens como: na ação da maresia, aditivos de concreto, em agregados ou água de amassamento contaminados, também podem surgir da penetração de sais de degelo e processos industriais, ou da ação de maresia ou névoa de ambiente marinho.

Já os aditivos com base em cloretos foram proibidos, assim como é obrigatório o controle de contaminantes nos componentes do concreto pela norma NBR 6118 (ABNT, 2014). Por causa disso o mais comum são a penetração pela ação da água do mar e os processos industriais. Desta forma o teor de cloretos inicial é irrisório o que se precisa é impedir a sua penetração.

Segundo Nepomuceno (2005), o concreto possui quatro mecanismos de transporte de agentes agressivos: absorção capilar, permeabilidade, difusão iônica e migração iônica. Entende-se agente agressivo toda substância que pode afetar o concreto armado.

Fox e McDonald (1998) apontam que o efeito de capilaridade ocorre em espaços finos, onde a tensão superficial do líquido gera uma pressão negativa que promove o transporte através desse espaço. No concreto, isso significa que a água pode vencer a força da gravidade, penetrando na estrutura. Poros menores causam maiores pressões capilares e aumentam a altura que pode ser vencida.

Segundo Basheer et al. (2001), concretos com relação água/cimento reduzida apresentam poros com diâmetros menores. No entanto, esses poros também apresentam menor número de interconexões, reduzindo a altura de sucção e o volume de íons cloreto absorvido.

Permeabilidade é a propriedade pela qual um líquido escoar através de um meio poroso sob ação de uma pressão diferencial. A penetração de cloretos no concreto por permeabilidade ocorre com íons dissolvidos, geralmente em água, significando que poros maiores facilitam a penetração. Fatores que afetam a distribuição de poros na pasta de cimento influenciam a permeabilidade, destacando a importância dessa propriedade para a penetração de íons cloreto (BAUER, 1995).

A composição do cimento, a relação a/c e o grau de hidratação influenciam diretamente na permeabilidade e, portanto, nos índices de penetração de íons (HELENE, 1993). A busca por um concreto menos permeável, de poros menores vai em contraponto com a penetração por absorção capilar. No entanto, segundo Cascudo (1997), estruturas mais compactas tem absorção e permeabilidade reduzida, sendo preferível um concreto pouco permeável.

A difusão iônica é o movimento de íons ou moléculas devido a um gradiente de concentração. O movimento dessas partículas tende a reduzir esse gradiente, buscando um equilíbrio dentro do meio. Segundo Basheer et al. (2001), a difusão pode ser modelada a partir das leis de Fick. Entretanto, segundo Gjorv (2015), essa modelagem passa por simplificações grosseiras, devido à complexidade do mecanismo de difusão. Seu uso é mais indicado como um critério de escolha entre opções estruturais e não como um modelo de previsão confiável.

A migração iônica é o transporte realizado pela ação de campos elétricos. Como os íons de cloreto apresentam carga negativa, eles se movimentam de acordo com a polaridade do campo aplicado. Essa movimentação pode ocorrer pela corrente existente no processo eletroquímico de corrosão, atraindo os íons para a armadura, ou repelindo-os, quando aplicada a técnica de proteção catódica (HELENE, 1993; CASCUDO, 1997).

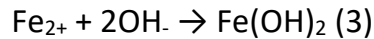
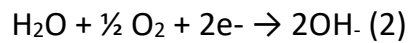
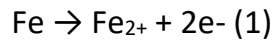
O fator de maior importância no transporte de substâncias dissolvidas no interior do concreto é a porosidade. A interconexão dos poros, sua distribuição e tamanho determinam a possibilidade de transporte de substâncias e sua velocidade de transporte (CASCUDO, 1997).

Afim de proteger as estruturas da ação do cloreto a NBR ABNT 12655:2015 define os maiores teores de íons de cloreto para proteção das armaduras, a norma diz que “de forma a proteger as armaduras de concreto, o valor máximo da concentração de íons de cloreto no concreto endurecido, considerando a contribuição de todos os componentes do concreto no aporte de cloretos, não pode exceder os limites estabelecidos na TABELA 2 (tabela 5 da norma). Quando forem realizados ensaios para determinação de teor de íons de cloreto solúveis em água, deve ser seguido o procedimento da ASTM C 1218”.

Classe de agressividade (5.2.2)	Condições de serviço da estrutura	Teor máximo de íons cloreto (Cl⁻) no concreto % sobre a massa de cimento
Todas	Concreto protendido	0,05
III e IV	Concreto armado exposto a cloretos nas condições de serviço da estrutura	0,15
II	Concreto armado não exposto a cloretos nas condições de serviço da estrutura	0,30
I	Concreto armado em brandas condições de exposição (seco ou protegido da umidade nas condições de serviço da estrutura)	0,40

TABELA 2. Teor máximo de íons cloreto para proteção das armaduras de concreto (NBR 6118:2014)

Segundo Andrade (1992), o aço tem uma tendência a retornar ao seu estado natural por meio de um processo de oxidação, que ocorre espontaneamente. A corrosão metálica supõe a existência de uma reação de oxidação e uma de redução, com a circulação de íons por um meio aquoso, criando o efeito de uma pilha. Quando existe a presença de íons agressivos, o efeito é acelerado. A corrosão desenvolve-se com a presença de reações nas zonas anódicas (corroídas), que leva à dissolução do aço (Equação 1). Estas reações são balanceadas nas zonas catódicas (não corroídas), produzindo ânions hidroxilas (2). Portanto, para que ocorra corrosão em armaduras, é necessária a presença de água e oxigênio. Por fim, os íons Fe^{2+} migram em direção ao ânodo, produzindo hidróxido ferroso, ou hidróxido de ferro II (3) (CASCUDO, 1997).



Segundo Souza e Ripper (1998), o interior do concreto, de pH bastante alcalino ($\text{pH} > 9$) garante a criação da película passivante, uma fina camada de óxido que protege a armadura, processo esse também conhecido como passivação. Isso é demonstrado pelo diagrama de Pourbaix (FIGURA 3), que relaciona a diferença de potencial em um material com o pH do meio. Este diagrama estabelece as situações de imunidade, passivação, ou corrosão da armadura (CASCUDO, 1997).

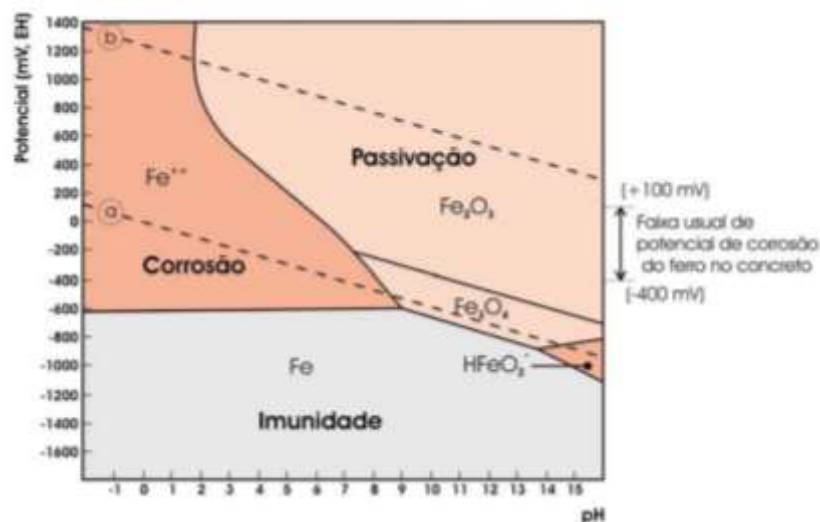


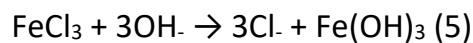
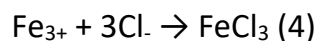
FIGURA 3. Diagrama de Pourbaix (CASCUDO, 1997).

No entanto, essa camada não impede que a armadura seja atacada por cloretos e outros íons agressivos. São apontados três mecanismos de corrosão do aço no concreto (SOUZA e RIPPER, 1998):

- Corrosão por tensão fraturante: caso de aços submetidos a grandes esforços mecânicos, como protensão. Em meio agressivo, pode sofrer fratura frágil;
- Corrosão por pites, que surge de forma localizada, provocado pela combinação da presença de íons agressivos, umidade e oxigênio;

- Corrosão generalizada, provocada pelo processo de carbonatação e a consequente redução do pH do concreto.

Segundo Helene (1986), quando existe a presença de íons cloreto, existe a quebra da película existente de passivação, com o elemento funcionando como um catalizador, acelerando a corrosão. Em um primeiro momento, os íons cloreto se conectam ao aço (4) e, após a hidrólise, os íons cloreto são liberados sem serem consumidos e existe a formação de hidróxido de ferro III (5).



Alguns fatores são determinantes para a velocidade e profundidade de penetração de cloretos no concreto armado, assim como a consequente corrosão da armadura uma vez que a frente de penetração a atinge. Esses fatores são:

- Temperatura:

A temperatura pode atuar de duas maneiras: quando incrementada, aumenta a velocidade de corrosão e a mobilidade iônica, favorecendo seu transporte pela microestrutura; e quando reduzida, promove condensações, que incrementa localmente o teor de umidade, que também pode agir facilitando o transporte (CASCUDO, 1997; ANDRADE, 1992).

- Ambiente de exposição:

O ambiente é crucial para que uma estrutura esteja em risco de ser atacada por íons cloretos. Além disso, o ambiente pode apresentar outros riscos e influências sobre a estrutura. A norma NBR 6118 (ABNT, 2014) aborda a preocupação com a proteção geral das estruturas com as classes de agressividade ambiental, demonstradas na TABELA 3 (tabela 1 da norma). Esta tabela serve como base para a determinação de critérios mínimos de cobrimento, resistência, relação a/c e fissuração.

Segundo Gjrv (2015), em algumas situações na atmosfera marítima, o grau de saturação capilar varia entre 80 e 90% na camada de 40 a 50 mm, uma espessura comum para o concreto de cobrimento em ambientes agressivos. A presença de um teor de umidade tão elevado estimula a difusão iônica.

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

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

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

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

TABELA 3. Classes de agressividade ambiental (NBR 6118:2014)

- Tipo de cimento e adições minerais:

Segundo Cascudo (1997), cimentos com adições de escória de alto-forno e materiais pozolânicos (como a cinza volante ou a sílica ativa) apresentam maior compacidade, significando que o concreto se torna menos suscetível a penetração de líquidos, gases e íons. Mesmo que tais adições tendam a piorar a performance do concreto frente à carbonatação, os benefícios causados superam os efeitos deletérios que podem surgir eventualmente.

Quanto às escórias de alto-forno, além de proporcionar menor taxa de difusão iônica, permeabilidade e resistividade, essa adição proporciona maior capacidade de combinação com os íons cloreto, formando o sal de Friedel, que se fixa ao concreto de maneira estável (CASCUDO, 1997).

- Resistividade elétrica do concreto:

Segundo Cascudo (1997), a resistividade elétrica é um parâmetro que depende de outros três fatores: a umidade, a permeabilidade e o grau de ionização do eletrólito do concreto. A resistividade é um dos fatores controladores das reações eletroquímicas dentro do concreto e pode-se observar uma direta relação entre a taxa de corrosão e a condutividade elétrica, inverso da resistividade.

Gjørsv (2015) afirma que, quando a resistividade elétrica do concreto se torna alta o suficiente, em um patamar entre 50 e 70 x 10³ ohm . cm, a taxa de corrosão pode se tornar muito pequena ou mesmo insignificante.

- Cobrimento das armaduras:

Segundo Cascudo (1997), o concreto de cobrimento sobre a armadura é a primeira barreira física de proteção das armaduras, contra agentes agressivos, oxigênio e umidade, além de garantir um meio alcalino para a criação de uma proteção química. Portanto, quanto maior a camada de cobrimento, maior a proteção esperada para as armaduras.

A norma NBR 6118 (ABNT, 2014) estipula cobrimentos mínimos, de acordo com a classe de agressividade do ambiente, descritos na TABELA 4 (tabela 2 da norma).

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

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

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências deste quadro podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

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

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

TABELA 4. Cobrimento mínimo de acordo com a classe de agressividade ambiental (NBR 6118:2014)

- Relação água/cimento:

Segundo Cascudo (1997), a relação água/cimento é um dos parâmetros de maior importância, pois afeta diretamente as características de compacidade, ou porosidade, da pasta de cimento. Uma baixa relação a/c retarda a difusão de cloretos, além de dificultar a entrada de umidade e outros agentes agressivos.

2.2.3. Profundidade de Carbonatação

A norma NBR 6118 (ABNT, 2014) classifica a despassivação da armadura por carbonatação como um dos mecanismos preponderantes de deterioração relativos à armadura, conforme explica no item 6.3.3.1, “É a despassivação por carbonatação, ou seja, por ação do gás carbônico da atmosfera sobre o aço da armadura. As medidas preventivas consistem em dificultar o ingresso dos agentes agressivos ao interior do concreto. O cobrimento das armaduras e o controle da fissuração minimizam este efeito, sendo recomendável um concreto de baixa porosidade.

Então para ocorrer este processo é necessário existir a carbonatação, que consiste na redução da alcalinidade do concreto, em função da reação do hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2) com compostos do meio, produzindo principalmente sais de cálcio. A alta alcalinidade do concreto é obtida principalmente as custas da presença de Ca(OH)_2 liberado das reações de hidratação do cimento. Segundo Cascudo (1997), essa alcalinidade pode ser reduzida com o passar do tempo essencialmente pela ação do gás carbônico (CO_2) do ar, além de outros gases ácidos tais como dióxido de enxofre (SO_2) e ácido sulfídrico (H_2S). A reação básica é a seguinte:



A carbonatação acontece gradualmente, a uma velocidade lenta e atenuando-se com o tempo. A FIGURA 4 mostra um esquema simplificado do processo de carbonatação.

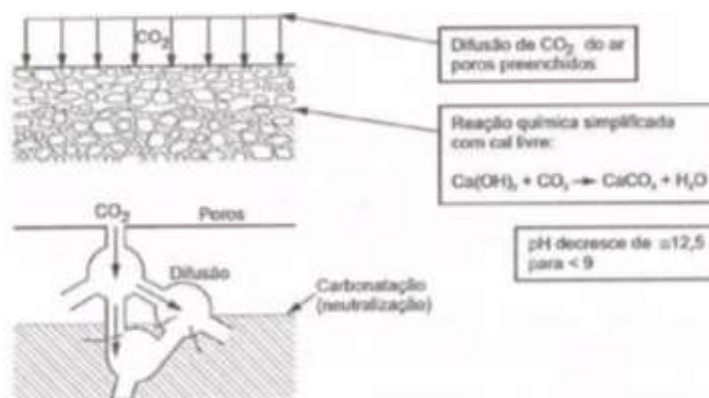


FIGURA 4. Representação do processo de carbonatação (Cascudo, 1997).

Esse processo se mostra altamente prejudicial às estruturas de concreto, pois expõe as armaduras à corrosão.

O concreto tem várias funções dentre elas a de proteger o aço. Existem duas maneiras a primeira é a física que impede o contato do aço com o meio externo, a segunda é química, devido ao meio altamente alcalino é formado uma película protetora de caráter passivo que envolve a armadura.

A película passivadora protetora do aço trata-se de uma fina camada de óxidos, transparente e aderente ao aço, que é gerada a partir de uma reação eletroquímica.

No diagrama de equilíbrio termodinâmico proposto por Pourbaix (1974) (figura 3) para o ferro em meio aquoso, onde se pode melhor visualizar as três zonas distintas: corrosão, passivação ou imunidade em que o aço pode se encontrar.

O diagrama mostra as 3 condições nas quais o aço pode se encontrar. A zona de imunidade é aquela onde o aço não se corrói e para qualquer valor de pH continua estável. Na zona de passivação existe uma camada de óxidos e hidróxidos recobrindo o aço, esta camada age como uma barreira que protege do processo de corrosão. E na zona de corrosão, onde as condições de pH e potencial eletroquímico são favoráveis ao processo de corrosão.

A perda da camada passivadora é o que leva ao processo de corrosão, os principais agentes agressivos que causam esta perda é a presença de cloretos e a carbonatação.

A presença de hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2) liberado das reações de hidratação é o principal responsável pela alta alcalinidade do concreto, e este pH elevado pode ser reduzido com o tempo pela ação do CO_2 presente na atmosfera e outros gases ácidos, tais como SO_2 e H_2S .

De acordo com Mitre, Barbosa e Helene (2002), o gás carbônico (CO_2) forma o ácido carbônico (H_2CO_3), em meio aquoso, que ao penetrar nos poros do concreto diminui o pH da solução intersticial, reagindo com os hidróxidos dissolvidos e provocando a precipitação dos carbonatos (carbonato de cálcio (CaCO_3), carbonato

de sódio (Na_2CO_3) e carbonato de potássio (K_2CO_3)). Esse processo, denominado carbonatação do concreto, ocorre lentamente, segundo a reação principal:



Ocorre então uma redução do pH do concreto já que o pH do carbonato de cálcio está em torno de 9. A carbonatação acontece gradualmente, a uma velocidade lenta e atenuando-se com o tempo. Essa camada carbonatada cuja espessura aumenta no decorrer do tempo chama-se frente de carbonatação, que avança progressivamente a partir da superfície para o interior do concreto e ao atingir a armadura gera sua despassivação. Esse processo de acordo é melhor representado por Tula (2000) conforme FIGURA 5.

