



Universidade Federal da Paraíba
Centro de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana e Ambiental
-MESTRADO-

**REALCALINIZAÇÃO ELETROQUÍMICA DE ESTRUTURAS DE
CONCRETO ARMADO CARBONATADAS INSERIDAS NO
MEIO URBANO - INFLUÊNCIA DE CARACTERÍSTICAS DA
ESTRUTURA NO COMPORTAMENTO DO TRATAMENTO**

por

Philippe Hypólito Lins Cabral Ribeiro

*Dissertação apresentada à Universidade Federal da Paraíba para obtenção do grau
de Mestre*

**Universidade Federal da Paraíba
Centro de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana e Ambiental
-MESTRADO-**

**REALCALINIZAÇÃO ELETROQUÍMICA DE ESTRUTURAS DE
CONCRETO ARMADO CARBONATADAS INSERIDAS NO
MEIO URBANO - INFLUÊNCIA DE CARACTERÍSTICAS DA
ESTRUTURA NO COMPORTAMENTO DO TRATAMENTO**

Dissertação submetida ao programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana e Ambiental da Universidade Federal da Paraíba, como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre.

Philippe Hypólito Lins Cabral Ribeiro

ORIENTADOR: Prof. Dr. Gibson Rocha Meira

CO-ORIENTADOR: Prof. Dr. Normando Perazzo Barbosa

R484r Ribeiro, Philippe Hypólito Lins Cabral.

Realcalinização eletroquímica de estruturas de concreto armado carbonatadas inseridas no meio urbano: influência de características da estrutura no comportamento do tratamento / Philippe Hypólito Lins Cabral Ribeiro. - - João Pessoa: [s.n.], 2009. 143 f. : il.

Orientador: Gibson Rocha Meira.

Co-Orientador: Normando Perazzo Barbosa.

Dissertação (Mestrado) – UFPB/CT.

1.Concreto armado. 2.Carbonatação. 3.Realcalinização eletroquímica.
4.Durabilidade.

UFPB/BC

CDU: 624.92(043)

**“REALCALINIZAÇÃO ELETROQUÍMICA DE ESTRUTURAS DE CONCRETO
ARMADO CABONATADAS INSERIDAS NO MEIO URBANO – INFLUÊNCIA DE
CARACTERÍSTICAS DA ESTRUTURA NO COMPORTAMENTO DO TRATAMENTO”**

Philippe Hypólito Lins Cabral Ribeiro

Dissertação aprovada em 30 de setembro de 2009

Período Letivo: 2009.2



Prof. Dr. GIBSON ROCHA MEIRA – IFPB
Orientador



Prof. Dr. NORMANDO PERAZZO BARBOSA – UFPB
Co-orientador



Prof. Dr. GIVANILDO ALVES DE AZEREDO - UFPB
Examinador Interno



Prof. Dr. LUIZ CARLOS PINTO DA SILVA FILHO – UFRGS
Examinador Externo



Prof. Dr. EUDÉSIO DE OLIVEIRA VILAR – UFCG
Examinador Externo

**João Pessoa-PB
2009**

A minha querida esposa Clécia, pelo grande amor, compreensão, apoio e incentivo.

A minha família, em especial aos meus pais, Tarcísio e Cassandra, e às minhas avós, Zeneida e Maria das Dores, todos responsáveis pela minha formação.

AGRADECIMENTOS

Ao Deus criador do universo, razão da existência, por ter nos amado a ponto de entregar o seu **Filho** unigênito, para que todo o que nele crê não pereça, mas tenha a vida eterna.

Ao Professor Dr. **Gibson Rocha Meira** pelo incentivo, dedicação, contribuição, ensinamentos valiosos e orientação deste trabalho.

Ao Professor Dr. **Normando Perazzo Barbosa** pela confiança e o apoio como co-orientador deste trabalho.

Aos Professores Dr. **Eridon Celso Pereira** e Dr. **Eudésio Oliveira Vilar** por disponibilizarem o uso de alguns equipamentos necessários a esta pesquisa.

A todos os funcionários e demais professores que fazem o Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana e Ambiental.

Aos profissionais do LABEME (Laboratório de Ensaios de Materiais e Estruturas), onde foi realizada a maioria das etapas desta pesquisa, nas pessoas de **Delby, Cláudio Mathias, Sebastião, Ricardo, Zito e Francisco**, os quais contribuíram significativamente para a realização prática deste trabalho.

Aos alunos do Laboratório de Patologia das Construções (IFPB), nas pessoas de **Rubens, Marquinhos, Júlio**, e em especial **Pablo**, aluno de iniciação científica, sempre presente para a realização deste trabalho (meu braço direito).

À colega química **Katya**, pelo auxílio na realização de ensaios de alcalinidade na UFCG.

Aos colegas do mestrado e doutorado, em especial a **Antônio Sobrinho Junior, Kaline Cibele, Aline Nóbrega, Marília Oliveira, Kelly Gomes, Andressa Vieira e Elisângela** pelo incentivo e auxílio durante o curso.

Aos colegas de trabalho **Franklin, Luciano, Eduardo, Paulo, Geraldo, Clóvis e Herivaldo** pelos conselhos, incentivo e apoio durante o curso.

Ao meu sogro **Olímpio**, minha sogra **Fátima** e meu cunhado **Cleverton** pelo inestimável suporte que sempre deram.

Ao meu irmão **Thiago Hypólito** e a minha esposa **Clécia**, pela ajuda direta na preparação das barras e moldagem de alguns corpos de prova deste trabalho.

À concreteira Polimix, na pessoa de **Andrey Lira**, pelo fornecimento do cimento de alta resistência inicial e dos agregados utilizados nesta pesquisa.

Enfim, a todos aqueles que contribuíram direta ou indiretamente para a realização e conclusão deste trabalho.

RESUMO

Um dos maiores problemas que afeta as estruturas de concreto armado inseridas em ambientes urbanos é a corrosão das armaduras de aço, que ocorre, principalmente, pela ação dos cloretos ou pela carbonatação do concreto. Para este último caso, a realcalinização eletroquímica (RAE) tem sido proposta recentemente como um método de tratamento visando o restabelecimento da alcalinidade dos concretos, criando as condições de repassivação das armaduras e aumentando a durabilidade das estruturas. Desse modo, este trabalho teve como objetivo estudar a influência de características do concreto e da espessura de cobrimento da armadura na RAE de concretos carbonatados. Para isso foram moldados corpos de prova (CP) prismáticos com espessuras de cobrimento de 1 e 2,5cm, utilizando-se os cimentos Portland CP V (Alta Resistência Inicial - ARI) e CP IV (Pozolânico - POZ) e as relações água/cimento 0,55 e 0,65. Primeiramente, as amostras foram submetidas a um processo de carbonatação acelerada (100% de CO_2). Após a desp passivação das armaduras, as amostras foram submetidas à RAE, sendo o avanço da frente de realcalinização monitorada através solução de timolftaleína. Nas duas etapas foi realizado um monitoramento eletroquímico, através de medidas de potenciais de corrosão (E_{corr}), velocidade de corrosão (i_{corr}) e resistividade elétrica superficial (ρ). No tratamento utilizou-se uma solução alcalina de carbonato de sódio (1M), uma malha de titânio (ânodo) e uma densidade de corrente média de $2 \text{ A/m}^2_{\text{concreto}}$. Medidas de alcalinidade foram realizadas para os concretos de referência (REF), carbonatados (CARB) e realcalinizados (RAE). Os resultados mostram que as amostras submetidas ao tratamento apresentaram maior alcalinidade relativa do que as amostras carbonatadas, o que comprovou a eficiência do tratamento em restabelecer a alcalinidade de todo o cobrimento. A alcalinidade relativa dos concretos, proporcionada pelo tratamento, é função da densidade de carga passante. No entanto, há uma tendência de atenuação dessa influência com o crescimento da carga passante. Os concretos POZ necessitaram de maiores densidades de carga passante e tempo para realcalinizar todo o cobrimento, embora os concretos ARI tenham obtido maiores alcalinidades relativas após o tratamento, mostrando que, na RAE, há uma maior dificuldade no restabelecimento da alcalinidade dos concretos compostos com adições minerais. Além disso, após o tratamento, foi verificado que os concretos POZ tendem demorar mais para conduzir as armaduras à repassivação. As amostras de maior espessura de cobrimento necessitaram de maiores densidade de carga passante e tempo para completar o tratamento e, após o tratamento, tendem a apresentar menor tempo para conduzir as armaduras à repassivação. Com base no monitoramento eletroquímico realizado, observou-se que os valores de E_{corr} indicam tendência de repassivação das armaduras. Por outro lado, embora haja uma tendência de diminuição dos valores de i_{corr} , estes necessitam de maior intervalo de tempo para fornecerem respostas conclusivas acerca da repassivação das barras. Por fim, a densidade de carga passante, suficiente para restabelecer a alcalinidade do concreto de cobrimento, tem papel fundamental na eficiência do tratamento e no tempo de despolarização estimado para a repassivação das armaduras. Por outro lado, a densidade de carga passante, excedente àquela suficiente para a realcalinização completa do concreto de cobrimento, não apresenta influencia expressiva na repassivação das armaduras.

Palavras-chave: realcalinização eletroquímica, carbonatação, concreto armado, durabilidade.

ABSTRACT

A serious problem that can damage reinforced concrete structures in urban environments is the corrosion of steel reinforcement, which takes place mainly due to chloride marine regions penetration into concrete and its carbonation. For this last case, the electrochemical realkalisation (ERA) technique has been recently developed as a rehabilitation method aimed on re-establishing concrete alkalinity, which leads to the re-establishment of the steel passivity. This way, this research aimed to study the influence of concrete characteristic and thickness of concrete cover on the ERA. For this purpose, prismatic concrete specimens were cast with two different thickness of reinforcement concrete cover, two types of Portland cements (Brazilian cements type IV and V) and water to cement ratios of 0,55 e 0,65. The specimens were previously carbonated in a chamber with saturated atmosphere (100% of CO₂). After loosing the passivity, the specimens were subjected to ERA treatment and the process was monitored by spraying thymolphthalein indicator and electrochemical measurements of half-cell corrosion potencial (E_{corr}), corrosion rate (i_{corr}) and superficial resistivity (ρ). These electrochemical measurements were also done along the carbonation period. For the ERA treatment, a sodium carbonate solution (1M) was used as electrolyte, a titanium mesh as the anode and a current density of 2 A/m²_{concrete}. Measurements of alkalinity were carried out for reference (REF), carbonated (CARB) and realkalised (ERA) concretes. The results pointed out that the treated specimens presented higher relative alkalinity than the carbonated specimens and this confirms the efficiency of the ERA, concerning the re-establishment of the concrete cover alkalinity. The alkalinity provided by the treatment is a function of total electric charged passed, which weakens as total charge passed increases. Pozolanic concretes needed higher electric charged passed than OPC concretes to complete realkalisation of concrete cover, although the last one reached higher relative alkalinity levels. This indicates that the effectiveness of concrete realkalisation with pozolanic addition seems to be more difficult. In addition, after the ERA treatment, pozolanic concretes tend to present longer depolarization periods to repassivate reinforcements. The specimens with thicker concrete cover required higher electric charged passed and more time to complete the treatment and, afterwards, tend to present a shorter time to repassivate reinforcements. It was observed that E_{corr} values indicate a reinforcement repassivation tendency. On the other hand, although there is a decrease tendency of i_{corr} values, more time is needed to give definitive responses about reinforcement repassivation. Finally, the electric charged passed, only enough to complete realkalisation of whole concrete cover, has fundamental influence on the efficiency of the treatment and the depolarization period until repassivation. On the other hand, electric charged passed, exceeding that enough to complete realkalisation of whole concrete cover, doesn't present influence on repassivation of steel reinforced.