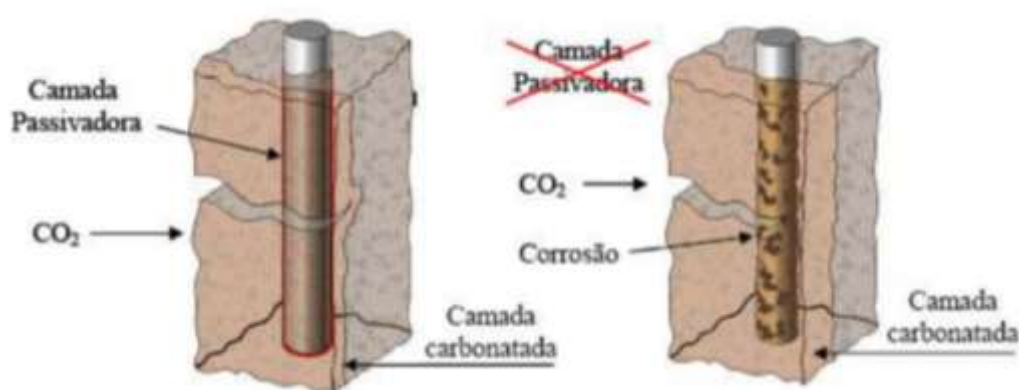


FIGURA 5. Representação do avanço da frente de carbonatação (Tula, 2000).

a) Condições de exposição

Concentração de CO_2 : Quanto maior a concentração no ambiente, maior será a velocidade de carbonatação, principalmente em concretos com elevada relação a/c. Segundo Helene (1993), a atmosfera e o macro clima que envolve a estrutura influenciam conjuntamente na taxa de carbonatação. A agressividade ambiental pode ser avaliada segundo a durabilidade da armadura e do próprio concreto, conforme especificado na NBR 6118:2014 e reproduzido na TABELA 5 (tabela 2.2 da norma).

Classe de agressividade	Agressividade	Risco de deterioração da estrutura
I	fraca	insignificante
II	média	pequeno
III	forte	grande
IV	muito forte	elevado

TABELA 5. Classificação da agressividade ambiental (NBR 6118:2014).

Pode-se verificar alteração significativa da concentração de CO₂ quando comparados ambientes fechados e abertos, sendo a taxa de carbonatação maior em ambientes fechados do que em ambientes abertos. A TABELA 6 (tabela 2.3 da norma), mostra a correlação entre a concentração de gás carbônico ambiente e a agressividade do meio. Considera-se que a concentração de CO₂ na atmosfera pode variar de 0,03 a 0,05% em ambientes rurais, de 0,1 a 1,2% em ambientes de urbanos e até 1,8 em atmosferas viciadas (Helene, 1986).

Classificação da agressividade do ambiente sobre armaduras		
Classe de agressividade	Macro-clima	Gás carbônico no ambiente
I	atmosfera rural	$\leq 0,3\%$
II	urbana	$\leq 0,3\%$
III	marinha ou industrial	$\geq 0,3\%$
IV	pólos industriais	$> 0,3\%$

TABELA 6. Classificação da agressividade do ambiente sobre as armaduras (Helene, 1995 apud Figueiredo, 2005).

Umidade relativa do Ar: a velocidade da frente de carbonatação depende além da concentração de CO₂ e da porosidade do concreto, também das condições de umidade do ambiente.

Segundo Bakker (1988) quando o concreto não apresenta água nos poros a difusão do CO₂ ocorre normalmente, porém ele permanece na forma de gás e não reage.

A umidade relativa do ambiente exerce influência sobre a quantidade de água contida nos poros do concreto e esta, por sua vez, condiciona a velocidade de difusão do CO_2 nos espaços intersticiais através dos poros do concreto.

Têm-se então situações diferentes de carbonatação de acordo com a umidade presente nos poros de concreto:

1 – Concreto muito úmido e poros saturados = taxa de carbonatação muito lenta (FIGURA 6).

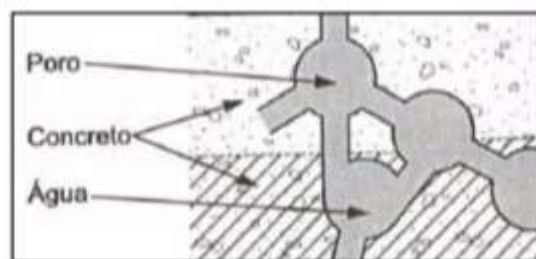


FIGURA 6. Representação esquemática da carbonatação parcial do concreto saturado com água (Casado, 1997).

2 – Concreto muito seco e poros secos = não ocorre dissociação do CO_2 nem reação do cimento hidratado (FIGURA 7).

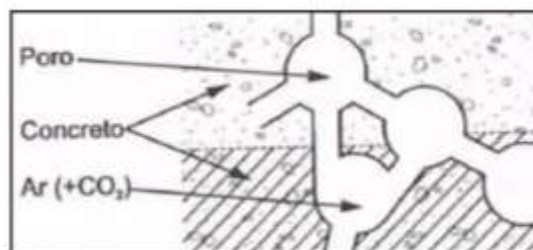


FIGURA 7. Representação esquemática da carbonatação parcial do concreto, com poros totalmente secos (Casado, 1997).

3 – Poros parcialmente preenchidos pela água = carbonatação avança até onde a rede de poros apresenta uma condição favorável (FIGURA 8).

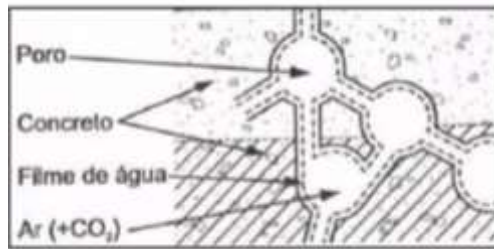


FIGURA 8. Representação esquemática da carbonatação parcial do concreto, com poros parcialmente preenchidos com água (concreto com U.R. normal do ambiente (Cascudo, 1997).

De acordo com Figueiredo, Helene e Andrade (1993), a CEB/BI 148 (1982) aponta que em um intervalo de umidade relativa entre 50 e 60% ocorrem as maiores taxas de carbonatação.

A FIGURA 9, demonstra a variação da carbonatação com a alteração da umidade relativa do ar, e é possível constatar que em um intervalo de umidade relativa entre 50 e 70% ocorrem as maiores taxas de carbonatação e que a carbonatação ocorre lentamente ou simplesmente não ocorre para umidades inferiores a 20% ou superiores a 95%.

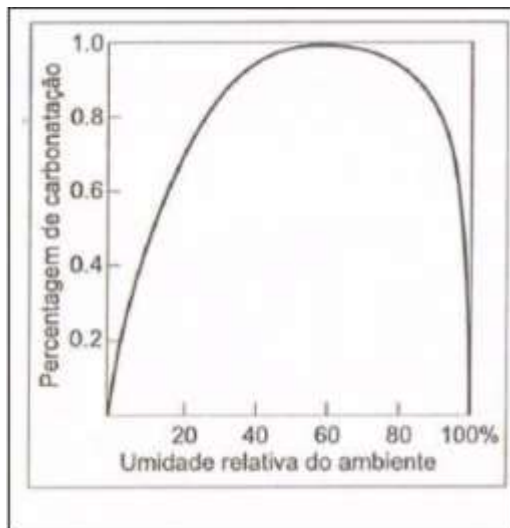


FIGURA 9. Grau de carbonatação em função da umidade relativa do ambiente (Verbeck, 1950, apud Figueiredo, Andrade e Helene, 1993).

Temperatura: o aumento estimula a mobilidade das moléculas, favorecendo seu transporte através da microestrutura do concreto. Por outro lado, quando a temperatura diminui, pode ocorrer condensação no concreto, ocasionando um

aumento da umidade do material (Helene, 1993). No entanto nos ensaios de carbonatação acelerada as temperaturas usuais não apresentam efeitos. Variações de temperatura entre 20° C e 45°C não exercem influência significativa na velocidade de carbonatação, já que o processo é controlado pela difusão (Papadakis, Vayenas e Fardis apud Carmona, 2005).

b) Modelo de previsão da carbonatação

De acordo com Bauer (1995), existem muitos modelos de como equacionar a velocidade de carbonatação do concreto. Observa-se o uso de um grande número de fatores e coeficientes específicos para determinados materiais, dispostos em certas condições climáticas, o que torna difícil a obtenção de modelos com utilização geral.

Os modelos que descrevem a carbonatação do concreto podem ser separados em dois grupos: os que estimam a profundidade de carbonatação média e os que estimam um valor máximo de carbonatação, levando em conta uma certa probabilidade de ser alcançado.

O modelo matemático clássico que tem sido adotado para a estimativa da profundidade de carbonatação dos concretos pode ser efetuada utilizando a equação (Helene, 1993):

$$e = k * \sqrt{t}$$

Onde:

e = profundidade encontrada da carbonatação, em milímetros.

k = coeficiente de carbonatação, dependente da difusividade do CO₂, em mm.ano^{1/2}

t = tempo de vida do concreto armado, em anos.

Nota: k é uma variável de difícil determinação, pois dependente da qualidade do concreto, em função da:

- porosidade do concreto;
- consumo de cimento;
- espessura de recobrimento;

- velocidade da difusão dos gases através do concreto;
- atmosfera agressiva que envolve o concreto, etc.

A constante k pode ser determinada em uma primeira medida da profundidade de carbonatação, conhecendo-se o tempo de exposição ao CO_2 . Em uma segunda medida da profundidade de carbonatação, para o mesmo material, pode-se utilizar o valor obtido de k e determinar qual o tempo para a carbonatação atingir a armadura.

$$k = \frac{e}{\sqrt{t}} \rightarrow t = \left(\frac{e}{k} \right)^2$$

Onde:

e = profundidade encontrada da carbonatação, em milímetros.

k = coeficiente de carbonatação, dependente da difusividade do CO_2 , em $\text{mm.ano}^{1/2}$

t = tempo de vida do concreto armado, em anos.

2.2.4. Índice Esclerométrico

O concreto é o resultado de uma mistura de cimento, materiais inertes, e água. Quando hidratado o cimento forma uma pasta que misturado aos agregados endurece e forma um material monolítico.

A resistência à compressão do concreto é uma das características mais importantes. O valor da resistência à compressão obtido a partir de ensaios destrutivos de amostras confeccionadas com concreto fresco, adensadas e curadas sob condições definidas em norma, é definida como resistência de projeto do concreto. A resistência real é aquela que depende de diversos aspectos como lançamento, adensamento e cura do concreto na obra. Para se conferir a resistência a compressão real da estrutura foi se criado os ensaios não destrutivos, que permite avaliar a homogeneidade do concreto e estimar a resistência à compressão, com maior velocidade, menor custos e em maior número de pontos.

a) Resistência superficial do concreto

A resistência a compressão é a propriedade mais importante do concreto como foi dito segundo Ozyildirim e Carino (2006) apud Palacios (2012) devido a 3 aspectos:

- por ser um indicador direto da sua capacidade para resistir a diferentes tipos de esforços estruturais;
- pelo fato dos ensaios de resistência à compressão serem relativamente fáceis de se realizar;
- por permitir estabelecer correlações com outras propriedades que requerem ensaios mais complexos para sua determinação.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014 o F_{ck} (resistência característica à compressão do concreto) a ser considerado como referência no projeto de estruturas é determinado em função de uma probabilidade de 5% do volume de concreto considerado apresentar uma resistência inferior a este valor.

De acordo com Carvalho e Figueiredo (2007), define-se como F_{ck} , o valor que apresenta grau de confiança de 95%, ou seja, onde 95% dos resultados dos ensaios estejam acima dele ou 5% abaixo. A resistência é expressa pelo quantil de 5% da distribuição normal de probabilidade, (Curva de Gauss) apresentada na FIGURA 10.

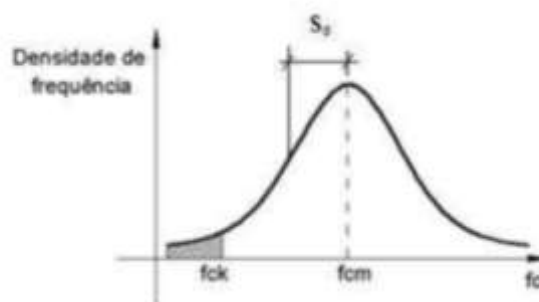


FIGURA 10. Curva de Gauss para resistência à compressão do concreto (Carvalho e Figueiredo, 2007)

$$F_{cm} = F_{ck} + 1,65 S_d$$

Onde:

F_{ck} é a resistência característica à compressão;

F_{cm} é a resistência média do concreto à compressão, na idade de x dias;

S_d é o desvio padrão da dosagem.

De acordo com Mehta e Monteiro (1994), a resistência de um material é definida como a capacidade do mesmo resistir a uma determinada tensão de ruptura. No concreto a resistência é relacionada com a tensão requerida para causar a fratura e é sinônimo do grau de ruptura no qual a tensão aplicada alcança seu valor máximo.

A capacidade de absorver as tensões aplicadas não depende apenas do tipo de solicitação, mas também da combinação de vários fatores que afetam a porosidade dos componentes estruturais do concreto. Estes fatores incluem propriedades e proporções dos materiais que compõem o traço do concreto, grau de adensamento e condições de cura, conforme FIGURA 11.



FIGURA 11. Fatores que influenciam a resistência à compressão do concreto. (Adaptado de Mehta e Monteiro, 1994).

Muitos fatores interferem na resistência real à compressão do concreto de uma estrutura, desde a heterogeneidade dos materiais, até o transporte, lançamento, adensamento e cura do concreto na obra.

b) Homogenidade do concreto

Dentro de um mesmo elemento estrutural pode haver variação de resistência a compressão, esta diferença se dar por alguns fatores como lançamento do concreto, adensamento, condições das formas, dentre outras.

O uso da esclerometria para avaliar a homogeneidade do concreto é uma solução econômica que oferece uma resposta rápida e proporciona ao usuário uma boa visão das regiões de menor resistência dentro do elemento.

A porosidade na pasta de cimento endurecido, e a zona de transição entre a pasta e o agregado é que normalmente determinam a característica de resistência dos concretos. O fator mais importante para a determinação da porosidade do concreto é o fator água cimento, mas outros fatores como adensamento, cura, dimensões do agregado, aditivos, geometria da peça, tipo de tensão, velocidade de carregamento também podem ter efeito sobre a resistência.

Outro ensaio que pode ser realizado para se verificar a homogenidade do concreto é o ensaio de ultrassonografia que tem seu método de ensaio definido pela ABNT NBR 8802:2019.

2.2.5. Potencial de Corrosão das Armaduras

Segundo Meira (2017) “A técnica do potencial de corrosão se baseia na diferença de potencial entre a armadura e um eletrodo de referência que, para aplicações de campo, costuma ser um eletrodo de cobre-sulfato de cobre. Esse eletrodo é posicionado na superfície do concreto, conectado ao polo negativo de um voltímetro de alta impedância, cujo polo positivo é ligado à armadura, conforme se apresenta na FIGURA 12”.

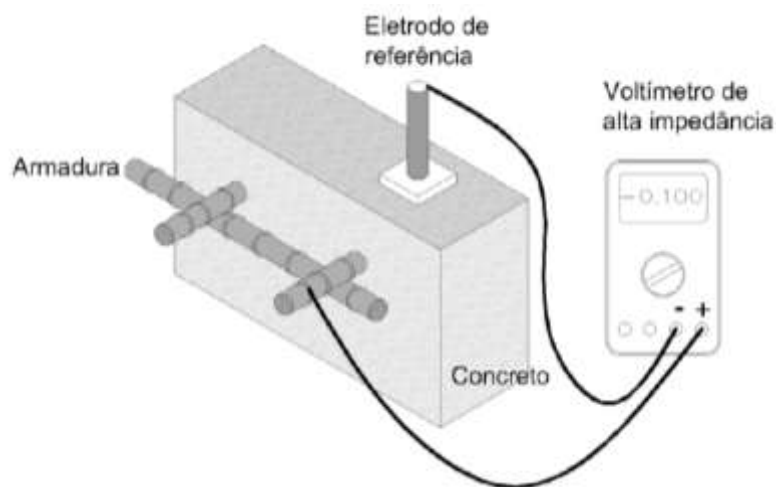


FIGURA 12. Esquema da medida de potencial de corrosão (ASTM, 2009).

Conforme Meira (2017) a medida pode ser influenciada por:

a) Teor de umidade do concreto – conforme o concreto se encontre seco ou úmido, as medidas de potencial podem variar significativamente. Em função disso, recomenda-se uma umidificação prévia do concreto antes da realização desse tipo de medida.

b) Espessura do cobrimento da armadura – o potencial que se mede na superfície do concreto não é o mesmo ao nível da armadura. Há uma atenuação da medida, conforme pode ser visto na FIGURA 13, que mostra as linhas equipotenciais.

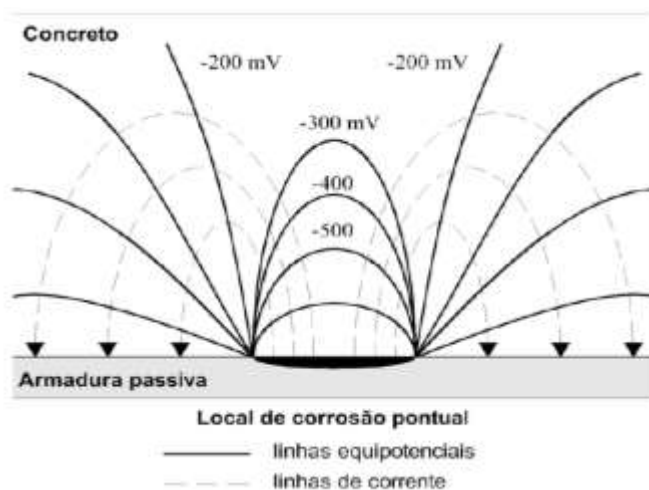


FIGURA 13. Linhas equipotenciais nas medidas de potencial de corrosão em estruturas de concreto armado (Bertolini et al. 2004)

c) Correntes erráticas – a presença de interferências elétricas externas pode resultar em medidas de potencial significativamente diferentes das habituais sem esse tipo de interferência.

d) Carbonatação do concreto – a carbonatação do concreto densifica o material superficialmente, diminuindo a porosidade e, portanto, a quantidade de eletrólito. Quando a carbonatação não chega ao nível da armadura, é possível que haja uma diminuição, em módulo, das medidas de potencial devido a uma menor quantidade de eletrólito.

e) Quantidade de sais no eletrólito – a presença de sais dissolvidos na solução dos poros do concreto facilita o fluxo de corrente. Assim, se um concreto tem uma concentração iônica maior em seu eletrólito, é possível a medida de potenciais mais eletronegativos.