Keywords: carbonation, concrete, corrosion, durability, electrochemical realkalisation.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Diagrama de Pourbaix de equilíbrio termodinâmico (Fe – H ₂ O; 25°C). (Pourbaix, 1972 <i>apud</i> CASCUDO, 1997).	23
Figura 2.2 – Modelo de vida útil (Tuutti, 1982).	24
Figura 2.3 – Representação esquemática do processo de carbonatação (BAKKER, 1988). ...	26
Figura 2.4 – Avanço da frente de carbonatação ao longo do tempo, sob condições aceleradas (6% de CO ₂ em volume) (adaptado de ROY et al., 1999).	28
Figura 2.5 – Influência do tempo de cura no avanço da frente de carbonatação de concretos com e sem adições minerais (SISOMPHON e FRANKE, 2007).	29
Figura 2.6 – Influência do teor de cimento por m ³ de concreto sobre a profundidade de carbonatação (HO e LEWIS, 1987 <i>apud</i> FIGUEIREDO, 2005).	30
Figura 2.7 – Influência das adições minerais na resistência à carbonatação das argamassas (adaptado de PAPADAKIS, 2000).	32
Figura 2.8 – Influência da interação entre a relação água/aglomerante e o teor de sílica ativa na profundidade de carbonatação do concreto (POSSAN, 2004).	33
Figura 2.9 – Influência da concentração de CO ₂ sobre o coeficiente de carbonatação (SANJUÁN et al., 2003).	34
Figura 2.10 – Influência da concentração de CO ₂ sobre a alcalinidade das soluções dos poros das pastas de cimento durante a carbonatação (adaptado de ANSTICE et al., 2005). ...	35
Figura 2.11 – Representação esquemática da difusão de CO ₂ nas situações de poro seco (a), poro saturado (b) e poro parcialmente preenchido por água (c) (BAKKER, 1988).	36
Figura 2.12 – Variação do grau de carbonatação com a umidade do ambiente (ANDRADE, 1992).	36
Figura 2.13 – Expansão dos diversos produtos de corrosão do aço em relação ao metal original (AALBORG CEMENT COMPANY, 1981 <i>apud</i> MEHTA e MONTEIRO, 2008).	38
Figura 2.14 – Esforços produzidos que levam à fissuração e destacamento do concreto, devidos à corrosão de armaduras (CASCUDO, 1997).	39
Figura 2.15 – Arranjo empregado na realcalinização eletroquímica (MIETZ, 1998).	40
Figura 2.16 – Exemplo de aplicação da realcalinização eletroquímica em estrutura real: (a) malha de titânio ativado sobre uma primeira camada de fibra de celulose encharcada de solução de Na ₂ CO ₃ e (b) coberto com uma segunda camada de fibra de celulose e finalmente selada com película de plástico (BERTOLINI, 2008).	42
Figura 2.17 – Representação esquemática da eletrólise da água no entorno da armadura durante a RAE.	43
Figura 2.18 – Avanço da alcalinidade no entorno da armadura devido à realcalinização eletroquímica (POLDER e Van den HONDEL, 1992).	44
Figura 2.19 – Representação esquemática da eletromigração durante a RAE.	46
Figura 2.20 – Representação esquemática da difusão durante a RAE.	47
Figura 2.21 – Ilustração representativa dos mecanismos que ocorrem durante a realcalinização eletroquímica (YEIH e CHANG, 2005).	51

Figura 2.22 – Fração da área originalmente carbonatada que foi realcalinizada após o tratamento - indicado pela cor vermelho carmim da fenolftaleína (Van den HONDEL e POLDER, 1998).....	54
Figura 2.23 – Influência da densidade de carga passante sobre a velocidade de corrosão durante a RAE (YEIH e CHANG, 2005).	56
Figura 2.24 – Influência da densidade de carga passante sobre o potencial de corrosão durante a RAE (YEIH e CHANG, 2005).....	57
Figura 2.25 – Condições de potencial e pH na superfície das armaduras durante o tratamento da realcalinização eletroquímica (Pourbaix, 1972 <i>apud</i> CASCUDO, 1997; BERTOLINI et al., 1996, adaptado).	58
Figura 2.26 – Evolução das velocidades e dos potenciais de corrosão, antes e depois da RAE (ANDRADE et al., 1999).	59
Figura 2.27 – Variação temporal da velocidade de corrosão de armaduras previamente limpas e sem limpeza: (a) imersas em solução alcalina saturada de Ca(OH)_2 e (b) envolvidas em argamassa não carbonatada (GONZÁLEZ, 2000).	60
Figura 2.28 – Medidas de potenciais de corrosão nas barras dos corpos de prova de concretos previamente carbonatados e realcalinizados eletroquimicamente, após 6, 9, 12 meses da finalização do tratamento (ARAÚJO, 2009).	61
Figura 2.29 – Valores de pH ao longo do tempo, para 10 soluções de carbonato de sódio (ODDEN, 1994).	62
Figura 3.1 – Preparação das barras de aço para moldagem dos corpos de prova de concreto: (a) limpeza superficial; e (b) isolamento das extremidades das barras.	71
Figura 3.2 – Disposição das barras nos corpos de prova de concreto.	72
Figura 3.3 – (a) Forma metálica de um CP 8x8x8 cm; (b) Cura submersa durante sete dias; (c) período de espera em ambiente de laboratório por 180 dias; (d) CP irmãos para verificação da frente de carbonatação e realcalinização.	73
Figura 3.4 – (a) Câmaras de carbonatação; (b) disposição dos CP dentro da câmara de carbonatação e (c) esquema das três câmaras de carbonatação.	74
Figura 3.5 – Esquema cronológico da produção e exposição dos corpos de prova aos ensaios de carbonatação acelerada.	75
Figura 3.6 – (a) Desbaste de 1 cm dos CP, no sentido perpendicular às faces expostas; (b) avaliação da profundidade (frente) de carbonatação através do emprego de solução indicadora de fenolftaleína a 1%	76
Figura 3.7 – (a) CP submersos na solução de Na_2CO_3 , antes da aplicação do campo elétrico e (b) Arranjo elétrico com as fontes durante a realcalinização eletroquímica.	77
Figura 3.8 – Esquema de montagem das instalações da realcalinização eletroquímica.	77
Figura 3.9 – Esquema elétrico utilizado durante RAE.....	78
Figura 3.10 – Avaliação do avanço da frente de realcalinização no concreto através do emprego de solução indicadora de timolftaleína a 1%.....	80
Figura 3.11 – Medidas de potencial de corrosão e resistência de polarização: (a) eletrodo de Cu-CuSO_4 (ESC) (b) potenciostato de bancada (ParStat 2263).	81
Figura 3.12 – Esquema para medida dos potenciais de corrosão (CASCUDO, 2005).	81
Figura 3.13 – Configuração de quatro eletrodos para a medida da resistividade elétrica do concreto (CASCUDO, 1997).	84

Figura 3.14 – Esquema cronológico das etapas envolvidas no tratamento da RAE.....	85
Figura 3.15 – Fluxograma geral da pesquisa.....	88
Figura 4.1 – Avanço da frente de carbonatação em função do tempo de carbonatação.	90
Figura 4.2 – Verificação do avanço da frente de carbonatação através da aspersão de solução alcoólica de fenolftaleína (a 1%) nos concretos com relação a/c 0,65 moldados com cimento Portland do tipo V – ARI: (a) 19 dias - 0,8mm; (b) 36 dias - 2,7mm; (c) 47 dias - 10,4mm; (d) 60 dias - 16,2mm e (e) 73 dias - 27,7mm.	92
Figura 4.3 – Monitoramento do ganho de massa dos CP de concreto submetidos à carbonatação acelerada.....	93
Figura 4.4 – Monitoramento eletroquímico das armaduras durante a carbonatação acelerada dos concretos CP V (ARI 0,55 10): (a) potencial de corrosão; (b) densidade de corrente de corrosão.....	95
Figura 4.5 – Evolução dos valores de resistência ôhmica do sistema empregado durante a RAE.....	97
Figura 4.6 – Avanço da realcalinização em relação à densidade de carga passante.....	98
Figura 4.7 – Avanço da realcalinização em relação à duração do tratamento.....	101
Figura 4.8 – Verificação do avanço da realcalinização durante a RAE através da aspersão de solução alcoólica de timolftaleína (a 1%) dos concretos POZ 0,65 25: avanço da realcalinização em aproximadamente (a) 38%; (b) 75%; (c) 77%; (d) 90% e (e) 100%.	102
Figura 4.9 – Alcalinidade relativa de amostras de concreto extraídas do entorno das armaduras (0-8mm a partir da superfície da armadura) dos CP (REF, CARB e RAE).....	105
Figura 4.10 – Alcalinidade relativa de amostras de concreto extraídas a três diferentes profundidades em relação à superfície dos concretos: (a) CP V - ARI 0,65 25 (REF, CARB e RAE) e (b) CP IV - POZ 0,65 25 (REF, CARB e RAE).	107
Figura 4.11 – Relação entre a densidade de carga passante durante a RAE e a alcalinidade relativa de amostras extraídas de camadas próximas à superfície da armadura (0 - 8mm), para os concretos CP V - ARI e CP IV - POZ.....	109
Figura 4.12 – Monitoramento eletroquímico do potencial de corrosão (ESC) das armaduras durante a carbonatação acelerada e a RAE: (a) CP V – ARI 0,65 10; (b) CP V – ARI 0,65 25; (c) CP IV – POZ 0,55 10; (d) CP IV – POZ 0,65 10 e (e) CP IV – POZ 0,65 25).	112
Figura 4.13 – Monitoramento eletroquímico da velocidade de corrosão das armaduras durante a carbonatação acelerada e a RAE: (a) CP V – ARI 0,65 10; (b) CP V – ARI 0,65 25; (c) CP IV – POZ 0,55 10; (d) CP IV – POZ 0,65 10 e (e) CP IV – POZ 0,65 25).....	114
Figura 4.14 – Monitoramento eletroquímico da resistividade elétrica superficial dos concretos durante a carbonatação acelerada e a RAE: (a) CP V – ARI 0,65 10; (b) CP V – ARI 0,65 25; (c) CP IV – POZ 0,55 10; (d) CP IV – POZ 0,65 10 e (e) CP IV – POZ 0,65 25).	117
Figura 4.15 – Curvas de tendências das medidas de potencial de corrosão após a RAE.....	120
Figura 4.16 – Tendências das medidas de velocidade de corrosão após a RAE.	122
Figura 4.17 - Influência da densidade de carga passante sobre a repassivação das armaduras através de monitoramento eletroquímico após a RAE: potencial de corrosão (ESC) das armaduras: (a) CP IV – POZ 0,55 10 e (b) CP IV – POZ 0,65 10.	124

Figura 4.18 – Influência da densidade de carga passante sobre a repassivação das armaduras através de monitoramento eletroquímico após a RAE: velocidade de corrosão das armaduras: (a) CP IV – POZ 0,55 10 e (b) CP IV – POZ 0,65 10.	125
Figura AP1 - Verificação da completa realcalinização após a RAE através da aspersão de solução alcoólica de timolftaleína (a 1%) dos concretos: (a) ARI 65 10; (b) ARI 65 25; (c) POZ 55 10 e (d) POZ 65 10.	141
Figura AN1 – Caracterização do aço empregado na pesquisa.	143

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Expansão da reação álcali-agregado depois de um ano de estocagem das amostras a 38°C e 100% de umidade relativa (mm/m) (BANFILL e AL-KADHIMI, 1998).....	65
Tabela 3.1 – Características dos materiais e condições de ensaio adotadas.....	67
Tabela 3.2 – Resistência à compressão aos 90 dias, abatimento do tronco de cone e teor de aditivo (% da massa de cimento) para concretos utilizados na pesquisa.	70
Tabela 3.3 – Critérios de avaliação do potencial de corrosão de acordo com a ASTM C-876 (1999).	82
Tabela 3.4 – Classificação dos níveis de velocidade de corrosão (ANDRADE e ALONSO, 2001).....	83
Tabela 3.5 – Critérios de avaliação da resistividade superficial – RILEM.	84
Tabela 4.1 – Relação entre tempo de despolarização estimado, densidade de carga passante e alcalinidade relativa.	121
Tabela AP1 – Distribuição granulométrica e massa específica do agregado miúdo (areia) utilizado na pesquisa.	139
Tabela AP2 – Distribuição granulométrica e massa específica do agregado graúdo (pedra granítica britada) utilizado na pesquisa.	139
Tabela AP3 – Resumo dos ensaios realizados na pesquisa, incluindo a quantidade e as dimensões dos corpos de prova (CP) utilizados para cada ensaio.	140
Tabela AN1 – Caracterização físico-química do cimento Portland do tipo V - ARI.	142
Tabela AN2 – Caracterização físico-química do cimento Portland do tipo IV - Pozolânico.	143

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
1.1 JUSTIFICATIVA E IMPORTÂNCIA DO TEMA	15
1.2 OBJETIVOS	18
1.3 LIMITES DA PESQUISA	19
1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	20
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	21
2.1 CORROSÃO DAS ARMADURAS	21
2.1.1 Passivação da armadura	21
2.1.2 Iniciação e propagação da corrosão	24
2.1.3 Despassivação por Carbonatação	25
2.1.4 Mecanismo e efeitos da corrosão	37
2.2 REALCALINIZAÇÃO ELETROQUÍMICA (RAE)	40
2.2.1 Características gerais da técnica	40
2.2.2 Princípios e mecanismos envolvidos na realcalinização eletroquímica	42
2.2.3 Alguns fatores que influenciam a realcalinização eletroquímica	51
2.2.4 Relação do tratamento com a repassivação das armaduras	55
2.2.5 Durabilidade do tratamento	61
2.2.6 Monitoramento e aceitação do tratamento	63
2.2.7 Efeitos do tratamento sobre o concreto	64
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL	67
3.1 VARIÁVEIS DE ESTUDO	67
3.1.1 Relação água/cimento	68
3.1.2 Tipo de cimento	68
3.1.3 Espessura do concreto de cobrimento	68
3.1.4 Densidade de carga passante	69
3.2 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS EMPREGADOS	69
3.3 PREPARAÇÃO DOS CORPOS-DE-PROVA PARA OS ENSAIOS DE RAE	71
3.4 CARBONATAÇÃO DOS CONCRETOS	73
3.5 REALCALINIZAÇÃO ELETROQUÍMICA	76
3.6 MONITORAMENTO ELETROQUÍMICO	80
3.6.1 Potencial de corrosão	81
3.6.2 Resistência de polarização	82
3.6.3 Resistividade elétrica superficial	83
3.6.4 Etapas do monitoramento eletroquímico	85
3.7 ENSAIOS COMPLEMENTARES	86

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO	89
4.1 CARBONATAÇÃO ACELERADA.....	89
4.1.1 Avanço da frente de carbonatação.....	89
4.1.2 Monitoramento da massa dos concretos	93
4.1.3 Monitoramento eletroquímico	94
4.2 REALCALINIZAÇÃO ELETROQUÍMICA (RAE).....	96
4.2.1 Monitoramento de parâmetros elétricos dos sistemas estudados e do tempo do tratamento	96
4.2.2 Monitoramento do avanço da realcalinização	98
4.2.3 Monitoramento da alcalinidade dos concretos.....	105
4.2.4 Monitoramento dos parâmetros eletroquímicos: antes, durante e após o tratamento	109
4.2.5 Análise de tendências das medidas eletroquímicas após o tratamento	119
4.2.6 Influência da densidade de carga passante sobre a repassivação das armaduras.....	123
5 CONCLUSÕES	127
6 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	130
7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	131
APÊNDICE A.....	139
APÊNDICE B	140
APÊNDICE C	141
ANEXO A	142

1 INTRODUÇÃO

1.1 JUSTIFICATIVA E IMPORTÂNCIA DO TEMA

Um dos maiores problemas que afeta as estruturas de concreto armado inseridas em ambientes urbanos é a corrosão das armaduras de aço, que ocorre, principalmente, pela ação dos cloretos ou pela carbonatação do concreto. Em ambientes urbanos, distantes da zona marítima, a carbonatação é geralmente a principal responsável pela corrosão. Entretanto, em ambientes urbanos próximos à zona marítima, a carbonatação e a ação dos cloretos podem agir simultaneamente e causar a corrosão. Em ambos os casos, muitos são os estudos que tentam avaliar o comportamento do fenômeno de corrosão em função de características dos materiais e do ambiente, com o objetivo de estabelecer parâmetros de projeto ou fazer estimativas de vida útil da estrutura (TUUTTI, 1982; HO e LEWIS, 1987; BAKKER, 1988; MEIRA, 2004).

Para corrigir e/ou prevenir problemas de corrosão em estruturas de concreto, vários métodos de reparo e de proteção têm sido utilizados, tais como a execução de reparos localizados, o uso de inibidores de corrosão, a aplicação de pinturas superficiais sobre o aço e o concreto, a proteção catódica etc. Nos últimos anos, além da proteção catódica, estudos sobre outros métodos eletroquímicos para proteção e reabilitação de estruturas de concreto armado atacadas pela corrosão de armaduras têm sido realizados pelo meio científico. Dentre eles, a extração eletroquímica de cloretos (EEC) e a realcalinização eletroquímica (RAE) ocupam espaço importante no conjunto de pesquisas realizadas sobre o tema (BANFILL, 1996; BERTOLINI et al., 1996; ANDRADE et al., 1999; MONTEIRO, 2002). No país, alguns trabalhos na área de realcanilização de concretos carbonatados já foram desenvolvidos, porém, utilizando-se principalmente uma técnica alternativa à RAE conhecida como RAQ (realcalinização química), cujo mecanismo de realcalinização ocorre por absorção/difusão de soluções alcalinas a partir da superfície dos concretos carbonatados (ARAÚJO, 2004; SÁ, 2006; MOREIRA, 2006; ARAÚJO, 2009).

A realcalinização eletroquímica consiste na aplicação de um campo elétrico entre a armadura da estrutura e um ânodo externo, na presença de uma solução alcalina, com o objetivo de restabelecer a alcalinidade do concreto perdida com o processo de carbonatação

(BANFILL, 1994; ODDEN, 1994). De modo diferente da proteção catódica, é um tratamento de aplicação temporária, que cessa após a realcalinização do concreto de cobrimento. Além disso, não produz uma intervenção destrutiva na estrutura, como ocorre na execução dos reparos localizados.

Sendo um tratamento temporário tem o objetivo de reinstalar a proteção contra a corrosão sem quebrar estruturalmente o concreto velho e sem a aplicação permanente de corrente elétrica (POLDER e Van den HONDEL, 1992) como é requerido na proteção catódica.

Embora a RAE tenha apresentado eficiência em relação à realcalinização do concreto, a possibilidade de repassivação das armaduras após a aplicação do tratamento ainda é um aspecto em discussão no meio científico. Trabalhos como os de Odden (1994), Andrade et al. (1999) e Yieh et al. (2005) se apresentam favoráveis à repassivação das armaduras, embora os resultados apresentados não possam ser vistos como conclusivos. Por outro lado, trabalhos como os de González et al. (2000) e Miranda et al. (2003 e 2006) questionam os resultados do tratamento em relação à repassivação da armadura. Outro aspecto importante a observar é que, em alguns estudos realizados sobre a eficiência da repassivação do tratamento, tem-se utilizado apenas a técnica eletroquímica do potencial de corrosão, que por si só, pode não garantir a efetiva repassivação das armaduras. Sendo assim, o mais prudente seria utilizar-se dessa técnica em conjunto com outras técnicas eletroquímicas tais como resistência de polarização e resistividade elétrica, para garantir um monitoramento mais efetivo quanto à repassivação das armaduras.

Boa parte dos estudos sobre realcalinização eletroquímica foi realizada com o objetivo de entender as características dos fenômenos envolvidos (ANDRADE et al., 1999; CASTELLOTE et al., 2006). Aspectos relacionados aos efeitos secundários do método, como alteração das características micro-estruturais do concreto, bem como o comportamento do método em função de características das estruturas reais, como tipo de concreto e arranjo estrutural da armadura, ainda carecem de mais estudos (BERTOLINI et al., 1996; YEIH e CHANG, 2005).

Diante do cenário aqui exposto e considerando as vantagens do método, no que se refere à sua rápida aplicação e características não destrutivas, verifica-se a necessidade de conhecer melhor o método de realcalinização eletroquímica em relação ao seu comportamento

diante de propriedades das estruturas reais, tais como espessura da capa de cobrimento da armadura e características da matriz de concreto, bem como estudar a eficiência do método em relação à repassivação das armaduras. Nesse sentido, foi proposto o presente estudo, com o objetivo de conhecer melhor o método aqui apresentado e avaliar a influência de características da estrutura de concreto na aplicação e eficiência deste tratamento.

1.2 OBJETIVOS

Este trabalho tem como objetivo geral estudar a influência de características do concreto e da espessura de cobrimento da armadura na eficiência da técnica de realcalinização eletroquímica de concretos carbonatados. Como desdobramento do objetivo geral, os objetivos específicos envolvem os seguintes pontos:

- Estudar a influência da relação água/cimento e de dois tipos de cimento Portland no comportamento do processo de realcalinização eletroquímica.
- Avaliar a influência da espessura de cobrimento da armadura no comportamento do processo de realcalinização eletroquímica.
- Avaliar o tempo de operação do método de tratamento empregado necessário para realcalinizar concretos com diferentes características.
- Estudar a influência do tratamento de realcalinização empregado sobre a alcalinidade dos concretos.
- Analisar a eficiência do tratamento de realcalinização empregado no que diz respeito à repassivação das armaduras.

1.3 LIMITES DA PESQUISA

Como primeira limitação desta pesquisa destacam-se os materiais regionais utilizados, os quais apresentam características próprias e, portanto, os resultados aqui obtidos estão circunscritos aos materiais analisados.

O curto período de avaliação das medidas eletroquímicas (até aproximadamente 75 dias após o tratamento) dificultou a análise conclusiva acerca da eficiência do tratamento no que se refere à capacidade de repassivação das armaduras. De fato, mesmo após este período, as velocidades de corrosão (i_{corr}) não haviam se estabilizado completamente, indicando que seria necessário mais tempo para avaliar a tendência de repassivação das armaduras. Desse modo, o monitoramento eletroquímico continuará sendo realizado, ficando a apresentação e discussão dos resultados adicionais para uma etapa posterior, por meio de artigos científicos.

Outra limitação da pesquisa está relacionada às condições aceleradas assumidas nos ensaios de carbonatação, por representarem condições de um ambiente específico de estudo diferente da carbonatação natural. Do mesmo modo, na execução da realcalinização eletroquímica, o ambiente de laboratório impõe limites a esta pesquisa. Dessa forma, os resultados obtidos, apesar de mostrarem o comportamento do tratamento frente às diferentes características estruturais estudadas em laboratório, podem ser um pouco diferentes da aplicação em campo. Por isso, para a aplicação em estruturas reais, aconselha-se a realização de testes prévios em pequenas áreas do concreto a ser tratado.

1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação encontra-se estruturada em sete capítulos.

O Capítulo I consta da presente introdução, englobando a justificativa e importância do tema, os objetivos, os limites da pesquisa e a estrutura da dissertação.

O Capítulo II traz a fundamentação teórica (revisão bibliográfica). O mesmo destaca o fenômeno da corrosão das armaduras, os métodos eletroquímicos utilizados para tratamento de estruturas que sofrem corrosão das armaduras e, especificamente, o método de realcalinização eletroquímica para o tratamento de concretos carbonatados.

No Capítulo III é apresentado o programa experimental, incluindo todos os materiais utilizados na realização deste trabalho.

No Capítulo IV são apresentados os resultados e discussões relativos aos ensaios realizados no programa experimental.

As conclusões originadas deste estudo encontram-se no Capítulo V. No Capítulo VI são feitas sugestões para trabalhos futuros.

Por fim, no Capítulo VII, foram catalogadas todas as referências bibliográficas utilizadas na pesquisa. Ao final da dissertação, seguem os apêndices e os anexos.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Este capítulo trata da revisão bibliográfica que foi realizada com intuito de fundamentar a presente pesquisa. Para facilitar o entendimento sobre o tratamento de RAE, o capítulo foi dividido em duas seções. Na primeira seção (2.1), discute-se o fenômeno da corrosão das armaduras no interior do concreto. Na segunda seção (2.2), discute-se o tratamento de realcalinização eletroquímica de concretos carbonatados.

2.1 CORROSÃO DAS ARMADURAS

A elevada alcalinidade do concreto é responsável pela condição de passivação das armaduras, o que garante a sua proteção. Todavia, essa proteção não é estabelecida para sempre, podendo ser perdida com a queda da alcalinidade do concreto. Neste item, são discutidas as condições que garantem a passivação das armaduras de aço no concreto; os períodos de iniciação e propagação da corrosão; o fenômeno de carbonatação, que leva à destruição desta condição de passivação e o mecanismo e efeitos da corrosão. No caso da carbonatação, discutem-se, também, os principais fatores influentes no avanço da frente de carbonatação.

2.1.1 Passivação da armadura

O concreto é um material cuja microestrutura normalmente é vista como sendo constituída por três fases principais: agregado, zona de transição e pasta de cimento hidratada. A pasta de cimento hidratada contém quatro principais espécies de sólidos: silicato de cálcio hidratado (C-S-H) que compõe de 50 a 60% do volume de sólidos e é o maior responsável pelas propriedades da pasta; hidróxido de cálcio Ca(OH)_2 - também chamado portlandita - que constitui 20 a 25% do volume de sólidos; sulfoaluminatos de cálcio e grãos de clínquer não hidratados (METHA e MONTEIRO, 2008). Das três fases mencionadas, a pasta de cimento hidratada é a responsável pela alcalinidade dos concretos. Segundo Longuet et al. (1973, *apud* BAKKER, 1988), essa alcalinidade é resultante do Ca(OH)_2 e demais componentes alcalinos, como os hidróxidos de sódio (NaOH) e potássio (KOH) presentes na

solução dos poros dos concretos e, de acordo com Saetta et al. (1995), apresenta valores típicos de pH entre 12,5 e 13,5 (em concretos jovens).

As condições alcalinas do concreto proporcionam a formação de uma película passivadora sobre a superfície do aço. Essa película é gerada por uma rápida e extensa reação eletroquímica onde, em presença de oxigênio, há a formação de um filme de óxidos fino e aderente ao aço, formando, na superfície do metal, uma camada protetora (POURBAIX, 1987 *apud* MEIRA, 2004). Desde que essa película se mantenha estabilizada e inalterada, por ser densa e impenetrável, ela é suficientemente capaz de evitar a posterior corrosão do aço (BROOMFIELD, 1997).

As películas passivadoras do ferro são compostas essencialmente de Fe_2O_3 . Contudo, elas contêm certa proporção de Fe^{2+} perto da interface metal/óxidos. Certos autores atribuem à película passivadora do ferro uma estrutura dúplex: uma camada externa de $\gamma\text{-Fe}_2\text{O}_3$ e uma camada interna de Fe_3O_4 (GEMELLI, 2001). De acordo com Broomfield (1997), além dos óxidos e hidróxidos metálicos, as películas passivadoras são também, provavelmente, constituídas por minerais provenientes do cimento. Nesse sentido, esse é um tema ainda cercado de incertezas.

A formação e estabilidade da película passivadora sobre a superfície do aço depende do pH do eletrólito no entorno da armadura. Na ausência de cloretos ou outros íons despassivadores, tem-se observado a formação e manutenção de uma película passivadora capaz de evitar a corrosão, desde que o pH seja maior do que 11,5 (BENTUR et al., 1997).

As condições de pH e potencial da armadura definem distintas condições de equilíbrio para os metais, usualmente representada através dos diagramas de Pourbaix (Figura 2.1), através de zonas de passivação, corrosão e imunidade.