As medidas de potencial são medidas qualitativas sobre o processo de corrosão, uma vez que não fornecem informações sobre sua velocidade. Nesse sentido, essas medidas são avaliadas de acordo com a probabilidade que o processo de corrosão tem de que este esteja ocorrendo ou não. A norma ASTM C 876 (ASTM, 2009) considera a classificação apresentada na TABELA 7. No entanto, como o potencial depende de uma série de variáveis, é importante considerar aspectos particulares de cada estrutura quando da interpretação dos resultados.

Potencial - E (mV-ESC)	Probabilidade de corrosão
$E > -200$	< 10 %
$-200 \geq E \geq -350$	Incerteza em relação à corrosão
$E < -350$	> 90 %

TABELA 7. Classificação dos potenciais de corrosão de acordo com a ASTM C876 (ASTM, 2009)

2.3. ENSAIOS TÉCNICOS DE DIAGNÓSTICO

Para se comparar os parâmetros de durabilidade encontrados nas caldeiras de recuperação A e B, com diferença de idade de 9 anos, de uma fábrica de papel e celulose. Foi realizado alguns ensaios de campo e laboratório, afim de conhecer as características e condições atuais de conservação dos elementos estruturais de concreto armado.

Foram realizados os seguintes ensaios conforme descritos a diante:

- Ensaio dos teores de sulfato;
- Ensaio dos teores de cloreto;
- Ensaio de Pacometria.
- Ensaio de Esclerometria.
- Ensaio de Ultrassonografia.
- Ensaio de Potencial de corrosão das armaduras.

2.3.1 Ensaio dos teores de sulfato

No ensaio de teores de sulfatos procura-se identificar se o concreto está contaminado e qual a concentração desses agentes químicos.

Para determinar se os índices de Sulfato nas amostras são aceitos é realizada uma verificação, da % de sulfato em relação a massa do cimento. As amostras não podem apresentar índices superiores ao limite máximo de 0,03% conforme estabelecido pela norma NBR 13583 (ABNT, 2014).

Para se determinar o teor de sulfatos na estrutura, promoveram-se alguns furos na peça em diferentes profundidades. O pó proveniente dos furos foi devidamente guardado e identificado.

Os ensaios químicos são realizados de acordo com uma adaptação da normativa “4500-SO₄ – Sulfate” da Standard Methods Committee (1997). E tem o seguinte procedimento:

- Tomar uma porção de 5g de concreto moído e seco de modo que passe na peneira 0,16mm. Aquece-se a amostra a 105°C durante 2 horas, com a finalidade de tirar a umidade.
- Adicionar 25ml de água destilada fria na proveta. Adicionar 10ml de ácido clorídrico, pouco a pouco, mexendo com uma haste de vidro.
- Aquece-se em banho-maria cobrindo o recipiente com um vidro, observando até que haja um ataque completo do ácido clorídrico na amostra de concreto. Adicionar 50 ml de água destilada quente e deixe descansar em banho-maria por mais 15 minutos;
- Filtra-se o material utilizando papel filtro de porosidade média em um funil, acrescentando água destilada até completar 250 ml;
- O material deve ser aquecido até a ebulição, adicionando gota a gota uma solução quente de 10 ml de cloreto de bário, Ferver durante 5 minutos. Se existirem sulfatos produz-se um precipitado, continuando-se com a análise. Deixa-se o recipiente tampado em descanso por 24 horas. Filtra-se a amostra com papel filtro de baixa porosidade, lavando-se com água quente até o desaparecimento dos cloretos nas águas de lavagem.
- Feito isso, transferir o papel filtro, contendo o precipitado para um cadinho de porcelana previamente tarado. Secar em chapa quente e queimarem um Bico de Bunsen, até consumir todo o carbono, tomando cuidado para não deixar o papel inflamar.
- Colocar o cadinho em forno-mufla a 800°C e calcinar por 1 hora. Pesarm a amostra de modo a obter o teor máximo de sulfato.

Os diferentes processos de análise podem ser visualizados nas FIGURAS 14, 15, 16 e 17.



FIGURA 14. Filtragem após ataque ácido (Mazer et al. 2014)



FIGURA 15. Precipitação do Sulfato de Bário (Mazer et al. 2014)



FIGURA 16. Carbonização do papel filtro (Mazer et al. 2014)



FIGURA 17. Calcinação do papel filtro (Mazer et al. 2014)

Para transformar o Sulfato de Bário para Sulfato deve-se levar em consideração as massas atômicas de sulfato no sulfato de bário. Esta constante deverá ser multiplicada pela massa obtida no cadinho após calcinação.

$$SO_4(\%) = \frac{M_{\text{calcificada}} \cdot 0,4116}{M_{\text{concreto}}} \cdot 100$$

2.3.2 Ensaio dos teores de cloretos

No ensaio de teores de cloretos procura-se identificar se o concreto está contaminado e qual a concentração desses agentes químicos.

Os índices dos Cloretos Totais se calcula quantos % destes cloretos se tem em relação a massa do cimento, sendo que o limite máximo é de 0,15% conforme estabelecido pelo American Concrete Institute – ACI 318-11 “Building Code Requirements for Structural Concrete”.

Para se determinar o teor de clotretos na estrutura, promoveram-se alguns furos na peça em diferentes profundidades. O pó proveniente dos furos foi devidamente guardado e identificado. Este pó é enviado ao laboratório para se determinar seu teor.

Existem alguns métodos para se determinar o teor de cloreto em concretos, os mais conhecidos envolvem basicamente técnicas analíticas clássicas, por via úmida, como a gravimetria e a titulometria, e micro analíticos como a cromatografia de íons. Primeiramente a superfície pode ser testada com cloreto de prata. Após a identificação do cloreto nas amostras, pode-se partir para a obtenção de dados quantitativos.

Segundo Pereira (2001):

O método graviométrico aplicado ao cloreto consiste em pesar a quantidade de cloreto de prata precipitado da solução de cloreto. Este método não é adequado para baixos teores de cloreto como ocorre no concreto.

A titulometria aplica-se a análise quantitativa através da determinação do volume de uma solução, cuja concentração é exatamente conhecida, requerido para reagir quantitativamente com a solução da substância a ser determinada, em presença de um indicador que permite detectar o final da reação envolvida.

A cromatografia de íons, sendo o cloreto separado das demais espécies químicas contidas na solução em análise, por uma resina de troca iônica e determinação posterior por condutividade.

2.3.3 Ensaio de Pacometria

A pacometria é um ensaio não destrutivo e tem por objetivo identificar as armaduras existentes em seu interior, suas posições, espaçamentos e dimensões, para que se verifique se essas estão de acordo com o projeto (quando existentes), bem como para auxiliar na escolha da localização do ponto para extração de testemunhos sem que se cortem as armaduras, para que não tenha interferência na realização dos ensaios de ultrassonografia e potencial de corrosão.

Ela funciona medindo as perturbações provocadas pela presença das barras de aço no campo eletromagnético emitido por um sistema de bobinas, o aparelho analisa os sinais induzidos por este campo e calcula o cobrimento e/ou diâmetro das armaduras abaixo do sensor. Possui uma eficiência até a profundidade de 7cm, mas

não identifica barras sobrepostas ou feixes. Na FIGURA 18 pode-se observar o técnico realizando este ensaio



FIGURA 18. Aparelho de Pacometria (Luiz, 2016)

Como o concreto não possui uma forte interação com as ondas eletromagnéticas de baixa frequência, fica mais fácil identificar a localização das armaduras. As FIGURAS 19 e 20, representam como é o funcionamento do pacometro, que tem seus sensores operando paralelamente as barras e emite um sinal sonoro quando localiza as barras.

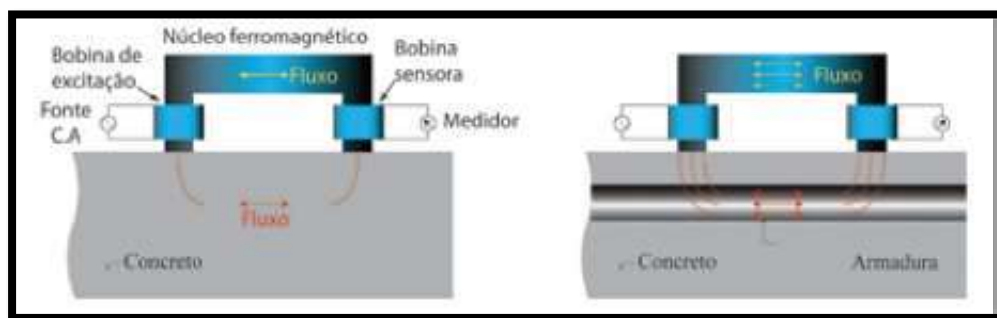


FIGURA 19. Funcionamento do pacometro (Luiz, 2016)

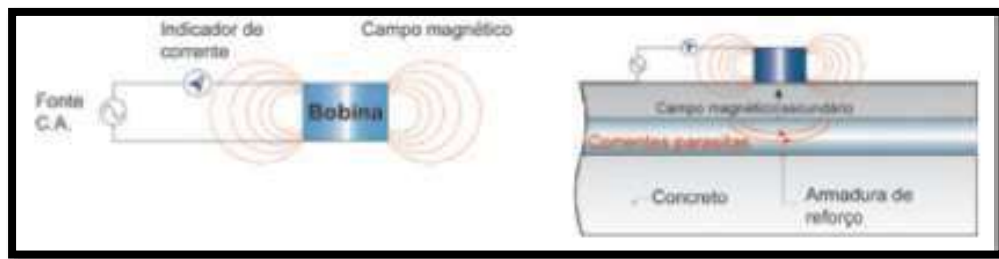


FIGURA 20. Funcionamento do pacometro (Luiz, 2016)

O pacometro realiza as verificações e conferências de bitolas através de parâmetros técnicos NBR 6118:1980 mantido na revisão de 2003 e 2015.

2.3.4 Ensaio de Profundidade de carbonatação

A carbonatação ocorre devido redução da alcalinidade do concreto que tem valores normais e naturais acima de $\text{pH}=12,0$; quando o pH fica abaixo de 10, o processo de oxidação e/ou corrosão das armaduras pode se iniciar, quando combinados com os efeitos da umidade, temperatura ambiente e com o ingresso de gases agressivos na porosidade do concreto; essa diminuição do pH do concreto é um processo contínuo que necessita ser paralisado e as armaduras passivadas.

Esse ensaio para se determinar a profundidade da carbonatação é feito por meio da aplicação de uma solução de fenolftaleína com concentração de um grama por litro em álcool que é aspergido sobre o concreto. Quando essa solução entra em contato com regiões onde o pH está alcalino, ela adquire uma cor que varia de rosa à violeta, e quando essa solução entra em contato com regiões onde o pH está abaixo de 10,00 fica incolor, indicando a ocorrência da carbonatação. A área incolor é medida para se verificar qual a profundidade de carbonatação atual, conforme mostra a FIGURA 21.



FIGURA 21. Medição da profundidade de carbonatação (Figueiredo, 2018)

2.3.5 Ensaio de Índice Esclerométrico

A avaliação da dureza superficial do concreto pelo esclerômetro de reflexão é prescrita pela NBR 7584, sendo aplicável na verificação de uniformidade, comparação de características de um dado concreto com um referencial e para estimativas de resistência à compressão, sempre com o propósito de investigar a qualidade do concreto endurecido. Na FIGURA 22 pode-se observar o aparelho esclerômetro Schmidt em funcionamento.



FIGURA 22. Aparelho de Esclerômetro em funcionamento (Luiz, 2016)

O Esclerômetro Schmidt tipo N, desenvolvido com base em conceitos de dureza “shore” por Ernest Schmidt (Zurich) é o mais utilizado no Brasil.

Permite estabelecer uma correlação entre a resistência à compressão e a dureza superficial. O ensaio é baseado no princípio de que a reflexão de uma massa elástica, lançada contra uma superfície, depende da dureza desta superfície. Na FIGURA 23 pode-se observar os principais componentes do esclerômetro.

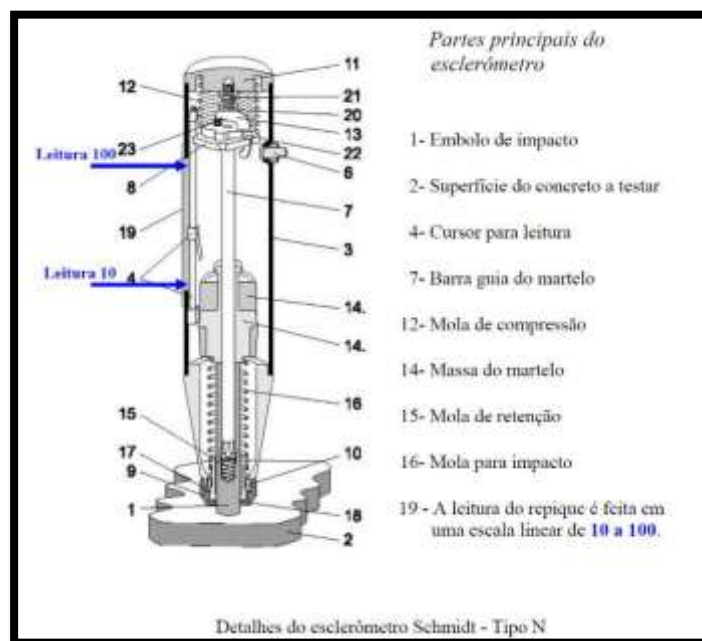


FIGURA 23. Detalhes do esclerômetro Schmidt – Tipo N (Luiz, 2016)

A energia de impacto é parcialmente consumida na deformação plástica permanente e em parte refletida elasticamente, causando o retorno do martelo

Quanto mais duro, mais resistente o material – maior a reflexão elástica.

A aferição do equipamento é realizada com o emprego de uma bigorna especial de aço, com massa de aproximadamente 16 kg, com dureza brinell de 50 GPa, que forneça índices esclerométricos de cerca de 80%.

O ensaio de esclerometria tem os seguintes procedimentos conforme a ABNT NBR 7584:2012

- I. Recomendações:
- ✓ Evitar leituras a distância < 5 cm das arestas;
 - ✓ Efetuar no mínimo 9 leituras em cada área;
 - ✓ Não realizar mais de 1 impacto no mesmo ponto;
 - ✓ Usar distância mínima entre impactos de 3 cm;
 - ✓ Nunca fazer ensaio em peças com menos de 14 dias. Ideal mínimo 28 dias.
- II. Preparo da superfície:
- ✓ As superfícies de concreto devem ser secas e limpas e preferencialmente planas;
 - ✓ Superfícies irregulares não fornecem resultados homogêneos;
 - ✓ Superfícies úmidas devem ser evitadas.
- III. Aferição do esclerômetro:
- ✓ O esclerômetro deve ser aferido antes de sua utilização ou a cada 300 impactos realizados;
 - ✓ Para aferição utiliza-se uma bigorna especial de aço. A cada inspeção deverão ser feitos pelo menos 10 impactos na bigorna e eles devem fornecer índices esclerométricos próximos de 80.
- IV. Fator de correção:
- ✓ O fator de correção do índice esclerométrico é obtido pela equação:
$$FC = 80 \text{ (ou valor fornecido pelo fabricante)} / \text{média dos valores dos impactos na bigorna de aço}$$
- V. Posição do Esclerômetro:
- ✓ Vertical pra cima, vertical pra baixo ou horizontal.
- VI. Cálculo: IE (índice esclerométrico médio)
- ✓ Calcular a média aritmética dos valores obtidos no ensaio (Média I);
 - ✓ Desprezar todo índice individual que esteja afastado em mais de 10% do valor médio obtido;
 - ✓ Calcular a média novamente com os valores restantes (Média II);
 - ✓ Calcular o índice esclerométrico corrigido (Média II x FC)
 - ✓ Entrar na Tabela de Esclerometria e determinar a resistência da peça ensaiada (se não houver o número exato na tabela, fazer uma INTERPOLAÇÃO).

2.3.6 Ensaio de Ultrassonografia

A NBR 8802 prescreve o método de ensaio não destrutivo para determinar a velocidade de propagação de ondas longitudinais por pulsos ultra-sônicos através do concreto com os objetivos de verificar a uniformidade do concreto, detectar eventuais falhas internas de concretagem, profundidade de fissuras ou outras imperfeições e, ainda, monitorar as variações das características do concreto ao longo do tempo, decorrentes de agressividade do meio ambiente.

O ensaio se inicia quando um pulso de frequência ultra-sônica é gerado e transmitido para um transdutor eletro-acústico em contato com a superfície do concreto a ser testado. Após passar através do concreto, as vibrações são recebidas e convertidas em sinal elétrico pelo segundo transdutor eletro-acústico, com amplificação adequada ao circuito gerador-receptor. O tempo decorrido entre a emissão da onda e sua recepção (t) é medido com precisão de pelo menos $0,1 \mu s$. (Neville & Brooks, 1990) A FIGURA 24 apresenta o aparelho e as FIGURAS 25, 26 e 27 mostram os tipos de transmissão que ocorre no interior do concreto.