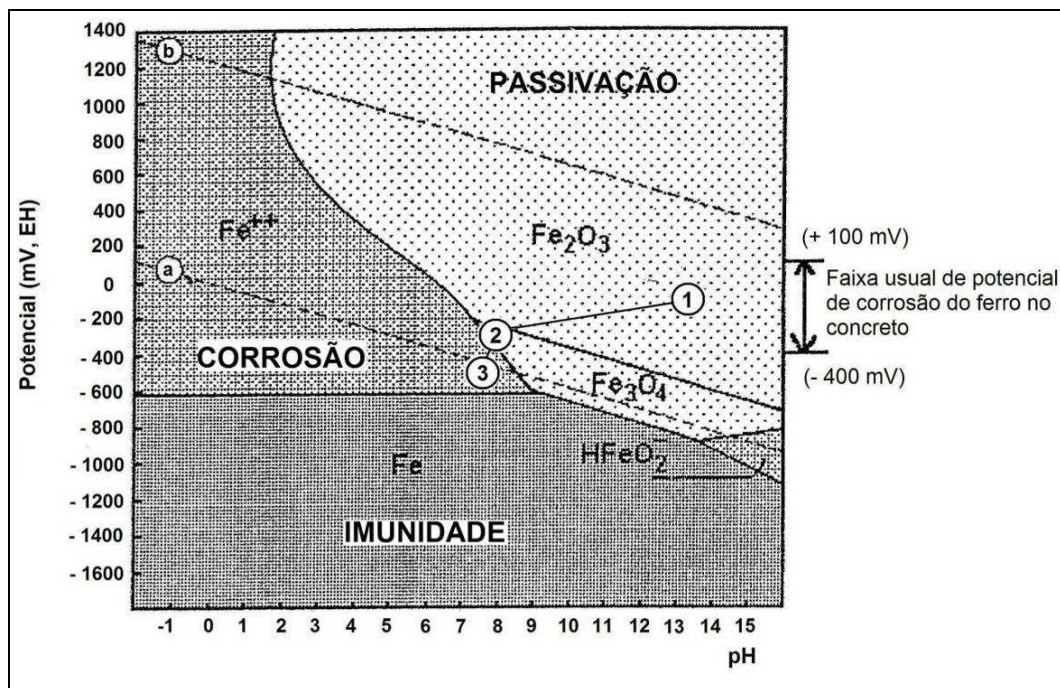


Figura 2.1 – Diagrama de Pourbaix de equilíbrio termodinâmico (Fe – H₂O; 25°C). (Pourbaix, 1972 *apud* CASCUDO, 1997).

O estado definido como de “passivação” supõe que o metal se recobre de uma capa de óxidos (película passivadora), que atua como barreira impedindo a oxidação posterior. O estado de “imunidade” supõe que o material não se corrói a não ser que se alterem as condições termodinâmicas para isso; é o estado em que se situam os metais submetidos à proteção catódica (ANDRADE, 1992).

Entretanto, a película passivadora não permanece inalterada para sempre e, após sua quebra, inicia-se o processo da corrosão. O desenvolvimento de um processo de corrosão supõe a quebra da película passivadora (despassivação) que protege a armadura e o conseqüente desenvolvimento de interações destrutivas entre o aço e o ambiente (CASCUDO, 1997). De acordo com Bakker (1988), a quebra da película passivadora ocorre em função da penetração de substâncias agressivas que atuam, principalmente, através dos seguintes mecanismos:

- A redução do pH do concreto para valores menores que 9,0 através da ação do gás carbônico presente na atmosfera (carbonatação).
- A presença do agente despassivador íon cloreto (Cl⁻) em quantidade suficiente para romper localmente a barreira da camada passivadora.

2.1.2 Iniciação e propagação da corrosão

O fenômeno de corrosão pode ser estudado segundo o modelo de vida útil de Tuutti (Figura 2.2). Nesse modelo, a primeira fase é a fase de iniciação da corrosão, na qual a armadura está passiva, porém ocorre o fenômeno da carbonatação ou penetração de cloretos na capa de cobrimento do concreto, o que pode provocar a despassivação da armadura. A segunda fase é a fase de propagação da corrosão que se inicia quando o aço é despassivado e acaba quando um estado limite é atingido, a partir do qual as consequências da corrosão não podem mais ser toleradas (TUUTTI, 1982).

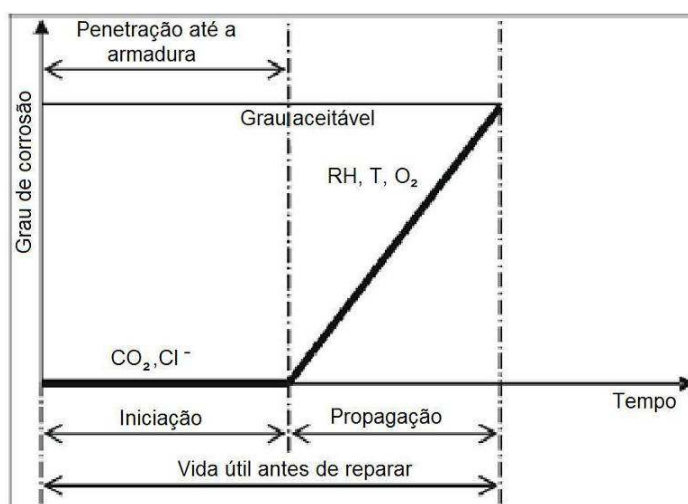


Figura 2.2 – Modelo de vida útil (Tuutti, 1982).

A fase de iniciação depende essencialmente do transporte dos agentes agressivos, tais como CO_2 e íons cloretos, para o interior do concreto de cobrimento (SAETTA et al., 1995). Essa fase pode ser estimada como uma função da natureza do ambiente agressivo e da espessura e qualidade do concreto de cobrimento (TUUTTI, 1980 *apud* GONZÁLEZ et al. 1996).

A fase de propagação se caracteriza pelo desenvolvimento das reações de corrosão, as quais podem ser mais ou menos rápidas, em função das variáveis que controlam a cinética das reações, ou seja, disponibilidade de oxigênio, resistividade do meio, etc (MEIRA, 2004).

Desta forma, o concreto de cobrimento passa a ter um papel de extrema importância na proteção da armadura frente à corrosão. Helene (1986) destaca a dupla função do concreto de cobrimento bem executado, a saber: a proteção química e a proteção física. A proteção

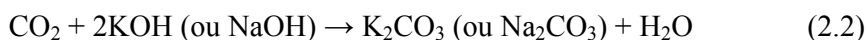
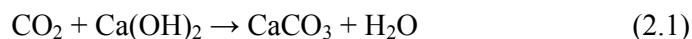
química garante a estabilidade da película passivadora da armadura e a proteção física dificulta a entrada de agentes agressivos externos e a sua chegada ao nível da armadura.

2.1.3 Despassivação por Carbonatação

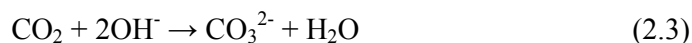
Em ambientes urbanos, é comum haver concentrações mais elevadas de gás carbônico no ar atmosférico. Segundo Neville (1997), em grandes cidades, o teor de CO₂ pode variar de 0,3 a 1%. Um exemplo de concreto exposto a concentrações muito altas de CO₂ é o de revestimentos de túneis para veículos. Nessas condições, as moléculas de dióxido de carbono presentes no ar atmosférico geralmente penetram no concreto e provocam a carbonatação.

A carbonatação é o resultado da interação entre o dióxido de carbono presente na atmosfera e os hidróxidos alcalinos presentes no concreto, resultando na formação, principalmente, do carbonato de cálcio (CaCO₃) (BROOMFIELD, 1997). Essa interação ocorre da superfície para o interior do concreto.

A reação do CO₂ com os hidróxidos ocorre, na presença de água, conforme as reações simplificadas mostradas nas equações (2.1) e (2.2):



Na realidade, outras reações intermediárias são necessárias para que ocorra a reação principal da carbonatação. Em se tratando da carbonatação do hidróxido de cálcio, que é a mais preponderante, Taylor (1997) descreve que o CO₂ se dissolve na solução dos poros da pasta de cimento, produzindo o CO₃²⁻ (Eq. 2.3). Enquanto isso, os íons OH⁻ e Ca²⁺ são produzidos principalmente pela dissolução do Ca(OH)₂ (Eq. 2.4). Por fim, o CO₃²⁻ reage com o Ca²⁺ para produzir o CaCO₃ (Eq. 2.5).



O hidróxido de cálcio é menos solúvel que os outros álcalis do cimento, o hidróxido de sódio e o hidróxido de potássio. Como a solubilidade do Ca(OH)_2 depende da concentração de OH^- na solução intersticial, a reação de carbonatação começa através dos álcalis NaOH e KOH passando a seguir ao Ca(OH)_2 . A longo prazo, o C-S-H também pode ser atacado, deteriorando ainda mais a pasta de cimento Portland. O avanço da carbonatação comporta então uma série de reações complexas e intermediárias sendo o carbonato de cálcio, CaCO_3 , o produto preponderante no final do processo (TUUTTI, 1982 *apud* HELENE, 1993).

Neville (1997) destaca que, em concretos contendo somente cimento Portland, é apenas a carbonatação do Ca(OH)_2 que interessa. Por outro lado, Papadakis (2000) ressalta que nos concretos contendo cimentos Portland compostos com adições pozolânicas (menor reserva alcalina) não apenas o hidróxido de cálcio é carbonatado, mas também o silicato de cálcio hidratado (C-S-H), que é o principal produto das reações pozolânicas.

O resultado dessas interações é que o pH do concreto passa de aproximadamente 13 para abaixo de 9 (BAKKER, 1988) (Figura 2.3). Por conta disso, no processo de carbonatação tem-se a formação de uma frente, chamada de “frente de carbonatação”, que separa duas zonas com pH diferentes, sendo uma com pH menor do que 9 (carbonatada) e outra com pH mais elevado (não carbonatada) (FERNANDEZ, 1984 *apud* CASCUDO, 1998).

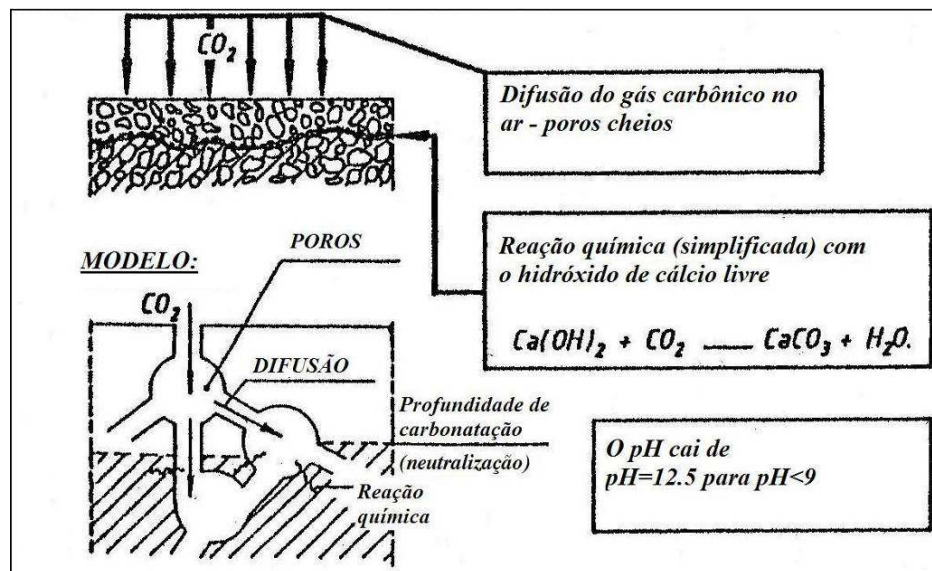


Figura 2.3 – Representação esquemática do processo de carbonatação (BAKKER, 1988).

O avanço da frente de carbonatação tem consequência direta no estado de passivação ou despassivação da armadura, o que pode ser representado sobre o diagrama de Pourbaix

(Figura 2.1). Enquanto a frente de carbonatação não atinge o nível das armaduras, a alcalinidade do concreto ainda é elevada e a armadura permanece em estado de passivação, que é representado pelo ponto (1). Quando a frente de carbonatação atinge o nível das armaduras, a película passivadora, que usualmente reveste e protege a superfície da armadura de aço contra a corrosão, torna-se instável e é quebrada, o que pode ser representado pelo ponto (2). Após a perda da estabilidade da película passivadora, segue-se o período de propagação da corrosão, onde ocorre o desenvolvimento das interações destrutivas entre o aço e o ambiente, o que é representado pelo ponto (3) (Ver Figura 2.1).

O tempo necessário para que a frente de carbonatação avance no concreto, desde a superfície até atingir a armadura, é função da espessura do concreto de cobrimento e do coeficiente de difusão do CO_2 nesse concreto (BENTUR et al., 1997), além das características da microestrutura do concreto e das condições de umidade do mesmo.

Segundo Houst e Wittmann (2002), vários fatores influenciam o avanço da frente de carbonatação, tais como: relação água/cimento (a/c); condições de cura; consumo de cimento; tipo de cimento/reserva alcalina; concentração de CO_2 no ar atmosférico; teor de umidade; temperatura, presença de fissuras e zonas danificadas.

A seguir serão comentados os seis primeiros fatores, por serem estes os que estão relacionados com as variáveis envolvidas nessa pesquisa.

2.1.3.1 Influência da relação água/cimento

Sabe-se que a porosidade é diretamente proporcional à relação água/cimento do concreto. Além disso, vários pesquisadores comprovaram a estreita relação entre a porosidade e a resistência à carbonatação dos concretos e argamassas (HO e LEWIS, 1987; RUSSELL et al., 2001; MEIRA et al., 2006; KULAKOWSKI et al., 2006; SEIDLER et al., 2006). Os concretos com baixa porosidade carbonatam a uma velocidade menor quando comparados àqueles com alta porosidade. Como regra, considerando o uso dos mesmos materiais na dosagem, quanto menor a porosidade de um concreto maior é sua resistência à carbonatação. Dessa forma, a relação água/cimento é diretamente proporcional ao avanço da frente de carbonatação.

A Figura 2.4 mostra a profundidade de carbonatação ao longo do tempo, para diversas relações água/cimento de concretos carbonatados sob condições aceleradas (6% de CO_2 em

volume), e observa-se que quanto maior a relação água/cimento, maior é o avanço da frente de carbonatação (ROY et al., 1999).

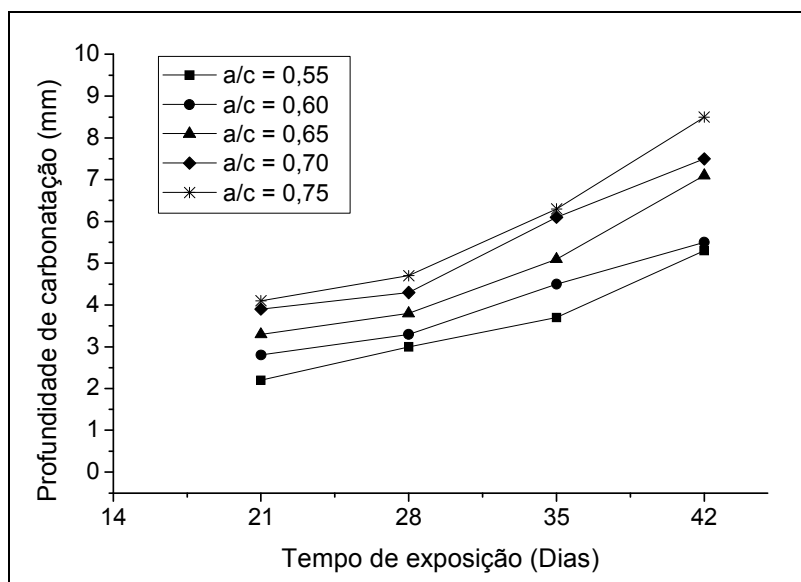


Figura 2.4 – Avanço da frente de carbonatação ao longo do tempo, sob condições aceleradas (6% de CO₂ em volume) (adaptado de ROY et al., 1999).

2.1.3.2 Condições de cura

A cura do concreto envolve as condições que promovem a hidratação do cimento, como tempo, temperatura e umidade, consideradas imediatamente depois do lançamento de uma mistura de concreto na fôrma (METHA e MONTEIRO, 2008). Os métodos de cura empregados e o tempo de cura utilizado para cada um desses métodos têm influência na resistência à carbonatação dos concretos (NEVILLE, 1997).

Se o concreto for curado de forma ineficiente a hidratação da pasta de cimento será prejudicada, resultando em uma matriz cimentícia mais porosa (BERTOLINI et al., 2004). Neville (1997) alerta que a microestrutura dessa matriz resultante, por ser mais porosa, facilita a difusão do CO₂. Por consequência, o concreto mais afetado é o de cobrimento, que tem a função de proteger armaduras, visto que é a parte mais suscetível à evaporação de água

De acordo com Bakker (1988), com o aumento do grau de hidratação do cimento, a porosidade decresce e isso ocorre rapidamente quando não há perda de água durante a cura, ou seja, quando uma cura eficiente é aplicada.

Portanto, quanto maior o tempo e mais eficiente for o método de cura empregado, maior será o grau de hidratação do cimento, menor será a porosidade e, por consequência, menor será a carbonatação (FIGUEIREDO, 2005). Além disso, deve se levar em conta que os materiais com adições pozolânicas requerem maior tempo de cura para o desenvolvimento das reações (cerca de 28 dias para seu início) e que eles seriam desfavorecidos com períodos curtos de cura (PAULETTI et al., 2007). A Figura 2.5 mostra a influência do tempo de cura num estudo de carbonatação acelerada (3% CO₂ em volume), para concretos de cimentos Portland comuns (CP I) e de alto forno (CP III), ambos, com e sem adições de cinza volante (CV) (SISOMPHON e FRANKE, 2007). Nota-se que quanto menor o tempo de cura, maior é o avanço da frente de carbonatação, sendo esse comportamento mais acentuado para os concretos contendo adições minerais.

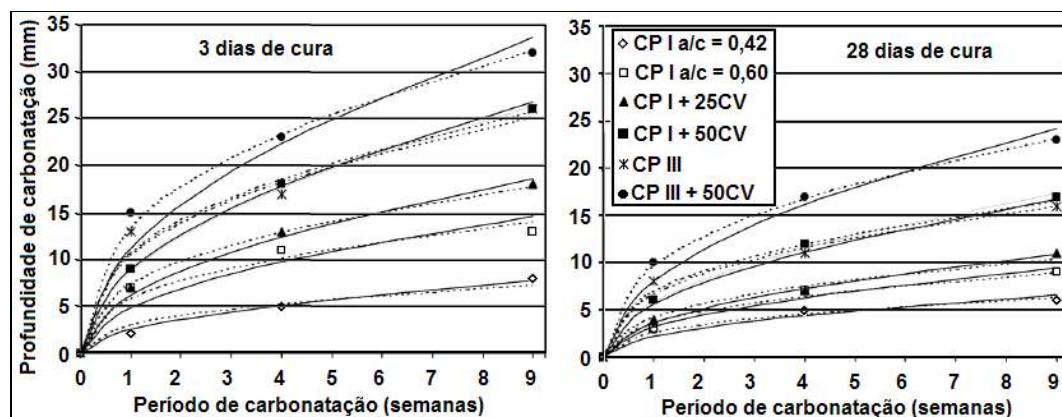


Figura 2.5 – Influência do tempo de cura no avanço da frente de carbonatação de concretos com e sem adições minerais (SISOMPHON e FRANKE, 2007).

2.1.3.3 Consumo de cimento

O consumo de cimento por metro cúbico do concreto exerce certa influência na sua resistência à carbonatação. Américo e Nepomuceno (2003) realizaram estudo com argamassas de uma mesma relação água/cimento, contendo três diferentes teores de cimento (445, 545 e 645 kg/m³), com intuito de avaliar a influência desta variável sobre o período de iniciação e propagação da corrosão. Os resultados mostraram que o período de iniciação da corrosão é menor para as barras protegidas pelas argamassas contendo menor teor de cimento, confirmando que a diminuição do teor de cimento no concreto facilita o avanço da frente de carbonatação, pois a variação no teor de cimento, para uma mesma relação água/cimento, altera a microestrutura das argamassas.

Ho e Lewis (1987, *apud* FIGUEIREDO, 2005) verificaram que ao aumentar a quantidade de cimento, ou cimento mais cinza volante, por metro cúbico de concreto, ocorreu uma diminuição na carbonatação (Figura 2.6).

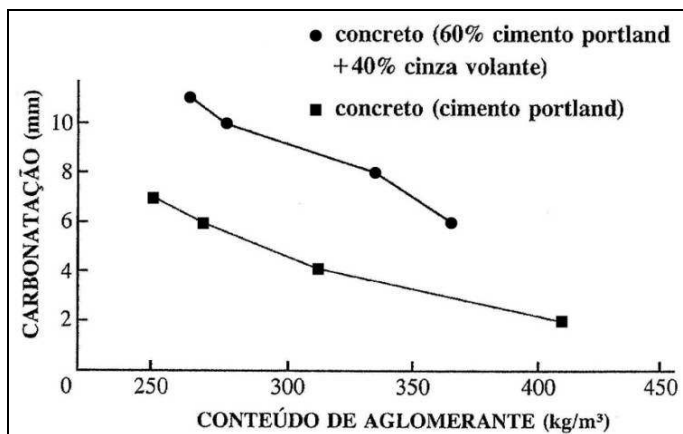


Figura 2.6 – Influência do teor de cimento por m³ de concreto sobre a profundidade de carbonatação (HO e LEWIS, 1987 *apud* FIGUEIREDO, 2005).

Isto se justifica pois, um concreto com maior teor de cimento terá uma maior reserva alcalina, ou seja, maior quantidade de Ca(OH)_2 para ser consumido, sendo necessário mais CO_2 para carbonatar uma mesma espessura de concreto. Além disso, notoriamente, esse concreto terá uma menor porosidade e, por consequência, uma maior resistência à carbonatação.

2.1.3.4 Tipo de cimento

Tanto o efeito físico de barreira quanto o efeito químico da reserva alcalina (para fixação do CO_2) dos cimentos devem ser levados em consideração na avaliação da resistência à carbonatação.

O efeito químico para fixar o CO_2 é proporcionado pela quantidade de componentes alcalinos (reserva alcalina) presentes no cimento (BAKKER, 1988), o que depende do tipo de cimento empregado na produção do concreto. Assim, o cimento Portland comum, que tem aproximadamente de 20 a 25% de Ca(OH)_2 na pasta de cimento hidratada, apresenta maior reserva alcalina que o cimento Portland composto ou com adições pozolânicas, visto que a reação pozolânica consome o hidróxido de cálcio.

Uma vez que os cimentos Portland compostos conduzem a um teor menor de Ca(OH)_2 na pasta de cimento hidratada, é necessária uma quantidade menor de CO_2 para consumir todo o Ca(OH)_2 na produção do CaCO_3 (NEVILLE, 1997). Desse modo, quanto menor a reserva alcalina de um cimento, maior será a velocidade de carbonatação. Vários pesquisadores confirmaram que o concreto feito com cimento Portland composto está sujeito a carbonatação mais rápida do que o concreto com cimento Portland comum (BERRY e MALHOTRA, 1987 e PAPADAKIS et al., 1991, *apud* PAPADAKIS, 2000).

Estudando concretos elaborados com adições ternárias de cinza volante, escória de alto forno e sílica ativa, todos submetidos à cura submersa por 28 dias, Jones et al. (1997) observaram maiores velocidades de carbonatação para os concretos contendo adições, comparados aos de referência (sem adições), com a resistência à carbonatação diminuindo à medida que se aumentava o percentual de substituição do cimento Portland comum. Em estudo realizado por Papadakis (2000), constatou-se que a profundidade de carbonatação aumentava à medida que os teores de adição mineral também aumentavam, em qualquer caso de substituição parcial do cimento Portland comum por sílica ativa e cinzas volantes, em argamassas submetidas a um ano de cura submersa. Do mesmo modo, Sanjuán et al. (2003) verificaram que concretos contendo adições minerais de sílica ativa e cinza volante apresentaram menor resistência à carbonatação natural, comparados aos concretos de cimento Portland sem adições. Recentemente, Sisomphon e Franke (2007), estudando o efeito da substituição parcial do cimento Portland comum por adições de escória de alto forno e cinza volante sobre a carbonatação, em condições aceleradas, constataram que as misturas contendo adições, submetidas a diferentes tempos de cura submersa (3, 7 e 28 dias), tiveram uma resistência à carbonatação menor.

Quando ocorre substituição parcial de cimento Portland comum, as adições minerais reduzem a quantidade de hidróxido de cálcio no concreto e, por isso, podem aumentar a velocidade de carbonatação. Considerando que não apenas o hidróxido de cálcio é carbonatado, mas também o silicato de cálcio hidratado (C-S-H), que é o principal produto da reação pozolânica, a quantidade de constituintes carbonatáveis decresce devido ao decréscimo na quantidade de CaO total, resultando em uma maior velocidade de carbonatação (PAPADAKIS, 2000). A influência do tipo de cimento e das adições minerais pode ser observada nas Figuras 2.5, 2.6 e 2.7.

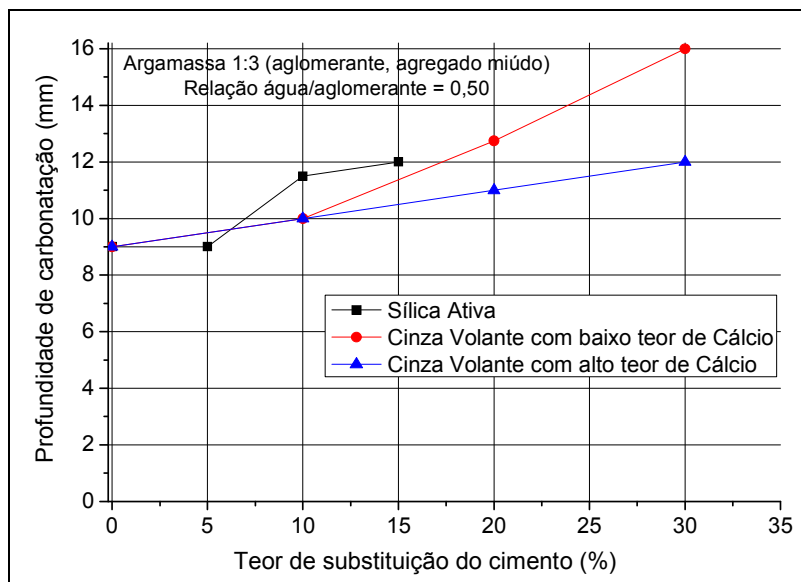


Figura 2.7 – Influência das adições minerais na resistência à carbonatação das argamassas (adaptado de PAPADAKIS, 2000).

Entretanto, a menor capacidade de fixar CO_2 dos cimentos compostos pode ser contrabalançada pela baixa porosidade de um concreto bem curado elaborado com esse tipo de cimento (BAKKER, 1988) devido ao processo de refinamento dos poros causado pelas reações pozolânicas.

De fato, pode haver casos em que o efeito físico de barreira consegue contrabalançar o efeito químico da reserva alcalina. Após realizar estudos de carbonatação acelerada, Possan (2004) reforça que a influencia das adições minerais na carbonatação do concreto depende da relação água/aglomerante (a/agl), havendo uma relação a/agl limite, em torno de 0,45 (Figura 2.8). Abaixo desse patamar, pode-se considerar a profundidade de carbonatação desprezível, enquanto que, acima desse patamar, a profundidade de carbonatação tende a se elevar com o aumento do teor de adições de sílica ativa. Segundo a autora, abaixo deste valor de água/aglomerante limite, a carbonatação é regida principalmente pela porosidade da matriz cimentante, conferida pelo teor de água, sendo que o teor de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ e o pH da fase aquosa, nestes níveis de relação a/agl, apresentam menor influência na carbonatação.