FIGURA 24. Aparelho de Ultrassonografia (Luiz, 2016)

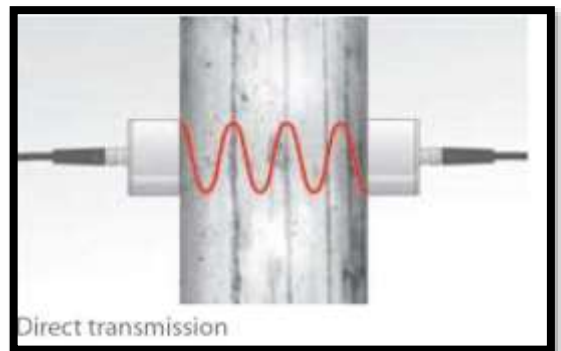


FIGURA 25. Transmissão tipo direta (Luiz, 2016)

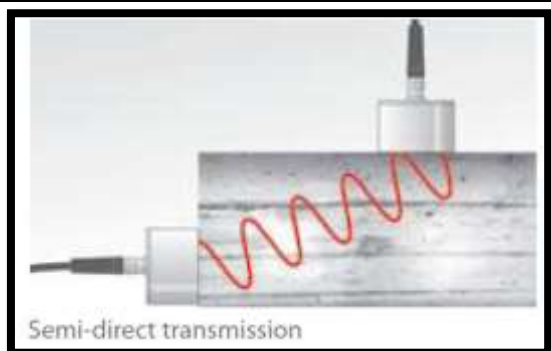


FIGURA 26. Transmissão tipo semi-direta (Luiz, 2016)

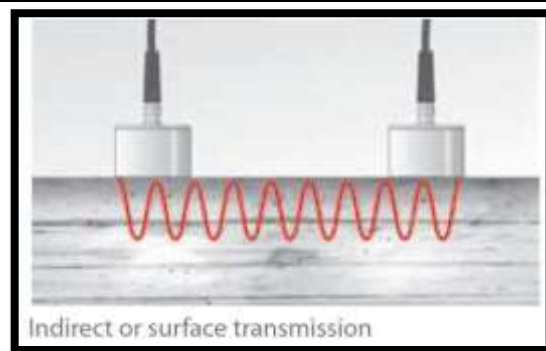


FIGURA 27. Transmissão tipo indireta (Luiz, 2016)

Conhecendo-se a distância entre os pontos de acoplamento dos transdutores (L), pode-se calcular a velocidade de propagação das ondas (V), de acordo com a fórmula:

$$V = \frac{L}{T}$$

Conforme Canovas (1988) foi desenvolvida a TABELA 8 que apresenta uma correlação das velocidades de propagação linear com a qualidade do concreto, para avaliar sua homogeneidade e compacidade do concreto.

Velocidade de propagação linear (m/2)	Qualidade do concreto
$V > 4500$	Excelente
$3500 < V < 4500$	Ótimo
$3000 < V < 3500$	Bom
$2000 < V < 3000$	Regula
$V < 2000$	Ruim

TABELA 8. Tabela para a avaliação da homogeneidade e compacidade do concreto (Cánovas, 1988)

2.3.7 Ensaio de Potencial de Corrosão

Potencial de equilíbrio é o que se estabelece a partir de uma situação de equilíbrio entre duas tendências: a dos átomos metálicos, em deixar o metal e passar

para a dissolução, ionizando-se e hidratando-se, e a dos cátions, em depositar-se sobre o metal. A esse equilíbrio dinâmico é correspondido uma densidade de corrente de intercâmbio, equivalente a velocidade de dissolução anódica ou de depósito de cátions, segundo a Lei de Faraday.

A utilização da medida do Potencial de Corrosão tem a vantagem de ser uma técnica não-destrutiva e de fácil aplicação, não sendo necessário o emprego de aparelhos caros e sofisticados; porém, apresenta a desvantagem de apenas fornece uma ideia relativa e aproximada do processo de corrosão instalado sobre a armadura, ou seja, do seu registro não se obtém nenhum dado quantitativo da cinética da corrosão. A FIGURA 28 demonstra como o aparelho de potencial de corrosão é utilizado, primeiro deve-se localizar as barras com o pacometro para depois realizar a medição.



FIGURA 28. Aparelho de Potencial de Corrosão (Luiz, 2016)

Sequência do ensaio

- a. Estudo prévio da abrangência dos trabalhos e da estrutura;
- b. Formação dos lotes;
- c. Elementos deverão ter as armaduras localizadas. Se possível os ensaios devem ser antecidos de cadastro de cobrimentos e da espessura de carbonatação (permite comparações mais eficientes);
- d. Umedecimento uniforme do concreto, entre 15 e 30 minutos antes da leitura, recomenda-se empregar solução de água e líquido tensoativo na

concentração de 1%. Em caso de chuvas ou umidade relativa alta, por longo período o umedecimento pode ser menos rigoroso ou dispensado;

- e. Contato elétrico com as armaduras através do pólo positivo do milivoltímetro. Tal procedimento deve ser realizado de maneira eficiente, portanto, todo o produto de corrosão da armadura deve ser removido;
- f. O contato com o concreto deve ser realizado com a interposição de uma esponja embedida em solução de tensoativo à 1%, entre o eletrodo e a superfície analisada. O posicionamento e leitura dos pontos, que devem ser previamente definidos, deve ser realizada sobre as armaduras.

A medida do Potencial de Corrosão da armadura consiste no registro da diferença de voltagem entre a armadura e um eletrodo de referência, que é colocado em contato com a superfície do concreto. A ASTM C-876 (1991) apresenta uma correlação entre intervalos de diferença de potencial, em relação a um eletrodo de referência de Cu/SO₄Cu, e a probabilidade de ocorrência de corrosão TABELA 9.

Faixa de potencial (mV)	Probabilidade de corrosão
Mais negativo que - 350 mV	Superior a 90%
De -200 a -350 mV	Incerta
Mais positiva que - 200mV	Inferior a 10%

TABELA 9. Classificação dos potenciais de corrosão de acordo com a ASTM C 876 (ASTM 2009)

3. ESTUDO DE CASO

O presente capítulo apresentará o estudo de caso que serviu como base para a comparação proposta no objetivo geral.

Através da inspeção realizada foi observada as anomalias e falhas aparentes, identificadas com auxílio de equipamentos e/ou aparelhos, os ensaios destrutivos e não destrutivos das estruturas de concreto armado, afim de conhecer as características e condições atuais dos referidos elementos estruturais de concreto armado, a partir do que foram colhidas as informações disponíveis para o estudo de caso e apresentação deste trabalho, em questão. Conforme FIGURA 29 vista panorâmica da planta fabril objeto deste estudo.



FIGURA 29. Vista aérea da planta de produção de papel e celulose

3.1. PROCESSO DE FABRICAÇÃO DE PAPEL E CELULOSE

O processo de fabricação do papel e celulose é extremamente agressivo, a madeira passa por processos físicos e químicos que podem ser divididos, simplifiadamente, em:

- Cozimento
- Branqueamento
- Confecção do papel

O Cozimento consiste em separar a madeira em seus constituintes fibrosos, a celulose, e não fibrosos como lignina, sais minerais, etc, submetendo os cavacos de madeira a um cozimento com licor branco com quantidade, temperatura e pressão pré-determinados. No processo as substâncias químicas utilizadas estão descritas na TABELA 10 abaixo:

Processo	Substância Química
Á Soda	Hidróxido de sódio
Sulfato	Hidróxido de sódio + sulfeto de sódio
Sulfito	Sulfitos alcalinos
Domílio	Cloro
Organosolv	Organosulfônicos

TABELA 10. Substâncias químicas utilizadas no tratamento (Castro,2009)

Em decorrência do uso de sulfatos dentre outros produtos, nesta etapa de processo têm, como agentes prioritariamente agressivos, os sulfatos e a alta temperatura exigida pelo processo.

O branqueamento consiste em modificar quimicamente a polpa de celulose dando-lhe o aspecto branco. Para atingir este objetivo, os processos consistem em basicamente fazer a pasta celulósica passar por banhos ácidos e alcalinos alternadamente, utilizando-se de compostos de cloro como o dióxido de cloro e hipoclorito de sódio fazendo com que os banhos ácidos possibilitem o branqueamento da pasta e os alcalinos propiciem a lavagem da mesma.

Há, nesta etapa, um grande desprendimento de gases de cloro que acabam se depositando na superfície das edificações próximas, propiciando a corrosão das armaduras.

Estes gases primeiramente dissolvem a capa de carbonatos existentes na superfície do concreto seguido da formação de sais solúveis em água em função da reação do ácido com a cal que são facilmente lixiviados. Acontecendo isto, a proteção inicialmente oferecida pelo cobrimento da armadura vai se perdendo desprotegendo o aço e com a presença de ácido clorídrico, tem-se a despassivação do aço e início da

corrosão causando diminuição da seção de aço e queda acentuada da capacidade resistente da estrutura.

A confecção do papel consiste na preparação da massa, formação, prensagem, secagem, enrolamento e tratamentos de superfície.

Contudo, a etapa que resulta numa certa agressividade as estruturas é a etapa de secagem. Pelo grande uso de vapor de água no processo de secagem, há uma grande elevação de vapor até as porções superiores das estruturas que, em função de diferenciais térmicos, condensam detendo um alto poder de dissolução.

Desta forma, a cal liberada na hidratação dos silicatos de cálcio do cimento é dissolvida e lixiviada. Isto ocorre rapidamente nas primeiras idades da estrutura e tende a diminuir com o tempo.

A perda de cal por parte dos silicatos hidratados do cimento faz com que o concreto perca resistência, aumentando a porosidade e permitindo a infiltração de água. A cal livre hidratada existente no concreto é dissolvida. Posteriormente, os silicatos começam a perder cal na presença de água. Ao atingir a superfície do concreto ocorre a carbonatação, ou seja, a cal reage com o anidrido carbônico presente no ar e passa a carbonato de cálcio que, sendo bem menos solúvel que a água, se deposita na superfície dando origem a eflorescências. Na FIGURA 30 apresenta um esquemático do processo químico industrial de papel e celulose.

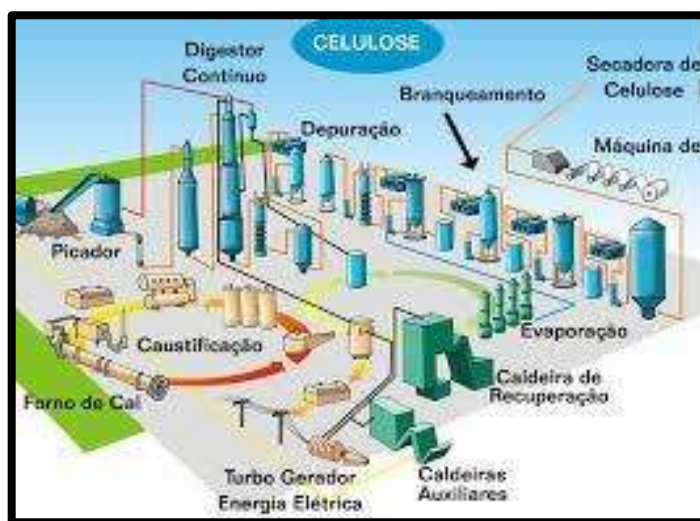


FIGURA 30. Processos químicos industriais, papel e celulose - (Castro,2009)

3.2. CARACTERÍSTICAS DAS INSTALAÇÕES E DO AMBIENTE

Caldeira A (CR-A) tem área de 1.464,80m², está há aproximadamente 47 anos em operação, a Caldeira B (CR-B) com 770,64m², há 38 anos, tendo padrão de construção e acabamento classificado como “Industrial” de acordo com a publicação “Valores de Edificações de Imóveis Urbanos” do IBAPE/SP – Instituto Brasileiro de Avaliações e Perícias de Engenharia de São Paulo.

Está localizada na zona rural da cidade de Limeira - SP em via, com trânsito intenso de veículos leves, médios e pesados, e com todas as benfeitorias como água, esgoto, energia elétrica, telefonia, pavimentação asfáltica, transportes e serviços públicos. Abaixo na FIGURA 31 mostra a implantação das caldeiras de recuperação CR-A e CR-B.

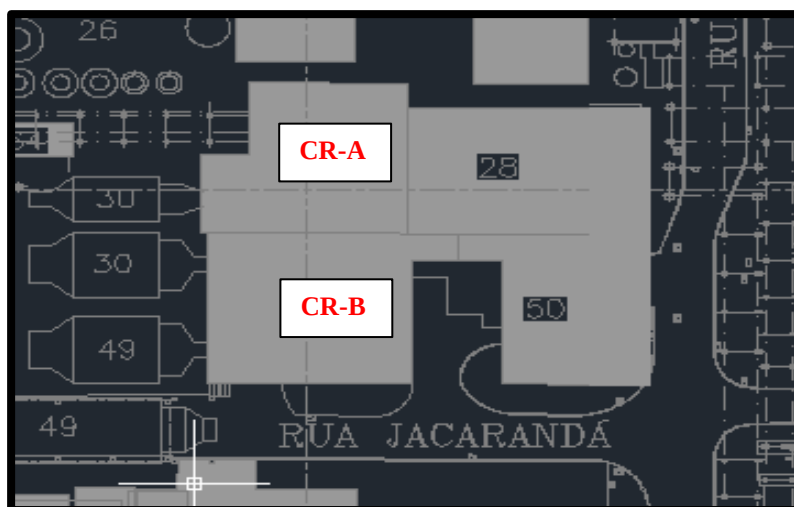


FIGURA 31. Implantação das Caldeiras de Recuperação AB

As estruturas de concreto armado foram projetadas conforme normas técnicas vigentes na época com fck de 25 MPa, fator água-cimento 0,55 e cobrimento 20mm. As peças estruturas em sua maioria apresentam a seguinte geometria:

- pilares: 90x90cm, 90x120cm, 100x115cm, 130x90cm, 50x45cm
- vigas: 70x120cm, 30x801cm, 40x80cm, 30x50cm e 45x110cm.

Nas FIGURAS 32 a 35 pode-se entender melhor esta geometria e disposição das estruturas da Caldeira de recuperação A (CR-A).

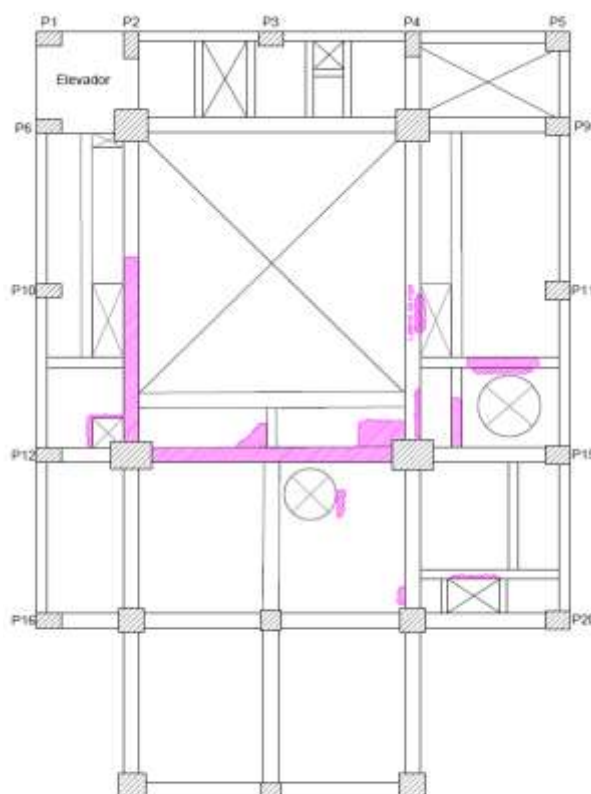


FIGURA 32. Planta da CR-A níveis +8,00m

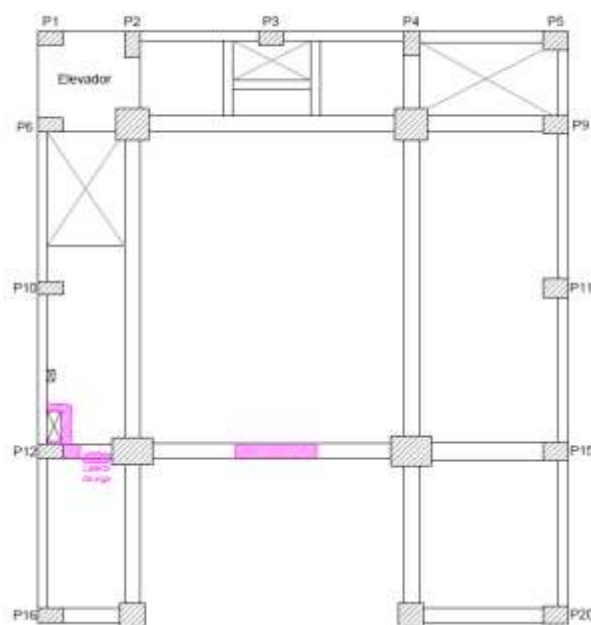


FIGURA 33. Planta da CR-A níveis +17,00m

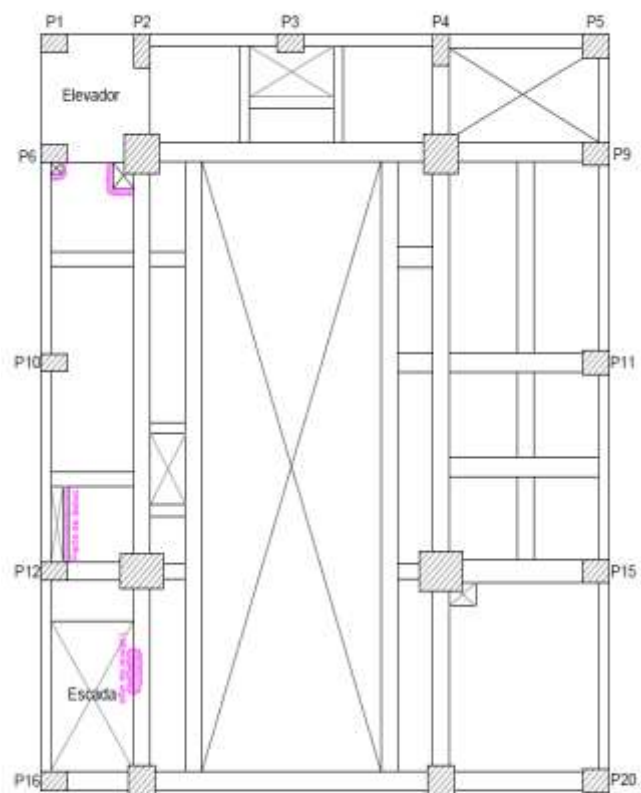


FIGURA 34. Planta da CR-A níveis +23,30m

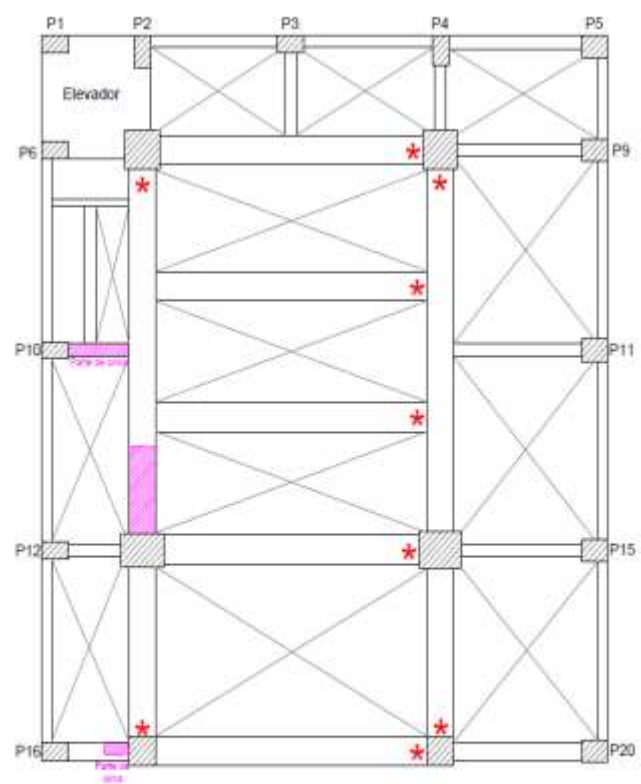


FIGURA 35. Planta da CR-A níveis +35,90m

Nas FIGURAS 36 a 37 pode-se entender melhor a geometria e disposição das estruturas da Caldeira de recuperação B (CR-B).