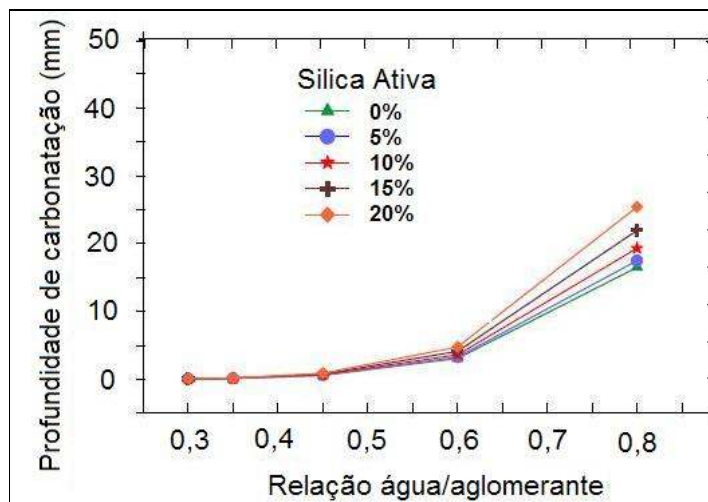


Figura 2.8 – Influência da interação entre a relação água/aglomerante e o teor de sílica ativa na profundidade de carbonatação do concreto (POSSAN, 2004).

2.1.3.5 Concentração de CO₂ no ar atmosférico

A concentração de CO₂ é um fator bastante relevante na velocidade de carbonatação. Segundo Bertolini et al. (2004), ao passo que o teor de CO₂ no ar aumenta, a velocidade de carbonatação também aumenta.

Sanjuán et al. (2003) realizaram estudo sobre a carbonatação de concretos em condições naturais, com concentrações de 0,03% de CO₂, e aceleradas, com concentrações de 5 e 100% de CO₂. Os resultados mostraram que 100% de CO₂ aceleraram o coeficiente de carbonatação aproximadamente 40 vezes, enquanto 5% de CO₂ aceleraram aproximadamente 5 vezes, ambos em relação ao coeficiente de carbonatação sob condições naturais (Figura 2.9). Com base nos resultados, os autores concluíram que um período de 7 a 15 dias de carbonatação acelerada com 4 ou 5% de CO₂ é equivalente a 1 ano de exposição natural em condições secas (50 a 60% UR).

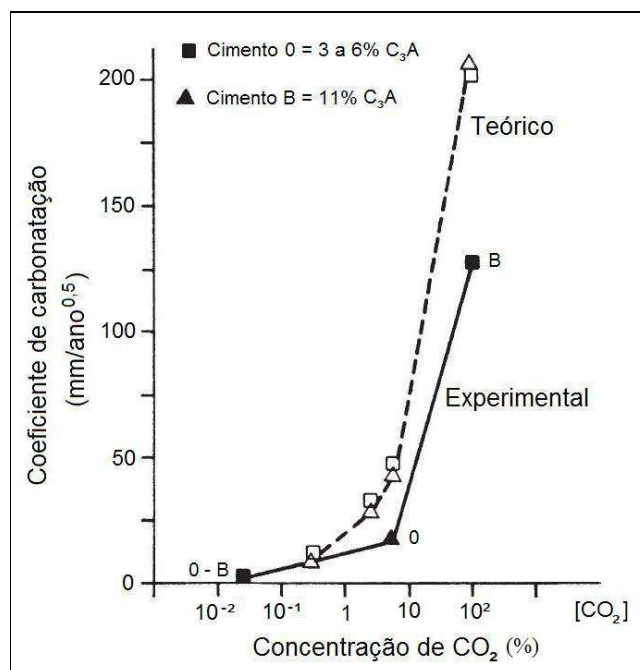


Figura 2.9 – Influência da concentração de CO_2 sobre o coeficiente de carbonatação (SANJUÁN et al., 2003).

Ao estudar a durabilidade de concretos quanto à carbonatação, Roy et al. (1999) observaram que os coeficientes de carbonatação medidos em condições aceleradas, com concentração de 6% de CO_2 , foram consideravelmente maiores do que os medidos em condições normais de atmosfera, com concentração entre 0,03 a 0,06% de CO_2 . Mais adiante, Anstice et al. (2005) investigaram a solução dos poros de pastas de cimento carbonatadas em atmosfera com três diferentes concentrações de CO_2 e várias umidades relativas (UR a 25°C) controladas por diferentes soluções saturadas de sal. Os resultados mostraram que os valores de pH das soluções dos poros variaram significativamente com a concentração de CO_2 da atmosfera (Figura 2.10). Nota-se que, quanto maior é a concentração de CO_2 na atmosfera, maior é a queda da alcalinidade presente na solução dos poros para as pastas de cimento, ou seja, maior é o avanço da frente de carbonatação.

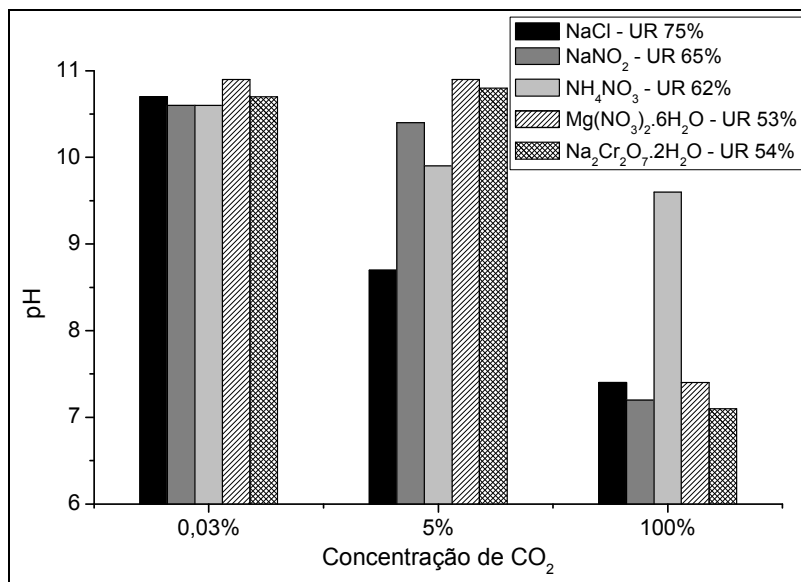


Figura 2.10 – Influência da concentração de CO₂ sobre a alcalinidade das soluções dos poros das pastas de cimento durante a carbonatação (adaptado de ANSTICE et al., 2005).

2.1.3.6 Teor de umidade

Com respeito à influência da umidade dos poros, Bakker (1988) considera que, pelo fato do concreto ser um material poroso, a penetração do CO₂ será influenciada pelo teor de umidade dos poros. Se os poros estão secos, o CO₂ é difundido internamente, mas a carbonatação não ocorre por causa da falta de água (Figura 2.11a). Se os poros estão preenchidos com água, dificilmente há alguma carbonatação por causa da baixa velocidade de difusão do CO₂ na água (Figura 2.11b). Se os poros estão apenas parcialmente preenchidos com água, que é normalmente o caso próximo à superfície do concreto, a carbonatação pode prosseguir até a profundidade em que os poros do concreto não favoreçam essa reação (Figura 2.11c).

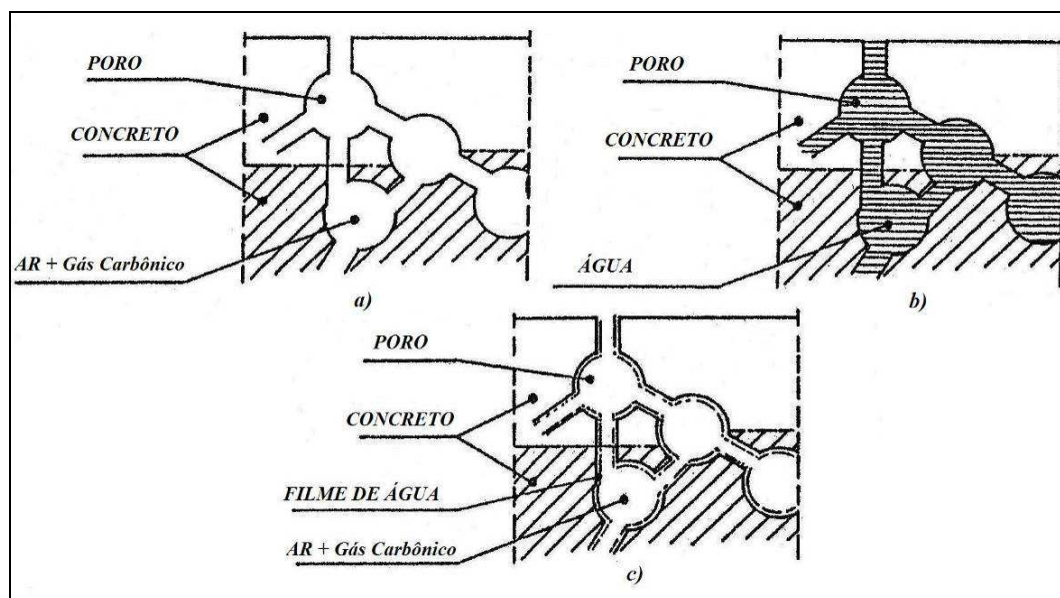


Figura 2.11 – Representação esquemática da difusão de CO₂ nas situações de poro seco (a), poro saturado (b) e poro parcialmente preenchido por água (c) (BAKKER, 1988).

De acordo com Andrade (1992), a umidade ótima de avanço da frente de carbonatação se situa entre 50 a 80% de umidade relativa (Figura 2.12). Segundo Pauletti et al. (2007) a RILEM (*Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux, systèmes de construction et ouvrages*) considera o valor de 70% de umidade relativa como ótimo para o desenvolvimento das reações de carbonatação.

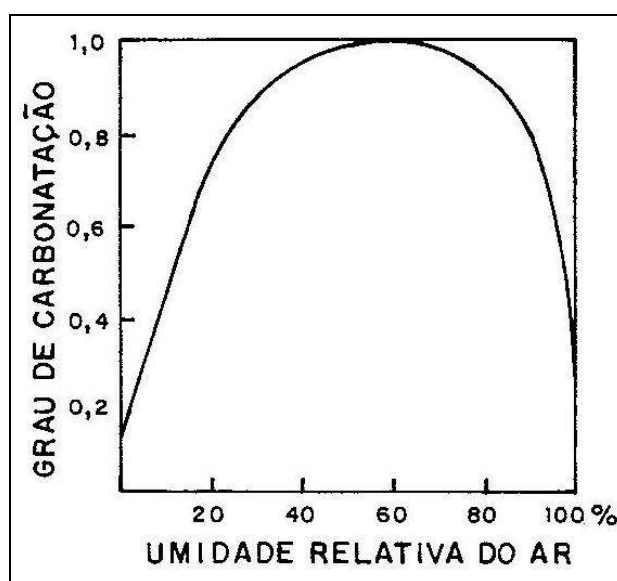


Figura 2.12 – Variação do grau de carbonatação com a umidade do ambiente (ANDRADE, 1992).

2.1.4 Mecanismo e efeitos da corrosão

A corrosão metálica, quando tem lugar em meio aquoso, é um fenômeno de caráter eletroquímico, isto é, supõe-se a existência de uma reação de oxidação (anódica) e uma de redução (catódica), o fluxo de elétrons e a circulação de íons através do eletrólito (ANDRADE, 1992).

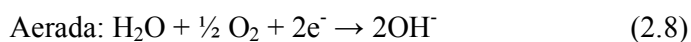
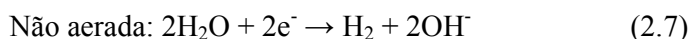
Na corrosão eletroquímica o fenômeno ocorre como resultado da formação de pilhas ou células de corrosão devido à presença de umidade, na forma de água ou de uma solução aquosa na superfície das barras ou no concreto que a envolve, que possa atuar como eletrólito (HELENE, 1993).

O mecanismo eletroquímico do processo corrosivo origina, nas áreas anódicas e catódicas, reações cujas equações, para o caso do ferro, são:

- Área anódica (corrosão):



- Área catódica (sem corrosão):



A transformação do ferro metálico em produto de corrosão (ferrugem) é acompanhada por um aumento de volume que, dependendo do estado de oxidação, pode ser da ordem de 600% em relação ao metal original (MEHTA e MONTEIRO, 2008). A Figura 2.13, mostra a expansão de alguns produtos de corrosão, tais como: FeO (óxido ferroso), Fe₃O₄ (magnetita), Fe₂O₃ (hematita), Fe(OH)₂ (hidróxido ferroso), Fe(OH)₃ (hidróxido férrico) e Fe(OH)₃·3H₂O (hidróxido férrico hidratado).

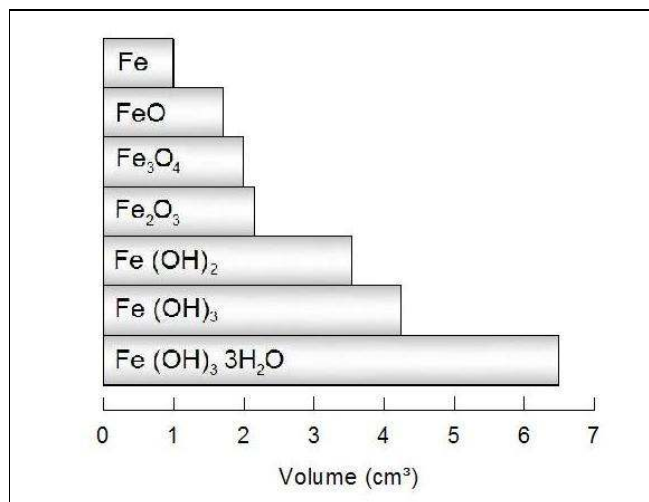


Figura 2.13 – Expansão dos diversos produtos de corrosão do aço em relação ao metal original (AALBORG CEMENT COMPANY, 1981 *apud* MEHTA e MONTEIRO, 2008).

Segundo Gentil (2007), a coloração castanho-alaranjada que aparece no concreto indica que a armadura já está sofrendo corrosão. Os efeitos da corrosão se manifestam de três formas: sobre o aço com uma diminuição de sua capacidade mecânica; sobre o concreto quando este se fissa; e sobre a aderência aço/concreto (ANDRADE, 1992).

À medida que a corrosão vai se processando, os produtos expansivos vão se acumulando cada vez mais ao redor das armaduras, criando verdadeiras “crostas” no seu entorno. Tal fato produz esforços no concreto na direção radial das barras, conforme a Figura 2.14, os quais geram tensões de tração que culminam com a fissuração das peças de concreto. As fissuras obtidas se estabelecem na direção paralela à barra corroída e são classificadas como fissuras ativas progressivas, isto porque têm aberturas que vão aumentando com o decorrer do processo corrosivo. Esta evolução de fissuras implica posterior lascamento do concreto, com comprometimento do monolitismo estrutural (dado pela aderência aço/concreto), e no destacamento da camada de cobrimento, em geral deixando expostas as armaduras (CASCUDO, 1997).

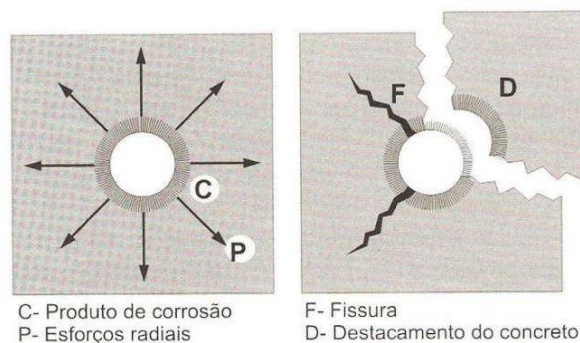


Figura 2.14 – Esforços produzidos que levam à fissuração e destacamento do concreto, devidos à corrosão de armaduras (CASCUDO, 1997).

Alguns pesquisadores têm tentado estabelecer a quantidade de corrosão que provoca a deterioração do concreto de cobrimento. De acordo com Broomfield (1997), pelo menos 0,1mm de perda de seção da barra de aço é necessária para formar fissuras no concreto de cobrimento. Porém, há casos em que ocorrem fissuras com menos do que 0,1mm de perda de seção. Essa relação entre a quantidade de corrosão e a deterioração do concreto de cobrimento é uma função do modo como os óxidos são distribuídos, da habilidade do concreto em acomodar as tensões oriundas da expansão dos produtos de corrosão e da geometria de distribuição das barras, que podem promover a propagação de fissuras pela concentração de tensões, como no caso de barras com espaçamento curto e próximas à superfície ou quinas, onde há menor confinamento de concreto para restringir as fissuras.

2.2 REALCALINIZAÇÃO ELETROQUÍMICA (RAE)

Como já mencionado no item 2.1, a proteção do aço contra a corrosão pode ser perdida como resultado da carbonatação do concreto ou da presença de cloretos. A realcalinização eletroquímica (RAE) visa restabelecer a alcalinidade do concreto perdida com o processo de carbonatação. Sendo um tratamento temporário e não destrutivo, a RAE tem o objetivo de restabelecer a alcalinidade do concreto de cobrimento sem romper estruturalmente o concreto velho e sem a aplicação permanente de corrente elétrica (POLDER e Van den HONDEL, 1992), como requerido na técnica de proteção catódica. Neste item, são discutidas as características gerais da técnica de realcalinização eletroquímica, os princípios e mecanismos envolvidos, alguns fatores influentes, sua relação com a repassivação das armaduras, sua durabilidade, seu monitoramento e aceitação e seus efeitos sobre o concreto.

2.2.1 Características gerais da técnica

A aplicação da RAE envolve a passagem de uma corrente elétrica através do concreto e da armadura por meio da aplicação de um sistema semelhante ao descrito na Figura 2.15. Nesse sistema, há um ânodo externo que é fixado sobre a superfície do concreto, embebido em um eletrólito alcalino (normalmente a solução de carbonato de sódio) e conectado ao pólo positivo de uma fonte retificadora. A armadura compõe a outra parte do sistema (cátodo), sendo conectada ao pólo negativo da fonte.

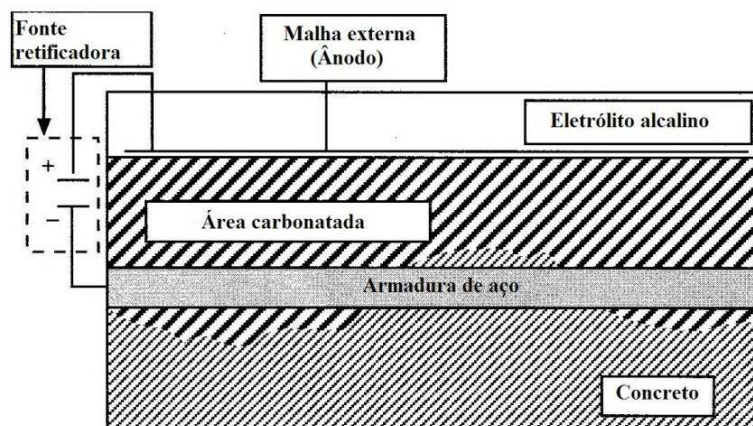


Figura 2.15 – Arranjo empregado na realcalinização eletroquímica (MIETZ, 1998).

Um limite superior de densidade de corrente elétrica deve ser especificado a fim de evitar a deterioração do concreto. Usualmente, aplica-se uma voltagem ajustada para que se

obtenha uma densidade de corrente típica de 0,8 a 2 A/m², em relação à superfície do concreto (MIETZ, 1998). Densidades de corrente significativamente acima desse patamar podem conduzir a alterações na microestrutura do concreto. Segundo as pesquisas já realizadas, o tratamento deve durar em torno de 3 a 21 dias (BERTOLINI et al., 1996), dependendo das características do concreto, da espessura do cobrimento e da densidade de corrente aplicada. O processo é monitorado por medidas elétricas e pela análise de amostras do eletrólito ou do concreto em intervalos regulares. Após o tratamento, o resultado é checado pela análise da mudança do pH (efeito da realcalinização) de amostras retiradas do concreto (POLDER e Van den HONDEL, 1992).

O conjunto do ânodo e do eletrólito em que este está inserido é chamado de sistema anódico. A solução mais utilizada como eletrólito é a de carbonato de sódio (1M), cujas reações de equilíbrio proporcionam um pH de aproximadamente 10,5 (MIETZ, 1998). De acordo com Andrade et al. (1999) e Odden (1994), este seria um valor suficiente para garantir a repassivação da armadura. Há alguns anos, Banfill (1994) observou que apenas a solução de carbonato de sódio foi capaz de penetrar no concreto, durante um teste de RAE, comparada a solução de hidróxido de cálcio, que foi ineficaz, talvez devido às interações específicas entre este eletrólito e o concreto. Todavia, assim como o carbonato de sódio, outras soluções alcalinas também têm sido investigadas. Recentemente, ao estudar a influência de diferentes tipos de soluções alcalinas tais como carbonato de sódio, hidróxido de potássio e hidróxido de cálcio, na RAE, Araújo (2009) observou que as soluções de Na₂CO₃ e KOH foram eficientes em realcalinizar e repassar as armaduras e a solução de Ca(OH)₂, apesar de não conseguir realcalinizar completamente o concreto de cobrimento, foi a que apresentou maior capacidade em repassar as armaduras. Para o caso de estruturas que apresentam elevado risco de reação álcali agregado (RAA), tem sido proposto o uso de uma solução de hidróxido de lítio (LiOH), que segundo MILLER (1997), tem a capacidade de controlar as reações de expansão resultantes desse fenômeno.

Em situações reais, para a aplicação da realcalinização eletroquímica, a solução alcalina é usualmente misturada com fibras de celulose para formar uma pasta que, em seguida, é projetada sobre as superfícies a serem tratadas (Figura 2.16). Outra forma de aplicação do tratamento em estruturas reais é através da utilização de tanques, onde é inserida a malha externa e a solução alcalina (MIETZ, 1998). Por fim, uma metodologia alternativa possível para a aplicação da técnica consiste no uso de mantas de feltro como sustento da

solução eletrolítica. De modo semelhante à pasta de fibras de celulose, as mantas de feltro são impregnadas com a solução alcalina e dispostas sobre a superfície carbonatada a tratar, sendo necessária a sua contínua molhagem, pois o eletrólito vai sendo gradativamente absorvido pelo concreto. Ao contrário das duas primeiras, a última metodologia é restrita apenas ao tratamento de superfícies horizontais e dependendo da sua aplicação estas podem ser reutilizadas em aplicações futuras (SILVA, 2007).



Figura 2.16 – Exemplo de aplicação da realcalinização eletroquímica em estrutura real: (a) malha de titânio ativado sobre uma primeira camada de fibra de celulose encharcada de solução de Na_2CO_3 e (b) coberto com uma segunda camada de fibra de celulose e finalmente selada com película de plástico (BERTOLINI, 2008).

A realcalinização eletroquímica pode ser vista não só como um método de reparo, mas, também, como um método preventivo, atuando sobre estruturas em que a profundidade de carbonatação ainda não atingiu o nível das armaduras. Assim, a realcalinização do concreto pode ser realizada mesmo antes das armaduras serem ativadas, reduzindo-se o custo da intervenção (MIETZ, 1998).

2.2.2 Princípios e mecanismos envolvidos na realcalinização eletroquímica

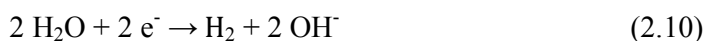
A realcalinização eletroquímica tem como objetivo restaurar a alcalinidade do concreto carbonatado através de um duplo mecanismo: a produção de alcalinidade no entorno da armadura de aço (cátodo) e a penetração de um eletrólito alcalino pelo qual o ânodo é saturado (BERTOLINI et al., 2008).

A produção de alcalinidade diretamente no entorno da armadura de aço ocorre através da eletrólise da água. Por outro lado, o incremento da alcalinidade da capa superficial de

concreto envolvendo o transporte de massa a partir da superfície do concreto na direção da armadura pode, teoricamente, ocorrer através de quatro mecanismos: eletromigração, difusão, absorção e eletro-osmose (BANFILL, 1994).

2.2.2.1 Eletrólise

Como resultado da diferença de potencial aplicada entre o ânodo e o cátodo, a água é reduzida a íons hidroxilas no entorno da armadura. Depois que o oxigênio disponível é consumido de acordo com a equação 2.9, a reação catódica produz hidroxila e gás hidrogênio de acordo com a equação 2.10 (MIETZ, 1998):



Estas reações são referentes à eletrólise, que resulta em um aumento de pH no entorno da armadura (Figura 2.17), e este é o processo mais importante da realcalinização eletroquímica (MIETZ, 1998; POLDER e Van den HONDEL, 1992).

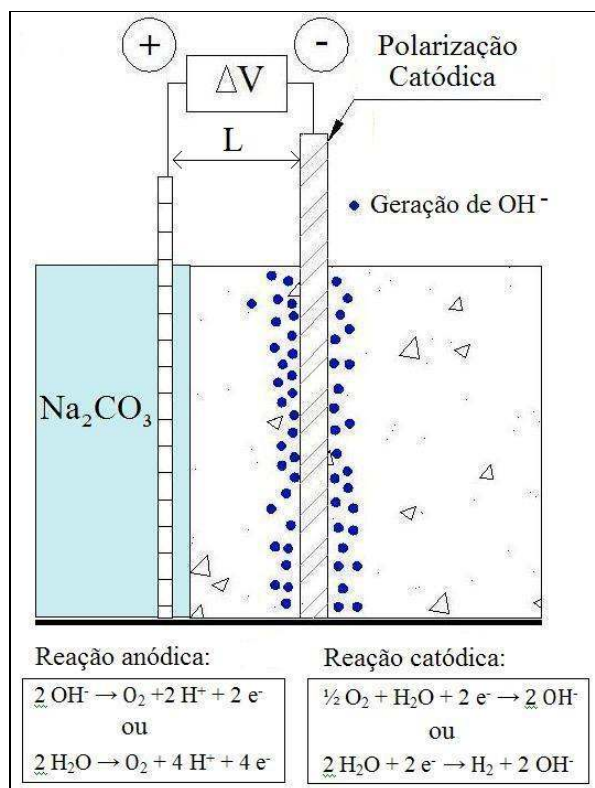


Figura 2.17 – Representação esquemática da eletrólise da água no entorno da armadura durante a RAE.

Ao ânodo externo, a eletrólise da água provoca o desprendimento de oxigênio, segundo uma das equações a seguir (BERTOLINI et al., 1996):



Em meios alcalinos ($\text{pH} > 10$), prevalece a reação da equação 2.11, enquanto que predomina a reação da equação 2.12 para meios carbonatados ($\text{pH} < 10$). Ressalta-se que ambas as reações (2.11 e 2.12), provocam a acidificação da solução alcalina na qual o ânodo é embebido (BERTOLINI et al., 1996).

A Figura 2.18 mostra o avanço da alcalinidade durante a RAE, considerando a eletrólise da água.