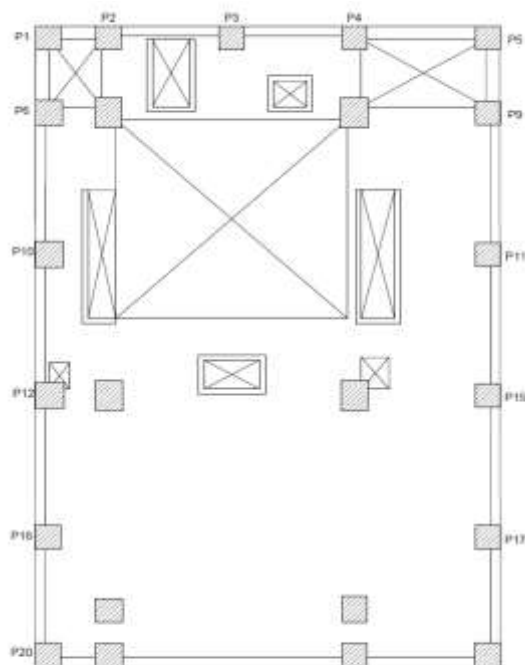


FIGURA 36. Planta da CR-B níveis +1,00m

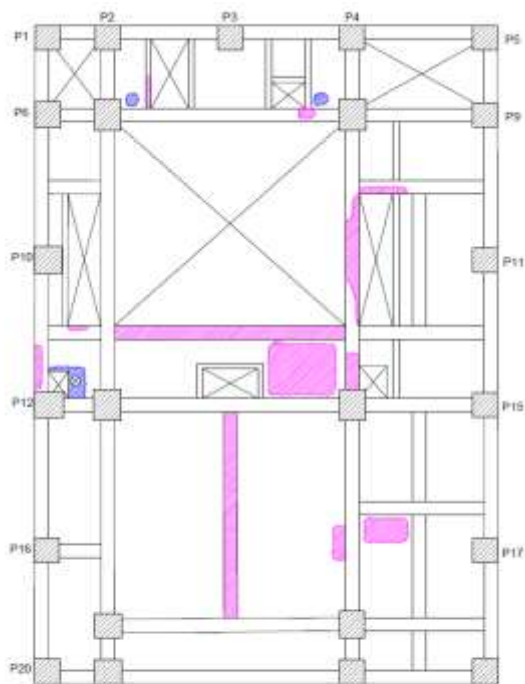


FIGURA 37. Planta da CR-B níveis +8,00m

3.3. RELATÓRIO FOTOGRÁFICO

As principais e mais relevantes ocorrências de manifestações patológicas encontradas são apresentadas em relatório fotográfico. Nas FIGURAS 38 e 39 observa-se a fachada dos prédios das caldeiras de recuperação A e B.



FIGURA 38. Vista frontal da Caldeira A.



FIGURA 39. Vista frontal da Caldeira B

Caldeira de Recuperação A (CR-A)

Conforme apresentado nas figuras 40 a 43 pode-se verificar a degradação nas estruturas causadas pelo uso, pela ação do tempo, pelos agentes agressores do ambiente. Ocasionalmente deslocamento do concreto pela expansão do aço e perda de seção da armadura devido a corrosão. Manifestações patológicas presentes: deslocamento do concreto.



FIGURA 40. Vista do silo de armazenagem de sulfato utilizada no processo



FIGURA 41. Nevoa causada pelo processo de produção da celulose.



FIGURA 42. Deslocamento do concreto e perda seção de aço



FIGURA 43. Deslocamento do concreto.

Nas FIGURAS 44 a 47 pode-se verificar a degradação do piso da laje causada por abrasão, ação de produtos químicos. Desplacamento de concreto devido a expansão do aço gerado pelo processo de corrosão, fissuras e lixiviação. Manifestações patológicas presentes: deslocamento do concreto, corrosão das armaduras, fissura e lixiviação.



FIGURA 44. Degradação do piso da laje



FIGURA 45. Deslocamento do concreto causado pela expansão do aço



FIGURA 46. Fissura e Lixiviação de laje e vigas



FIGURA 47. Deslocamento do concreto.

Conforme FIGURAS 48 a 51 identifica-se o concreto das estruturas com características de ataque por sulfatos, fuligem gerada no processo de produção, deslocamento e sinais de eflorescência. Manifestações patológicas presentes: ataque de sulfatos, deslocamento do concreto, expansão do aço e eflorescência.



FIGURA 48. Concreto com características de ataques por sulfatos



FIGURA 49. Viga impregnada com fuligem gerada no processo de produção



FIGURA 50. Deslocamento do concreto causado pela expansão do aço



FIGURA 51. Eflorescência e contaminação do concreto com características de ataques por sulfatos

Caldeira de Recuperação B (CR-B)

Conforme apresentado nas FIGURAS 52 a 55 pode-se verificar a degradação nas estruturas de concreto, causada possivelmente por agentes químicos, desencadeando deslocamento do concreto pela expansão do aço, perda de seção da armadura devido a corrosão e deterioração do concreto por ataque a sulfatos. Manifestações patológicas presentes: deslocamento do concreto, ataque ao concreto por produtos químicos, corrosão da armadura e ataque de sulfatos a estrutura.



FIGURA 52. Deslocamento e degradação superficial



FIGURA 53. Degradação concreto possivelmente por agentes químicos.



FIGURA 54. Deslocamento do concreto causado pela expansão do aço



FIGURA 55. Verifica-se visualmente concreto contaminado por sulfatos.

Nas FIGURAS 56 a 59 identifica-se a ação deletéria dos componentes químicos utilizados na produção, ocasionando escorrimento e impregnação de produtos químicos e orgânicos na estrutura, fissuras, perda de seção da armadura e rompimento de estribos devido a corrosão das mesmas. Manifestações patológicas presentes: fissuras, impregnação de produto químico, deslocamento do concreto e corrosão das armaduras.



FIGURA 56. Diversas fissuras e impregnação de produtos químicos



FIGURA 57. Degradação do concreto com perda de seção de armadura.



FIGURA 58. Pilar com escorrimento de produtos Químicos.



FIGURA 59. Desplacamento do concreto com exposição das amaduras

Nas FIGURAS 60 a 63 identifica-se degradação das estruturas, pilar com desagregação de concreto, derramamento de líquidos na laje sem sistema de proteção, deslocamento e corrosão de armadura. Manifestações patológicas presentes: pontos vazios no pilar, deslocamento do concreto, expansão do aço, processo de corrosão na armadura e ataque de produtos químicos.



FIGURA 60. Pilar com segregação e alto índice de vazios



FIGURA 61. Desplacamento do concreto causado pela expansão do aço,



FIGURA 62. Desplacamento e processo de corrosão do aço



FIGURA 63. Laje sem sistema de proteção com derramamento de líquidos

3.4. MAPEAMENTO DOS LOCAIS ENSAIADOS NAS CALDEIRAS DE RECUPERAÇÃO A.

Abaixo a FIGURA 64 apresenta a implantação dos pilares, como são distribuídos e as faces A, B, C e D. Para informar onde foram localizados os ensaios e em qual face foram realizados.

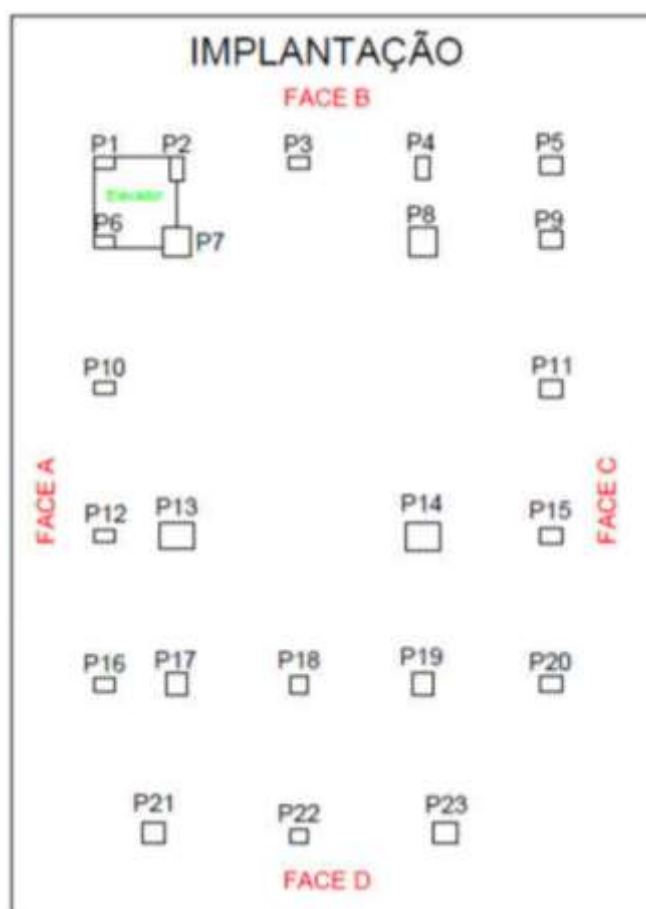


FIGURA 64. Implantação da Caldeira A.

Os ensaios realizados na caldeira de recuperação A, foram divididos em 14 pontos, segue abaixo TABELA 11, que apresenta os locais onde foram executados cada ensaio.

Ponto	Local	Face	Nível	Sulfato	Cloreto	Pacometria	Frente de Carbonatação	Esclerometria	Ultrassonografia	Potencial de Corrosão
1	Pilar 13	A	+ 8,00m			X	X	X	X	X
2	Pilar 17	D	+ 8,00m			X		X	X	
3	Pilar 13	B	+ 17,00m	X	X	X	X	X	X	X
4	Pilar 10	B / D	Térreo			X	X	X	X	X
5	Pilar 14	A	+ 23,30m			X	X	X	X	X
6	Pilar 14	B	+ 8,00m			X				X
7	Pilar 19	A	+ 23,30m			X		X		
8	Pilar 08	A	+ 28,00m			X		X		
9	Pilar 17	B	+ 23,30m			X		X		
10	Viga entre P12 e P16	-	+ 25,00m			X		X		
11	Pilar 18	A	Térreo			X		X		
12	Pilar 20	A	+ 8,00m	X	X					
13	Viga entre P08 e P14	-	+ 8,00m	X	X					
14	Pilar 15	B	Térreo	X	X					

TABELA 11. Apresentação dos locais de cada ensaio na caldeira A.

3.5 MAPEAMENTO DOS LOCAIS ENSAIADOS NA CALDEIRA DE RECUPERAÇÃO B.

Os ensaios realizados na caldeira de recuperação B, foram divididos em 11 pontos, segue abaixo TABELA 12, que apresenta os locais onde foram executados cada ensaio.

Ponto	Local	Face	Nível	Sulfato	Cloreto	Pacometria	Frente de Carbonatação	Esclerometria	Ultrassonografia	Potencial de Corrosão
1	Pilar 03	A	Térreo			X	X	X	X	X
2	Pilar 08	B / D	Térreo	X	X	X	X	X	X	X
3	Pilar 14	A / B	+ 5,00m	X	X	X		X		
4	Pilar 20	A / C / D	Térreo			X		X	X	X
5	Viga entre P08 e P14	-	+ 5,00m			X		X		X
6	Pilar 14	A / B	Térreo	X	X	X	X	X	X	X
7	Pilar 23	D	Térreo			X		X	X	
8	Pilar 10	A	Térreo			X		X		
9	Pilar 09	B / D	Térreo			X		X		
10	Pilar 07	C	Térreo					X		
11	Pilar 18	C	Térreo	X	X					

TABELA 12. Apresentação dos locais de cada ensaio na caldeira B.

Abaixo a FIGURA 65 apresenta a implantação dos pilares, como são distribuídos e as faces A, B, C e D. Para informar onde foram localizados os ensaios e em qual face foram realizados.

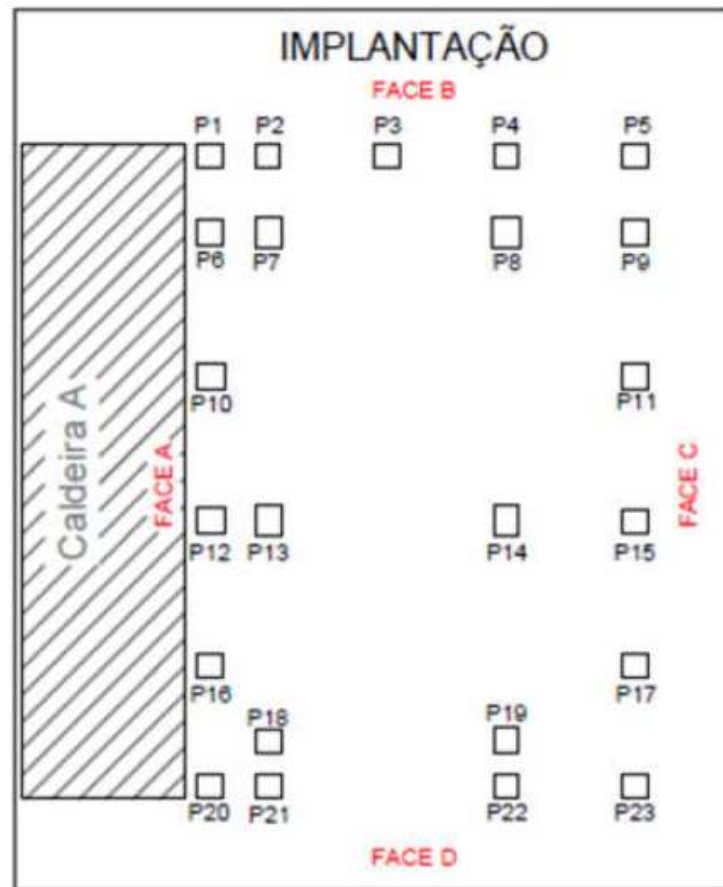


FIGURA 65. Implantação da Caldeira B.

4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

A seguir, os resultados dos ensaios realizados nas estruturas de concreto, a fim de conhecer as características e condições atuais de conservação dos elementos estruturais das Caldeiras de recuperação A e B.

4.1 RESULTADOS DOS ENSAIOS DOS TEORES DE SULFATO

O ensaio procura identificar se o concreto está contaminado por sulfato e qual a concentração desse agente químico. Algumas amostras foram retiradas para análise em laboratório com o objetivo de determinar os teores de sulfatos.

4.1.1 RESULTADOS DOS TEORES DE SULFATOS NA CALDEIRA A

Na TABELA 13 observa-se os resultados dos teores de sulfatos obtidos pelos ensaios na Caldeira de recuperação A.

PONTO	ELEMENTO ESTRUTURAL	% EM RELAÇÃO A MASSA DE CIMENTO
3	Pilar 13, face D	0,5420
12	Pilar 20, face A	0,2930
13	Viga entre P8 e P14	0,2160
14	Pilar 15, face B	0,1130
Média		0,2910
Desvio padrão		0,1584
Coeficiente de variação		54,42%

TABELA 13. Resultados dos teores de sulfato na caldeira A.

Ainda sobre a TABELA 13, pode se observar que a média foi de 0,2910% em relação a massa de cimento e o coeficiente de variação de 54,42%. Todos os resultados obtidos a respeito dos índices de sulfato apresentaram valores superiores ao limite

máximo de 0,03% em relação a massa de cimento para concreto armado, conforme estabelecido pela norma NBR 13583 (ABNT, 1996).

4.1.2 RESULTADOS DOS TEORES DE SULFATOS NA CALDEIRA B

Na TABELA 14 observa-se os resultados dos teores de sulfatos obtidos pelos ensaios na Caldeira de recuperação B.

PONTO	ELEMENTO ESTRUTURAL	% EM RELAÇÃO A MASSA DE CIMENTO
2	Pilar 08, face D	0,3420
3	Pilar 14, face B	0,0926
6	Pilar 14, face B	0,0058
11	Pilar 18, face C	0,0252
Média		0,1164
Desvio padrão		0,1342
Coeficiente de variação		115,26%

TABELA 14. Resultados dos teores de sulfato na caldeira B.

Sobre a TABELA 14, pode se observar que a média foi de 0,1164% em relação a massa de cimento e o coeficiente de variação de 115,26%. Isso se dá devido a uma amostra ter resultado (ponto 2) muito superior as demais. Com isso a média teve um resultado acima dos valores superiores ao limite máximo de 0,03% em relação a massa de cimento para concreto armado, conforme estabelecido pela norma NBR 13583 (ABNT, 1996).

4.1.3 COMPARATIVO DOS RESULTADOS DOS TEORES DE SULFATOS NA CALDEIRA A E B

Na TABELA 15 observa-se o comparativo dos resultados dos teores de sulfatos obtidos pelos ensaios nas Caldeiras de recuperação A e B.

RESULTADOS EM ORDEM DECRESCENTE	CR-A	CR-B	(CR-A) - (CR-B)
	0,5420	0,3420	0,2000
	0,2930	0,0926	0,2004
	0,2160	0,0252	0,1908
	0,1130	0,0058	0,1072
Média	0,2910	0,1164	0,1746
Desvio Padrão	0,1584	0,1342	0,0242
Coefficiente de variação	54,42%	115,26%	-60,84%

TABELA 15. Comparativo dos teores de sulfato nas caldeiras A e B.

Sobre o comparativo na TABELA 15 pode-se observar que quando se coloca os resultados de forma decrescente a caldeira A tem um número superior em todas as posições da mesma forma na média. Esses maiores números na caldeira A, acredita-se que se deve a idade das estruturas. Já que a caldeira A existe a nove anos a mais que a caldeira B. O ambiente onde as estruturas foram construídas é um ambiente industrial de celulose e papel e possuir alta concentração de sulfatos devido a um tanque de sulfatos existente na planta.

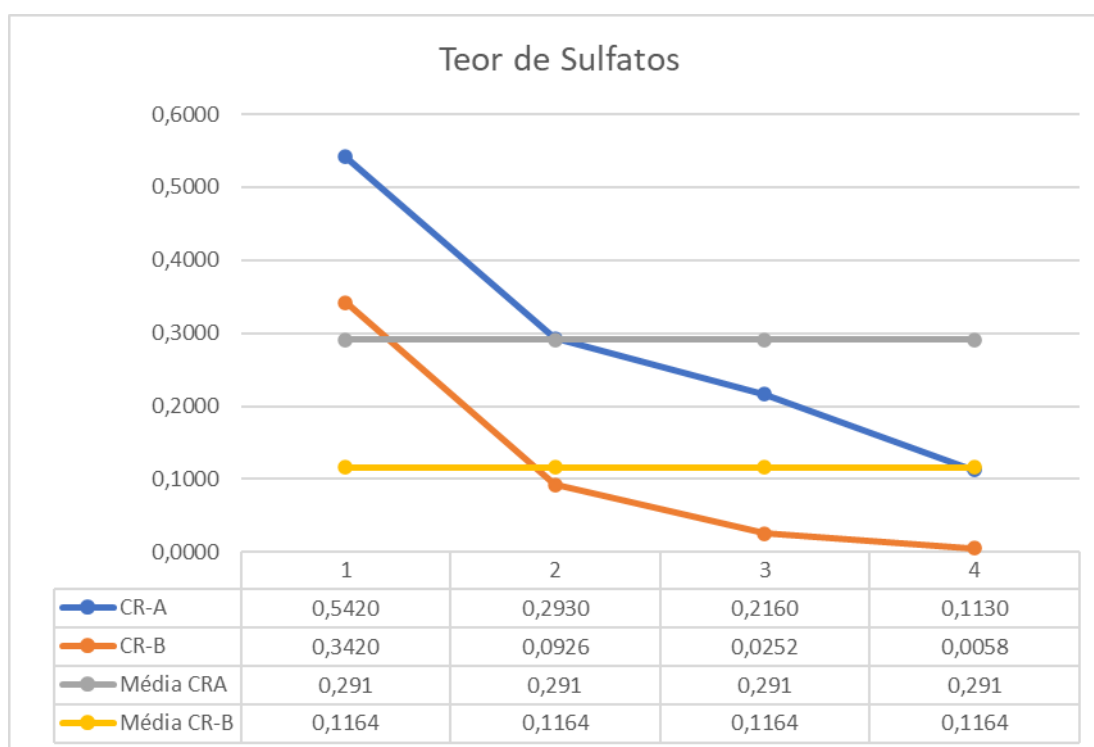


GRAFICO 1. Comparativo dos teores de sulfato nas caldeiras A e B.

4.2 RESULTADOS DOS ENSAIOS DOS TEORES DE CLORETOS

O ensaio procura identificar se o concreto está contaminado por cloretos e qual a concentração desse agente químico. Algumas amostras foram retiradas para análise em laboratório com o objetivo de determinar os teores.

4.2.1 RESULTADOS DOS TEORES DE CLORETOS NA CALDEIRA A

Na TABELA 16 observa-se os resultados dos teores de cloretos obtidos pelos ensaios na Caldeira de recuperação A.

PONTO	ELEMENTO ESTRUTURAL	% EM RELAÇÃO A MASSA DE CIMENTO
3	Pilar 13, face D	0,0969
12	Pilar 20, face A	0,0634
13	Viga entre P8 e P14	0,0272
14	Pilar 15, face B	0,0529
Média		0,0601
Desvio padrão		0,0250
Coeficiente de variação		41,59%

TABELA 16. Resultados dos teores de cloretos na caldeira A.

Através dos resultados obtidos e apresentados na TABELA 16, todas as amostras dos índices de cloretos totais e em consequência a média (que foi de 0,0601%) ficaram abaixo dos níveis superiores de 0,15% em relação a massa de cimento para concreto armado estabelecido pelo American Concrete Institute – ACI 318-11 “Building Code Requirements for Structural Concrete”.

4.2.2 RESULTADOS DOS TEORES DE CLORETOS NA CALDEIRA B

Na TABELA 17 observa-se os resultados dos teores de cloretos obtidos pelos ensaios na Caldeira de recuperação B.

PONTO	ELEMENTO ESTRUTURAL	% EM RELAÇÃO A MASSA DE CIMENTO
2	Pilar 08, face D	0,1180
3	Pilar 14, face B	0,0444
6	Pilar 14, face B	0,0319
11	Pilar 18, face C	0,0236
Média		0,0545
Desvio padrão		0,0374
Coeficiente de variação		68,68%

TABELA 17. Resultados dos teores de cloretos na caldeira B.

Através dos resultados obtidos e apresentados na TABELA 17, todas as amostras dos índices de cloretos totais e em consequência a média (que foi de 0,0545%) ficaram abaixo dos níveis superiores de 0,15% em relação a massa de cimento para concreto armado estabelecido pelo American Concrete Institute – ACI 318-11 “Building Code Requirements for Structural Concrete”.

4.2.3 COMPARATIVO DOS RESULTADOS DOS TEORES DE CLORETOS NA CALDEIRA A E B

Na TABELA 18 observa-se o comparativo dos resultados dos teores de cloretos obtidos pelos ensaios nas Caldeiras de recuperação A e B.

	CR-A	CR-B	(CR-A) - (CR-B)
RESULTADOS EM ORDEM DECRESCENTE	0,0969	0,1180	-0,0211
	0,0634	0,0444	0,0190
	0,0529	0,0319	0,0210
	0,0272	0,0236	0,0036
Média	0,0601	0,0545	0,0056
Desvio Padrão	0,0250	0,0374	-0,0124
Coeficiente de variação	41,59%	68,68%	-27,09%

TABELA 18. Comparativo dos teores de cloretos nas caldeiras A e B.

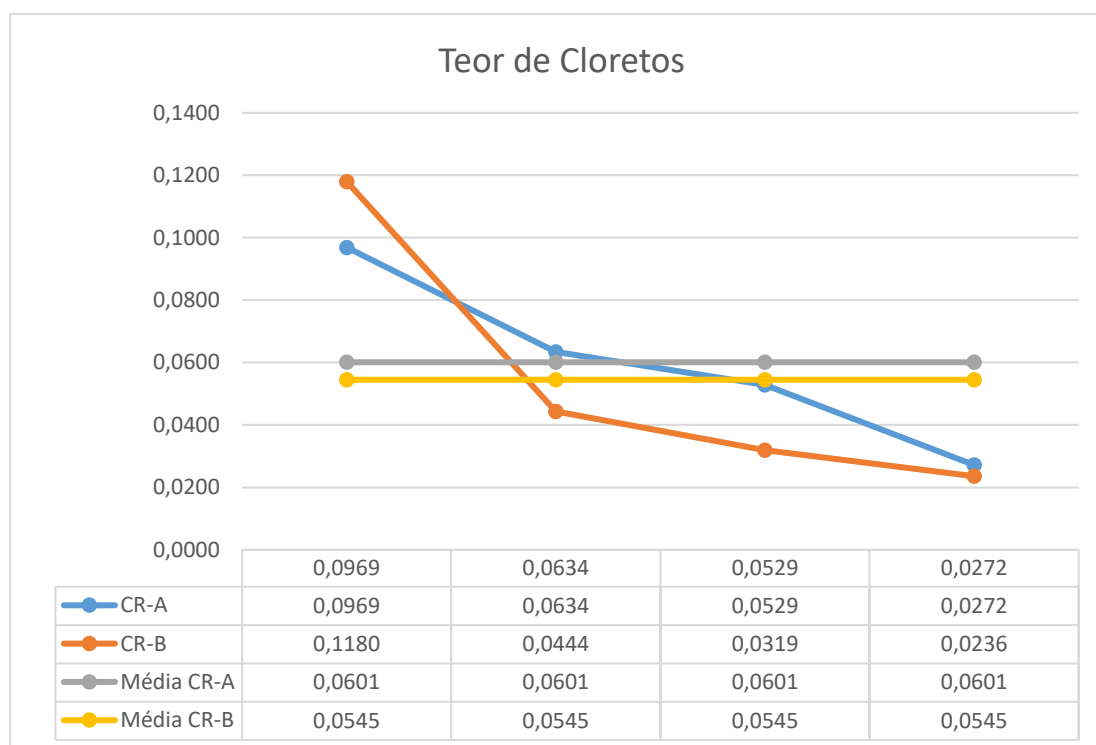


GRAFICO 2. Comparativo dos teores de cloretos nas caldeiras A e B.

Sobre o comparativo na TABELA 18 pode-se observar que quando se coloca os resultados de forma decrescente a caldeira A não tem um resultado maior somente nos maiores números de ambas as caldeiras, pois o maior número da caldeira B é um resultado muito acima das demais, isso deve-se a uma concentração de cloretos somente nessa estrutura em particular. É um ponto que deve ser monitorado mas até o momento não existem resultados acima do máximo estabelecido que é de 0,15% em relação a massa de cimento para concreto armado estabelecido pelo American Concrete Institute – ACI 318-11 “Building Code Requirements for Structural Concrete”.

4.3 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PACOMETRIA E PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO

A Pacometria é um ensaio não destrutivo que tem por objetivo identificar as armaduras existentes em seu interior, suas posições, espaçamentos e dimensões, para que se verifique se essas estão de acordo com o projeto (quando existentes) e Normas.

O ensaio de profundidade de carbonatação se dá para se identificar a região e/ou a camada do concreto que está carbonatada, e que por esse motivo não oferece mais a proteção às armaduras, que ficam expostas ao processo de corrosão e deterioração.

4.3.1 RESULTADOS DA PACOMETRIA E PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO NA CALDEIRA A

Na TABELA 19 observa-se os resultados da pacometria com os cobrimentos médios e os resultados dos ensaios de profundidade de carbonatação obtidos pelos ensaios na Caldeira de recuperação A.

PONTO	ELEMENTO ESTRUTURAL	COBRIMENTO MÉDIO (mm)		ESPAÇAMENTO MÉDIO (mm)		FRETE DE CARBONATAÇÃO MÉDIA (mm)
		longitudinal	transversal	longitudinal	transversal	
1	Pilar 13, face A - nível +8,00m	29,30	16,00	90,00	240,00	0,00
2	Pilar 17, face D - nível +8,00m	29,30	19,70	140,00	240,00	0,00
3	Pilar 13, face B - nível +17,00m	33,00	25,80	80,00	260,00	0,00
4	Pilar 10, face B - nível térreo	45,00	29,60	100,00	150,00	0,00
4	Pilar 10, face D - nível térreo	31,80	32,50	90,00	150,00	0,00
5	Pilar 14, face A - nível +23,30m	17,40	12,90	100,00	250,00	19,76
6	Pilar 14, face B - nível +8,30m	40,00	31,30	80,00	250,00	0,00
7	Pilar 19, Face A - nível +23,30m	34,60	31,70	180,00	270,00	0,00
8	Pilar 08, face A - nível +28,00m	15,60	22,20	145,00	200,00	0,00
9	Pilar 17, face B - nível +23,30m	39,00	33,20	250,00	260,00	0,00
10	Viga entre pilar 14 e 16 - nível +26,80m	46,70	38,30	230,00	250,00	0,00
11	Pilar 18, face A - nível térreo	46,50	45,40	200,00	200,00	0,00

Média	34,02	28,22	140,42	226,67
Desvio Padrão	2,8432	2,5848	16,8372	11,5670
Coefficiente de Variação	8,36%	9,16%	11,99%	5,10%

TABELA 19. Resultados da pacometria e profundidade de carbonatação na caldeira A.

De acordo com os resultados obtidos e apresentados na TABELA 19, os cobrimentos encontrados nos locais inspecionados nos mostram grandes variações da camada de cobrimento de concreto sobre o aço, que vão de 15,60 mm à 46,70 mm, como a estrutura foi concebida no ano de 1973 a norma vigente da época era a NB-1 1978 (posterior NBR 6118 a partir de 2003) esta norma não especificava o cobrimento mínimo, por isso o cobrimento mínimo foi referente ao projeto que era de 1,5cm. Apenas no ponto 5, o cobrimento transversal esteve abaixo do projeto, já que foi de 12,90mm mas em consideração a média os cobrimentos atendem as especificações do projeto.

O ensaio de profundidade de carbonatação mostrou que no ponto 05, a frente de carbonatação é de 19,76 mm e as médias de cobrimento estão a 34,02 mm na longitudinal e 28,22 mm na transversal e por este motivo a frente de carbonatação não atingiu as armaduras. A seguir na TABELA 20 pode-se observar o modelo de previsão de carbonatação, para que a frente de carbonatação chegue no aço ainda levará 88 anos.

PONTO	ELEMENTO ESTRUTURAL	ATUAL			FUTURO			
		e (mm)	t (anos)	k	K	e (mm)	t (anos) totais	t (anos) falta
5	Pilar 14, face A - nível +23,30m	19,76	47	2,88	2,88	33,48	135	88

TABELA 20. Resultados do modelo de previsão de carbonatação na caldeira A.

4.3.2 RESULTADOS DA PACOMETRIA E PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO NA CALDEIRA B

Na TABELA 21 observa-se os resultados da pacometria com os cobrimentos médios e os resultados dos ensaios de profundidade de carbonatação obtidos pelos ensaios na caldeira de recuperação B.

PONTO	ELEMENTO ESTRUTURAL	COBRIMENTO MÉDIO (mm)		ESPAÇAMENTO MÉDIO (mm)		FRETE DE CARBONATAÇÃO MÉDIA (mm)
		longitudinal	transversal	longitudinal	transversal	
1	Pilar 03, face A - nível térreo	40,00	29,70	110,00	260,00	0,00
2	Pilar 08, face B - nível térreo	51,80	29,30	140,00	250,00	0,00
2	Pilar 08, face D - nível térreo	22,60	16,00	130,00	250,00	0,00
3	Pilar 14, face A - nível +5,00m	34,10	31,50	160,00	240,00	0,00
4	Pilar 20, face A - nível +5,00m	34,10	31,50	160,00	240,00	0,00
4	Pilar 20, face C - nível térreo	32,60	26,10	110,00	250,00	0,00
5	Viga entre pilar 08 e 14 - nível +8,00m	30,10	28,50	180,00	220,00	0,00
6	Pilar 14, face A - nível térreo	30,10	28,50	180,00	220,00	15,56
7	Pilar 23, face D - nível térreo	33,50	31,10	100,00	230,00	0,00
8	Pilar 10, face A - nível térreo	36,10	29,40	170,00	250,00	0,00
9	Pilar 09, face B - nível térreo	39,60	30,90	120,00	260,00	0,00

Média	34,96	28,41	141,82	242,73
Desvio Padrão	2,1145	1,2705	8,5104	4,0840
Coeficiente de Variação	6,05%	4,47%	6,00%	1,68%

TABELA 21. Resultados da pacometria e profundidade de carbonatação na caldeira B.

De acordo com os resultados obtidos e apresentados na TABELA 21, os cobrimentos encontrados nos locais inspecionados nos mostram grandes variações da camada de cobrimento de concreto sobre o aço, que vão de 22,60 mm à 51,80 mm, como a estrutura foi concebida no ano de 1982 a norma vigente da época era a NB-1 1978 (posterior NBR 6118 a partir de 2003) esta norma não especificava o cobrimento mínimo, por isso o cobrimento mínimo foi referente ao projeto que era de 2,0cm. Apenas no ponto 2, o cobrimento transversal esteve abaixo do projeto, já que foi de

16,00mm mas em consideração a média os cobrimentos atendem as especificações do projeto.

O ensaio de profundidade de carbonatação mostrou que no ponto 06, a frente de carbonatação é de 15,56 mm e as médias de cobrimento estão a 30,10 mm na longitudinal e 28,50 mm na transversal e por este motivo a frente de carbonatação não atingiu as armaduras. A seguir na TABELA 22 pode-se observar o modelo de previsão de carbonatação, para que a frente de carbonatação chegue no aço ainda levará 89 anos.

PONTO	ELEMENTO ESTRUTURAL	ATUAL			FUTURO			
		e (mm)	t (anos)	k	K	e (mm)	t (anos) totais	t (anos) falta
6	Pilar 14, face A - nível térreo	15,56	38	2,52	2,52	28,50	127	89

TABELA 22. Resultados do modelo de previsão de carbonatação na caldeira B.

4.3.3 COMPARATIVOS DOS RESULTADOS DA PACOMETRIA E PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO NAS CALDEIRA A e B.

Na TABELA 23 observa-se o comparativo dos resultados da pacometria obtidos pelos ensaios nas caldeiras de recuperação A e B.

RESULTADOS EM ORDEM DECRESCENTE	CR-A		CR-B		CR-A		CR-B	
	COBRIMENTO MÉDIO (mm)		COBRIMENTO MÉDIO (mm)		ESPAÇAMENTO MÉDIO (mm)		ESPAÇAMENTO MÉDIO (mm)	
	longitudinal	transversal	longitudinal	transversal	longitudinal	transversal	longitudinal	transversal
	46,70	45,40	51,80	31,50	250,00	270,00	180,00	260,00
	46,50	38,30	40,00	31,50	230,00	260,00	180,00	260,00
	45,00	33,20	39,60	31,10	200,00	260,00	170,00	250,00
	40,00	32,50	36,10	30,90	180,00	250,00	160,00	250,00
	39,00	31,70	34,10	29,70	145,00	250,00	160,00	250,00
	34,60	31,30	34,10	29,40	140,00	250,00	140,00	250,00
	33,00	29,60	33,50	29,30	100,00	240,00	130,00	240,00
	31,80	25,80	32,60	28,50	100,00	240,00	120,00	240,00
	29,30	22,20	30,10	28,50	90,00	200,00	110,00	230,00
	29,30	19,70	30,10	26,10	90,00	200,00	110,00	220,00
	17,40	16,00	22,60	16,00	80,00	150,00	100,00	220,00

	15,60	12,90	-	-	80,00	150,00	-	-
MÉDIA	34,02	28,22	34,96	28,41	140,42	226,67	141,82	242,73
DESVIO PADRÃO	2,8432	2,5848	2,1145	1,2705	16,8372	11,5670	8,5104	4,0840
COEFICIENTE DE VARIAÇÃO	8,36%	9,16%	6,05%	4,47%	11,99%	5,10%	6,00%	1,68%

TABELA 23. Comparativo dos resultados da pacometria nas caldeiras A e B.

Conforme observa-se na TABELA 23, existe alguns cobrimentos abaixo do especificado em projeto, porém as médias se encontram dentro do especificado em projeto. As médias são de 3,4 cm de cobrimento nas barras longitudinais e 2,8 cm de cobertura nas barras transversais.

Já na TABELA 24, apresentada a seguir pode-se observar que, como somente em um ponto em cada caldeira foi encontrado frente de carbonatação (ponto 5 na caldeira A e ponto 6 na caldeira B) e segundo os modelos de previsão de carbonatação, mesmo que exista pouca cobertura, a chance da armadura ser despassivada por carbonatação é pouca, já que nos pontos onde foram encontradas, ainda há um período grande de tempo até que a carbonatação chegue na armadura.

PONTO	CALDEIRA	t (anos) falta
5	Pilar 14, face A - nível +23,30m	88
6	Pilar 14, face A - nível térreo	89

TABELA 24. Comparativo do modelo de previsão de carbonatação nas caldeiras A e B.

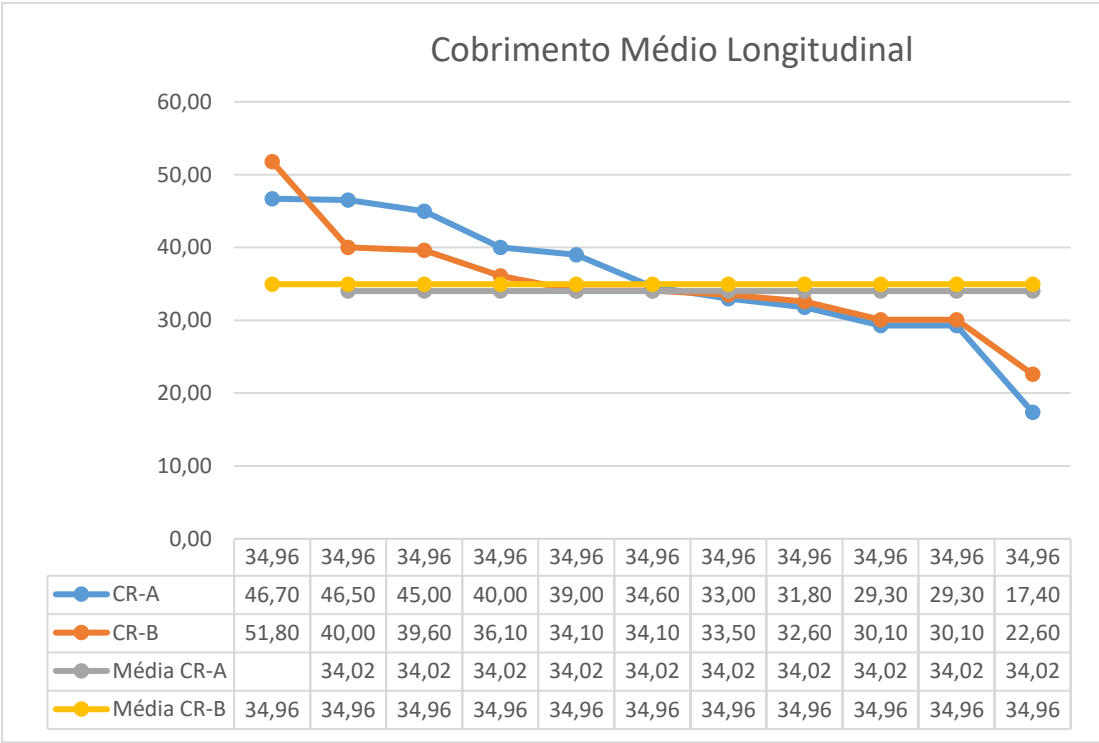


GRAFICO 3. Comparativo dos resultados de cobrimento longitudinal nas caldeiras A e B.

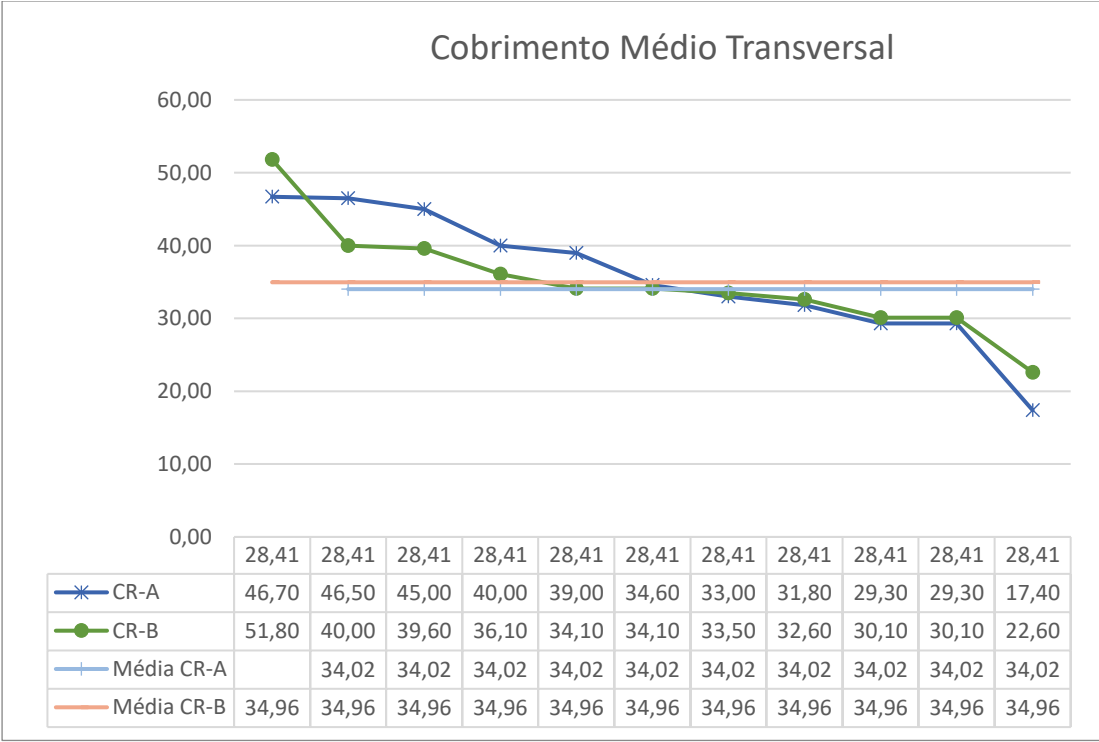


GRAFICO 4. Comparativo dos resultados de cobrimento transversal nas caldeiras A e B.

4.4 RESULTADOS DOS ENSAIOS DO ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO.

Esclerometria é um ensaio não destrutivo, e utilizado para conhecer as características do concreto em diferentes partes de uma estrutura.

4.4.1 RESULTADOS DO ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO NA CALDEIRA A.

Na TABELA 25 observa-se os resultados da esclerometria realizada nas estruturas da caldeira de recuperação A.

PONTOS	ELEMENTO ESTRUTURAL	Nº DE IMPACTOS VALIDOS	IEe
1	Pilar 13, face A	16	70,03
2	Pilar 17, face D	15	68,13
3	Pilar 13, face B	16	70,84
4	Pilar 10, face B	16	70,56
5	Pilar 14, face C	14	66,64
7	Pilar 19, face C	16	71,38
8	Pilar 08, face C	16	63,63
9	Pilar 17, face D	16	69,19
10	Viga entre P12 e P16	16	65,53
11	Pilar 18, face A	8	44,95
Média			66,09
Desvio Padrão			2,3524
Coeficiente de Variação			3,56%

TABELA 25. Resultados do índice esclerométrico na caldeira A.

Ainda sobre a TABELA 25 pode-se observar que o valor médio do índice esclerométrico é de 66,09 sendo que apenas no ponto 11 (44,95) o índice ficou muito abaixo da média.

4.4.2 RESULTADOS DO ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO NA CALDEIRA B.

Na TABELA 26 observa-se os resultados da esclerometria realizada nas estruturas da caldeira de recuperação B.

PONTOS	ELEMENTO ESTRUTURAL	Nº DE IMPACTOS VALIDOS	IEe
1	Pilar 03, face A	15	61,20
2	Pilar 08, face D	16	69,30
3	Pilar 14, face A	11	58,80
4	Pilar 20, face C	16	63,10
5	Viga entre P08 e P14	14	67,70
6	Pilar 14, face A	15	67,40
7	Pilar 23, face D	16	69,30
8	Pilar 13, face A	11	54,80
9	Pilar 09, face B	7	56,40
10	Pilar 07, face C	15	63,30
Média			63,13
Desvio Padrão			1,5888
Coeficiente de Variação			2,52%

TABELA 26. Resultados do índice esclerométrico na caldeira B.

Ainda sobre a TABELA 26 pode-se observar que o valor médio do índice esclerométrico é de 63,13 sendo que nos pontos 3 (58,80) e 8 (54,80) apenas no ponto 11 o índice ficou muito abaixo da média.

4.4.3 COMPARATIVOS DOS RESULTADOS DO ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO NAS CALDEIRA A E B.

Na TABELA 27 observa-se o comparativo dos resultados do índice esclerométrico obtidos pelos ensaios nas caldeiras de recuperação A e B.

RESULTADOS EM ORDEM DECRESCENTE (IE)	CR-A	CR-B	(CR-A) - (CR-B)
	71,38	69,30	2,08
	70,84	69,30	1,54
	70,56	67,70	2,86
	70,03	67,40	2,63
	69,19	63,30	5,89
	68,13	63,10	5,03
	66,64	61,20	5,44
	65,53	58,80	6,73
	63,63	56,40	7,23
	44,95	54,80	-9,85
Média	66,09	63,13	
Desvio Padrão	2,3524	1,5888	
Coeficiente de variação	3,56%	2,52%	

TABELA 27. Comparativo do índice esclerométrico nas caldeiras A e B.

Conforme observa-se na TABELA 27, os resultados da caldeira A apresentam um índice esclerométrico superior a caldeira B, a média da caldeira A só não teve um resultado mais significativo devido ao resultado 44,95, que abaixou essa média sendo este o pior resultado de todos os ensaios e provavelmente indica que este ponto deve ter uma baixa homogeneidade do concreto.

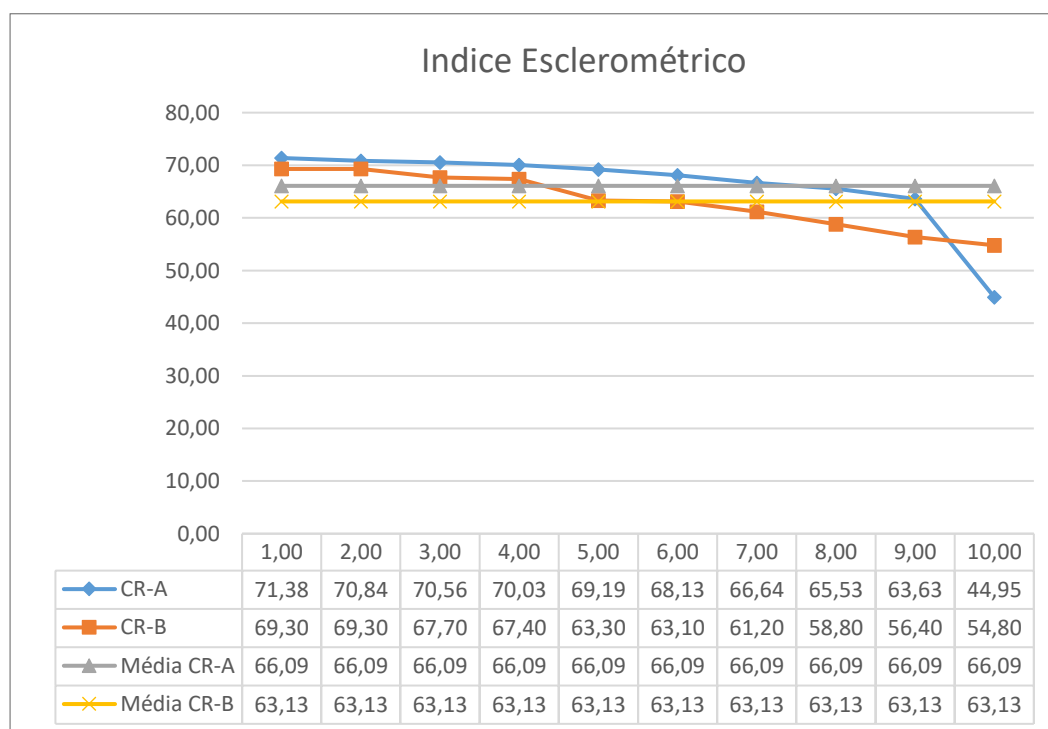


GRAFICO 5. Comparativo do índice esclerométrico nas caldeiras A e B.

4.5 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ULTRASSONOGRAFIA

O ensaio de ultrassonografia é do tipo não destrutivo, e tem por objetivo a determinação da compacidade e homogeneidade do material concreto, através de avaliações das velocidades das ondas longitudinais, propagadas por pulsos ultrassônicos. O ensaio procura identificar falhas internas de concretagem não visíveis a olho nu, monitoramento de variações no concreto ao longo do tempo decorrentes da agressividade do ambiente.

4.5.1 RESULTADOS DA ULTRASSONOGRAFIA NA CALDEIRA A.

Na TABELA 28 observa-se os resultados da ultrassonografia realizada nas estruturas da caldeira de recuperação A.

PONTO	ELEMENTO ESTRUTURAL	DISTANCIA (mm)	VELOCIDADE MÉDIA (μs)	HOMOGENIDADE
1	Pilar 13, face A - nível +8,00m	250	4.336	Ótimo
		250	3.888	Ótimo
2	Pilar 17, face D - nível +8,00m	242	3.472	Bom
		242	3.597	Ótimo
3	Pilar 13, face B - nível +17,00m	250	2.439	Regular
		250	4.090	Ótimo
		260	3.257	Bom
4	Pilar 10, face D - nível térreo	252	3.858	Ótimo
		252	4.093	Ótimo
5	Pilar 14, face A - nível +23,30m	190	2.008	Regular
		190	2.204	Regular
Média			3.386	
Desvio Padrão			234,1527	
Coeficiente de Variação			6,92%	

TABELA 28. Resultados da ultrassonografia na caldeira A.

Conforme se observa na TABELA 28 a média é de 3.386 por isso a qualidade do concreto pode ser considerada boa, com ressalvas para os pontos 03 e 05 que

apresentaram velocidade abaixo de 3.000 e por estão o concreto está classificado com uma qualidade regular.

4.5.2 RESULTADOS DA ULTRASSONOGRAFIA NA CALDEIRA B.

Na TABELA 29 observa-se os resultados da ultrassonografia realizada nas estruturas da caldeira de recuperação B.

PONTO	ELEMENTO ESTRUTURAL	DISTANCIA (mm)	VELOCIDADE MÉDIA (μs)	HOMOGENIDADE
1	Pilar 03, face A - nível térreo	210	2.780	Regular
		110	3.128	Bom
		210	2.613	Regular
2	Pilar 08, face B e D - nível térreo	1160	3.949	Ótimo
		1160	4.037	Ótimo
		1160	4.015	Ótimo
4	Pilar 20, face A e C - nível térreo	910	4.013	Ótimo
		910	3.996	Ótimo
		910	3.996	Ótimo
6	Pilar 14, face A - nível térreo	200	3.208	Bom
		200	3.561	Ótimo
7	Pilar 07, face D - nível térreo	195	3.690	Ótimo
		195	3.275	Bom
Média			3.559	
Desvio Padrão			135,1114	
Coeficiente de Variação			3,80%	

TABELA 29. Resultados da ultrassonografia na caldeira B.

Conforme se observa na TABELA 29 a média   de 3.559 por isso a qualidade do concreto pode ser considerada boa/ótima (está localizada bem na divisa entre boa e ótima), com ressalvas para o ponto 01 que apresenta velocidade abaixo de 3.000 e por isso o concreto está classificado com uma qualidade regular.

4.5.3 COMPARATIVOS DOS RESULTADOS DE ULTRASSONOGRAFIA NAS CALDEIRAS A E B.

Na TABELA 30 observa-se o comparativo dos resultados da ultrassonografia realizada nas caldeiras de recuperação A e B.

RESULTADOS EM ORDEM DECRESCENTE (VELOCIDADE MÉDIA μs)	CR-A	CR-B	(CR-A) - (CR-B)
	4.336	4.037	299,00
	4.093	4.015	78,00
	4.090	4.013	77,00
	3.888	3.996	-108,00
	3.858	3.996	-138,00
	3.597	3.949	-352,00
	3.472	3.690	-218,00
	3.257	3.561	-304,00
	2.439	3.275	-836,00
	2.204	3.208	-1004,00
	2.008	3.128	-1120,00
		2.780	
		2.613	
Média	3385,64	3558,54	
Desvio Padrão	234,1527	135,1114	
Coefficiente de variação	6,92%	3,80%	

TABELA 30. Comparativo da ultrassonografia nas caldeiras A e B.

Observando a TABELA 30, conseguimos visualizar que a caldeira A tem a maior velocidade nos três primeiros resultados, mas nos demais resultados a caldeira B apresenta maior velocidade média, com isso a média da velocidade da caldeira B é superior a caldeira A. Os resultados mostram que as duas estruturas possuem uma boa qualidade do concreto, mas a caldeira B tem melhores resultados, lembrando que nas duas caldeiras existem pontos com resultados regulares que necessitam de acompanhamento.

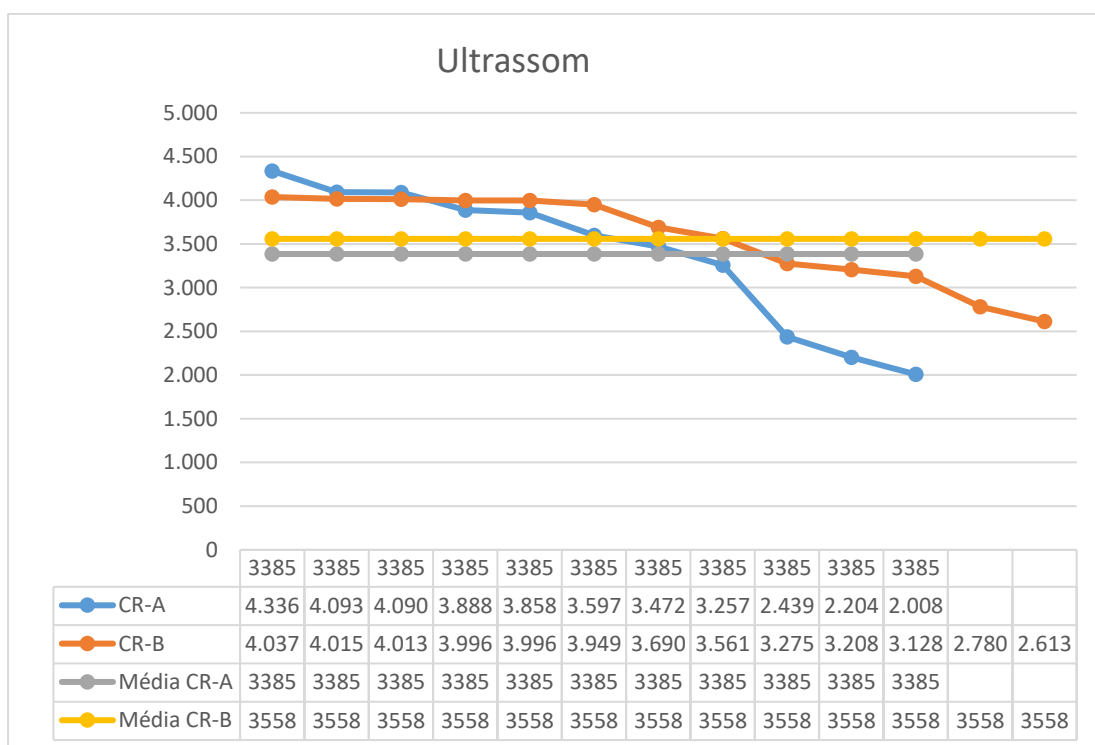


GRAFICO 6. Comparativo da ultrassonografia nas caldeiras A e B.

4.6 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE POTENCIAL DE CORROSÃO

O ensaio de potencial de corrosão das armaduras é realizado afim de monitorar as condições de oxidação das armaduras sem a necessidade de deixá-las a mostra, é um ensaio semi destrutivo. O ensaio consiste no registro da diferença de voltagem da armadura com o eletrodo de referência, que entra em contato com a superfície do concreto.

4.6.1 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE POTENCIAL DE CORROSÃO NA CALDEIRA A.

Na TABELA 31 observa-se os resultados de potencial de corrosão realizado nas estruturas da caldeira de recuperação A.

PONTO	ELEMENTO ESTRUTURAL	Nº DE MEDIÇÕES	MÉDIO (Mv)
1	Pilar 13, face A	49	-247,6
4	Pilar 10, face B	45	-405,8
4	Pilar 10, face D	45	-289,7
5	Pilar 14, face A	72	-389,4
6	Pilar 14, face B	40	-299,3
Média			-326,36
Desvio Padrão			60,9329
Coeficiente de Variação			-18,67%

TABELA 31. Resultados do ensaio de potencial de corrosão na caldeira A.

Ainda sobre a TABELA 31, os resultados indicam a probabilidade de corrosão instalada em todas as peças ensaiadas, com média das estruturas em – 326,36 mV.

4.6.2 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE POTENCIAL DE CORROSÃO NA CALDEIRA B.

Na TABELA 32 observa-se os resultados de potencial de corrosão realizado nas estruturas da caldeira de recuperação B.

PONTO	ELEMENTO ESTRUTURAL	Nº DE MEDIÇÕES	MÉDIO (Mv)
1	Pilar 03, face A	42	-206,0
2	Pilar 08, face D	49	-403,9
4	Pilar 20, face C	63	-301,1
5	Viga entre pilar 08 e 14	40	-247,8
6	Pilar 14, face A	56	-356,8
Média			-303,1200
Desvio Padrão			71,4630
Coeficiente de Variação			-23,58%

TABELA 32. Resultados do ensaio de potencial de corrosão na caldeira B.

Ainda sobre a TABELA 32, os resultados indicam a probabilidade de corrosão instalada em todas as peças ensaiadas, com média das estruturas em – 303,12 mV.

4.6.3 COMPARATIVOS DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE POTENCIAL DE CORROSÃO DAS CALDEIRAS A E B.

Na TABELA 33 observa-se o comparativo dos resultados de potencial de corrosão das armaduras nas caldeiras de recuperação A e B.

RESULTADOS EM ORDEM DECRESCENTE (FAIXA DE POTENCIAL mV)	CR-A	CR-B	(CR-A) - (CR-B)
	-405,80	-403,90	-1,90
	-389,40	-356,80	-32,60
	-299,30	-301,10	1,80
	-289,70	-247,80	-41,90
	-247,60	-356,80	109,20
Média	-326,36	-333,28	
Desvio Padrão	27,2500	24,0299	
Coeficiente de variação	-8,35%	-7,21%	

TABELA 33. Comparativo do potencial de corrosão nas caldeiras A e B.

Observando a TABELA 33, conseguimos visualizar que a nenhum dos pontos ensaiados, tanto na caldeira A como na Caldeira B teve resultado mais positivo que – 200 mV (sendo o melhor ponto -206 mV). Por isso as duas estruturas tem grande probabilidade de corrosão. Como as duas caldeiras possuem números muito parecidos acreditamos que a degradação da caldeira B foi maior por ter sido construída 9 anos depois.

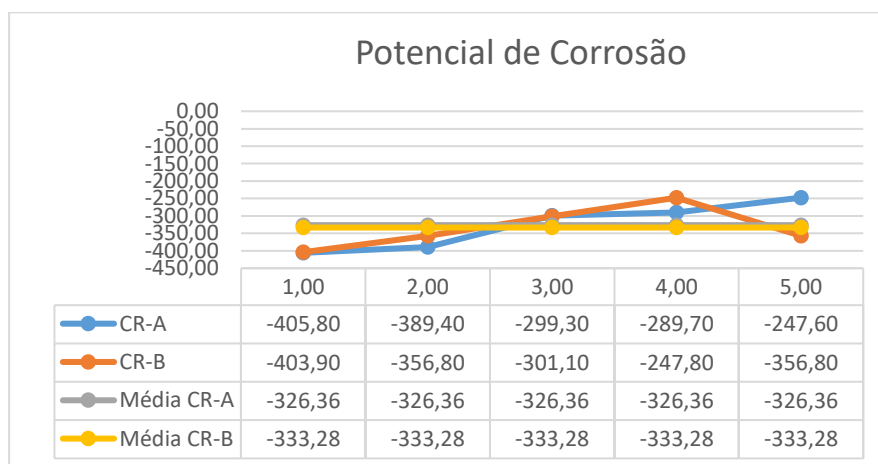


GRAFICO 7. Comparativo do potencial de corrosão nas caldeiras A e B.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS E RECOMENDAÇÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

O presente capítulo é contemplado pelas considerações finais e recomendações para futuros trabalhos.

5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Considera-se que foram atingidos os objetivos estabelecidos no início desta pesquisa de que a hipótese foi derrubada e pode-se observar que:

a) O teor de sulfatos da caldeira A é 2,5 vezes maior que o encontrado na caldeira B e as duas caldeiras tem resultados acima do estabelecido por norma.

b) Quanto ao teor de cloretos se observa que as duas caldeiras estão abaixo do teor estabelecido por norma, mas a caldeira A possui 10% a mais de teor de cloretos em suas estruturas.

c) No ensaio de pacometria ficou claro a falta de padronização nos processos construtivos. Na caldeira A há uma diferença de mais de 3 cm no cobrimento das estruturas, enquanto na caldeira B está diferença está em 3,5 cm.

d) Quanto a profundidade de carbonatação, ela foi encontrada nas duas caldeiras, mas nos pontos encontrados onde foram encontrados o cobrimento da armadura é maior, por isso a carbonatação não trouxe despassivação da armadura.

e) Os índices esclerométricos apresentaram um menor desvio na caldeira B (1,58) do que na caldeira A (2,35). Os resultados estão próximos, com somente um ponto (44,95) muito abaixo da média (66,09) na caldeira A. Este ponto necessita de cuidados pois deverá estar mais suscetível a ataques químicos devido sua baixa homogeneidade do concreto.

f) Em relação ao ensaio de ultrassonografia pode-se interpretar que a uma grande variação de velocidade em ambas as estruturas, pois existem pontos onde o resultado foi de bom a ótimo mas em outros pontos o resultado foi abaixo de 3.000

mV, isso se deve a falhas de execução das estruturas durante sua concepção, esta teoria pode ser comprovada devido a diferença de cobrimentos encontrados no ensaio de pacometria e também no ensaio de ultrassonografia que apresenta coeficientes de variação de 6,92% na caldeira A e 3,80% na caldeira B. Provavelmente durante a concepção das peças tenha ocorrido falta de verificação na montagem de armadura, na montagem da forma e na concretagem.

g) O ensaio de potencial de corrosão apresenta uma grande probabilidade de que há corrosão em ambas as caldeiras, de acordo com os resultados obtidos não se tem nenhum resultado com a faixa de potencial acima de -200mV e existem resultados na faixa incerta e na faixa de probabilidade acima de 90%.

5.2 RECOMENDAÇÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

Tendo em vista que este tema deste trabalho é de suma importância para as indústrias de papel e celulose, pelo fato de que paralisações para manutenções gera redução na produção e perda de receita, deve-se aprofundar o estudo de manifestações patológicas propondo medidas que evitem ou minimizem os efeitos de processos químico e fisicamente agressivos às estruturas e que porventura venham a ocasionar degradação. Para isso, deve-se:

- a) Estudar os processos químicos e físicos ocorridos na fabricação de papel e celulose, propondo ações que visem minimizar seus efeitos no ambiente industrial;
- b) Buscar procedimentos com melhor custo benefício para proteção de estruturas de concreto em indústrias de papel e celulose;
- c) Encontrar medidas de recuperação estrutural de baixa manutenção e rápida aplicabilidade de forma que não influencie no pleno funcionamento da indústria.
- d) Realizar um estudo de mesoclima para melhor informações sobre os níveis dos agentes agressores em cada área.

A. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. ASTM C-876. **Standard test for half-cell potenciales of uncoated reinforcing steel in concrete.** Anual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 2009.

ANDRADE, C. **Manual para Diagnóstico de Obras Deterioradas por Corrosão de Armaduras.** São Paulo: PINI, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto. Procedimento.** Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

_____. **NBR 15575: Edificações Habitacionais. Desempenho.** Rio de Janeiro: ABNT, 2013.

_____. **NBR 12655: Concreto de cimento Portland - Preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimento.** Rio de Janeiro: ABNT, 2015.

_____. **NBR 16697: Cimento Portland - Requisitos.** Rio de Janeiro: ABNT, 2018.

_____. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento.** Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

_____. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento.** Rio de Janeiro: ABNT, 1978.

_____. **NBR 13583: Cimento Portland — Determinação da variação dimensional de barras de argamassa de cimento Portland expostas à solução de sulfato de sódio.** Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

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

_____. **NBR 8802: Concreto endurecido - Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica.** Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

BAKKER, R. F. M. Chapter Three. In: SCHIESSL, P. ed. **Corrosion of steel in Concrete.** Report of the technical Commite 60 – CSC. RILEM. London, Chapman & Hall, 1988. p. 36-42.

BASHEER, L.; KROOP, J.; CLELAND, D. J. **Assessment of the durability of concrete from its permeation properties: a review.** Construction and Building Materials, 2001.

BAUER, E. **Avaliação da influência da adição de escória de alto-forno na corrosão das armaduras através de técnicas eletroquímicas.** 1995. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995.

CANOVAS, M. **Patologia e terapia do concreto armado.** Tradução e adaptação. M. Celeste Marcondes et alii, coordenação técnica L.A. Falcão Bauer. São Paulo: Pini, 1988.

CARMONA, T. G. **Modelos de previsão da despassivação das armaduras em estruturas de concreto sujeitas a carbonatação.** Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2005.

CARVALHO, R.C.; FIGUEIREDO J.R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2003.** 3. Ed. São Carlos: EdUFSCar, 2007.

CASCUDO, O. **O controle da corrosão de armaduras em concreto: Inspeção e Técnicas Eletroquímicas.** São Paulo: PINI, 1997.

CASTRO, H. F. de. **Processos químicos industriais II - apostila 4 - papel e celulose.** Escola de Engenharia de Lorena. São Paulo, 2009.

FIGUEIREDO, E. J. P. ANDRADE, C. HELENE, P.R.L. **Fatores determinantes da iniciação e propagação da corrosão da armadura de concreto.** Boletim técnico da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – BT/PCC121. São Paulo, 1993.

FIGUEIREDO, E. P. **Ensaio para avaliação das estruturas.** 2018. 167 slides.

FOX, R., MCDONALD, W., ALAN, T. **Introdução à Mecânica dos Fluidos.** 5ª edição. Rio de Janeiro: LTC, 1998.

GJØRV, O. E. **Projeto da durabilidade de estruturas de concreto em ambientes de severa agressividade.** São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

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

_____. **Corrosão em armaduras para concreto armado.** São Paulo: PINI, 1986.

LUIZ, G. **Ensaio não destrutivo**. 2016. 454 slides.

MAZER W.; MACIOSKI G.; SOTO N.; BAETTKER E. **Determinação do teor de íons sulfato em estruturas de concreto**. Florianópolis, Congresso Brasileiro de Engenharia Química. Out, 2014.

MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. **Concreto: Estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: Ed. Pini, 1994.

MITRE, M.; BARBOSA, P.; HELENE, P. **Influência do traço na carbonatação de concretos, Argamassas e Pastas**. São Paulo, Revista IBRACON. Out-dez, 2002.

NEPOMUCENO, A. A. Mecanismo de transporte de fluidos no concreto. In: **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações**, São Paulo: IBRACON, 2005, v. 2.

PEREIRA, L.F.L.C. **Determinação de cloretos em concreto e cimento Portland: influência do tipo de cimento**. 2001. 128 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.

RIPPER, T. SOUZA, V. C. M. de. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: PINI, 1998.

SILVA, T. J. **Predicción de La vida útil de forjados unidireccionales de hormigón mediante modelos matemáticos de deterioro**. Tese (Doutorado) – Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona, 1998.

STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER. **4500- SO₄ – Sulfate**. Standard Methods Committee, 1997.

TULA, L S. **Contribuição ao estudo da resistência à corrosão de armaduras de aço inoxidável**. São Paulo, 2000. 259p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.