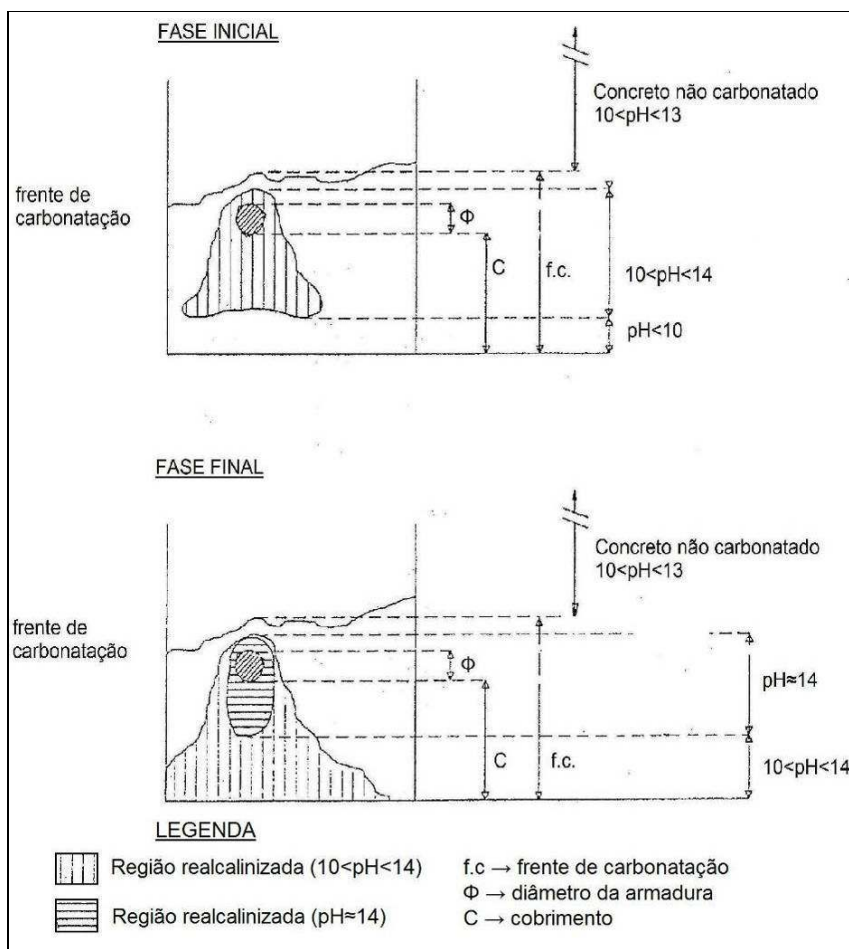


Figura 2.18 – Avanço da alcalinidade no entorno da armadura devido à realcalinização eletroquímica (POLDER e Van den HONDEL, 1992).

É importante destacar que o H^+ , produzido no ânodo, apresenta uma mobilidade iônica bastante alta e contribui para a ocorrência de eletro-osmose (seção 2.2.2.5), dragando as moléculas de água da superfície para o interior do concreto de cobrimento.

2.2.2.2 Eletromigração

Também como resultado da diferença de potencial aplicada, íons de carga negativa (cloretos, hidroxila) migram na direção do ânodo, saindo do concreto, e íons de carga positiva (sódio, potássio) migram na direção do cátodo, ou seja, a armadura (POLDER e Van den HONDEL, 1992), conforme a Figura 2.19.

A corrente elétrica que flui através da solução, a uma determinada voltagem e temperatura, é proporcional ao número de íons presentes na solução e, além disso, depende da mobilidade destes íons, que é a velocidade com que estes são capazes de se moverem na direção dos eletrodos. A condutividade total de um eletrólito é o somatório das condutividades parciais dos íons individuais. A contribuição de certo íon para a corrente total é chamada de número de transferência (ou transporte). Para um dado íon, este número será maior quanto maior for sua quantidade e mobilidade (MIETZ, 1998).

Para a RAE, teoricamente 80% das hidroxilas produzidas no entorno do aço movem-se em direção ao eletrólito externo. Apenas 20% da quantidade total das hidroxilas resultantes da eletrólise da água permanecerão no entorno do aço e aumentará a alcalinidade naquela região (POLDER e Van den HONDEL, 1992). Isso decorre da diferença entre as mobilidades iônicas da hidroxila e do sódio, uma vez que, de acordo com Bertolini et al. (1996), a mobilidade iônica da hidroxila é quatro vezes maior do que a mobilidade iônica do íon sódio. É óbvio que parte dos 80% eletromigrados para a superfície do concreto pode permanecer no concreto de cobrimento após o tratamento. Os íons sódios necessários para a eletroneutralização das hidroxilas são fornecidos pelo carbonato de sódio, que é usado como eletrólito na maioria dos casos (POLDER e Van den HONDEL, 1992).

Segundo Banfill (1994), a eletromigração é o mecanismo predominante no controle da extração eletroquímica de cloretos, porém não pode ser responsável pela penetração de íons carbonatos durante a realcalinização eletroquímica, visto que os íons carregados negativamente são conduzidos para fora do concreto, na direção do ânodo.

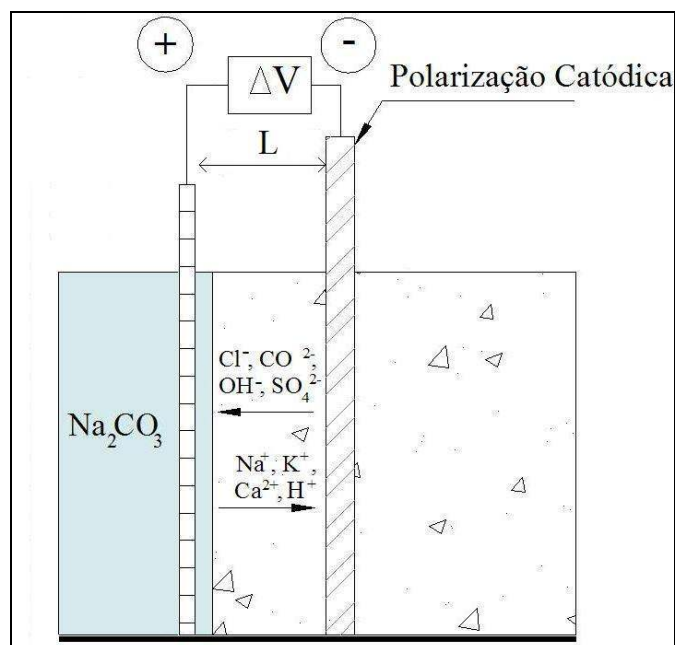


Figura 2.19 – Representação esquemática da eletromigração durante a RAE.

2.2.2.3 Difusão

O processo de difusão ocorre entre a solução alcalina externa e o concreto devido a diferenças de concentrações dos seus componentes. O sentido deste transporte é sempre da região de maior para a de menor concentração (Figura 2.20).

De acordo com Banfill (1994), durante o período de aplicação da RAE, o efeito da difusão é bastante insignificante, no que se refere ao transporte de íons entre o concreto e a solução alcalina externa, visto que a velocidade de difusão é bastante lenta.

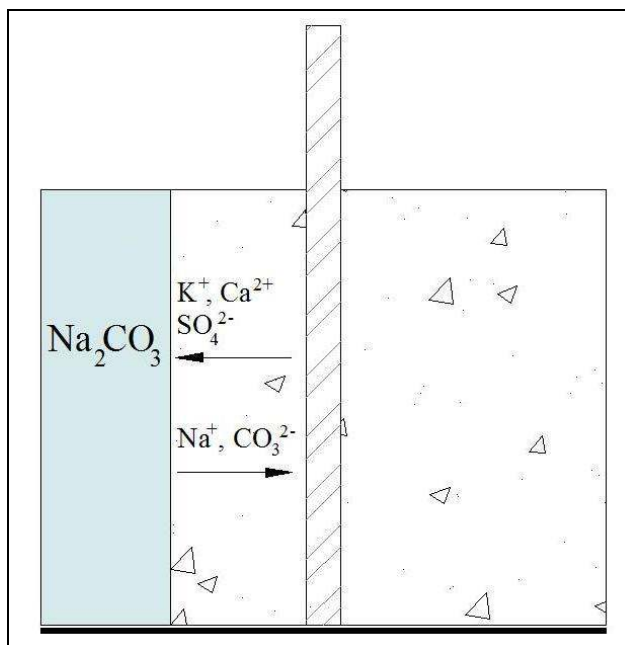


Figura 2.20 – Representação esquemática da difusão durante a RAE.

Entretanto, apesar de a difusão ser geralmente lenta quando comparada com a curta duração da aplicação da RAE, pode ser importante em relação ao tempo de vida útil da estrutura. A difusão de álcalis após o tratamento pode reduzir a alcalinidade próxima à armadura e, conseqüentemente, a proteção contra a corrosão. Imediatamente após a aplicação da RAE, a região do entorno da armadura apresenta uma elevada alcalinidade, com pH próximo a 14, porém, alguns meses depois (entre 3 a 4 meses), tende a valores menores. Isso pode ser causado pela difusão de hidroxilas, mas também pela carbonatação do hidróxido de sódio resultando na formação de carbonato de sódio (POLDER e Van den HONDEL, 1992).

Percebe-se, então, que a difusão pode ter um papel importante na durabilidade da realcalinização eletroquímica após sua aplicação. Odden (1994) enfatiza que a durabilidade da RAE depende da estabilidade apresentada pela solução de carbonato de sódio e sua habilidade de permanecer no concreto carbonatado e não difundir-se para o concreto não carbonatado adjacente.

2.2.2.4 Absorção capilar

A absorção capilar é um mecanismo de transporte responsável pela penetração de líquidos no interior do concreto, em que os pequenos poros presentes produzem grandes tensões capilares que controlam o ingresso deste no interior do concreto (NEPOMUCENO, 2005).

O efeito da absorção depende intensamente das condições de umidade do concreto, isto é, se está seco ou úmido, e da estrutura dos seus poros (MIETZ, 1998).

Banfill (1994) afirma que a simples absorção da solução de carbonato de sódio pode ser o mecanismo de transporte mais significativo do tratamento, considerando que a realcalinização eletroquímica é aplicada em concretos provavelmente de baixa qualidade e, desse modo, altamente absorventes. Entretanto, durante um teste de RAE, Polder e Van den Hondel (1992) observaram que a alcalinidade ($\text{pH} > 10$), proveniente da solução externa, havia penetrado apenas alguns milímetros (entre 2-5mm) no concreto. Do mesmo modo, tratando estruturas reais, Bertolini et al. (2008) constataram que a penetração do eletrólito alcalino (1M de Na_2CO_3), proveniente da superfície externa, ocorreu apenas nas camadas mais superficiais do concreto, com a espessura de poucos milímetros. Isso mostra que, em geral, na RAE, a absorção capilar é eficiente em restabelecer a alcalinidade apenas das camadas mais superficiais do concreto, devido ao curto intervalo de tempo do tratamento.

2.2.2.5 Eletro-osmose

A partir do momento em que duas fases entram em contato, em geral, ocorre o desenvolvimento de uma diferença de potencial entre estas. É o que acontece entre a superfície de um sólido em contato com um eletrólito. Como consequência, a região entre as duas fases se caracteriza por uma separação de cargas elétricas, de forma que na superfície de uma delas existe um excesso de cargas de um sinal contrabalanceadas com as cargas de sinal contrário distribuídas na superfície da outra fase. Quando uma dessas fases move-se tangencialmente em relação à outra, ocorre uma série de fenômenos chamados “efeitos eletro-cinéticos”. Se o sólido permanece estacionário e o líquido move-se em resposta à aplicação de um campo elétrico, a esse fenômeno é dado o nome de eletro-osmose (HUNTER, 1981 apud CASTELLOTE et al., 2003).

Durante a aplicação da RAE, atribui-se o fluxo do líquido eletrolítico dentro do concreto à passagem de corrente elétrica, devido à eletro-osmose. Este transporte de líquido macroscópico dentro do concreto favorece a realcalinização do concreto carbonatado (POLDER e Van den HONDEL, 1992).

Desde as primeiras investigações sobre a RAE, alguns autores relataram que os íons carbonatos também penetravam em direção à armadura (POLDER e Van den HONDEL, 1992; BANFILL, 1994; MILLER, 1994). Como a carga elétrica dos carbonatos é negativa, esta penetração em direção à armadura não parece ser possível, a não ser que outro mecanismo de transporte, diferente da eletromigração, aconteça (CASTELLOTE et al., 2006a). Esse mecanismo de transporte é a eletro-osmose, uma vez que a absorção capilar e a difusão, como já visto anteriormente, não têm efeito significativo durante a aplicação da RAE.

Além disso, Banfill (1994) mostra que a velocidade de transporte na eletro-osmose é significativamente maior do que na absorção e na difusão, e ainda, ao considerar o ganho de massa das amostras durante o tratamento, sugere que a eletro-osmose poderia ser o mecanismo de transporte predominante na penetração da solução alcalina externa. A equação teórica para a velocidade do fluxo eletro-osmótico nos poros capilares do concreto é mostrada a seguir (Eq. 2.13):

$$v_e = - D\xi E/\eta \quad (2.13)$$

Onde: v_e é a velocidade do fluxo eletro-osmótico;

D é a constante dielétrica do líquido;

E é o campo elétrico aplicado;

η é o coeficiente de viscosidade dinâmica do líquido;

ξ é o potencial zeta.

O potencial zeta é um parâmetro chave para o estabelecimento dos efeitos da eletro-osmose e é definido como a média potencial das cargas elétricas considerada em uma superfície imaginária próximo à superfície do sólido, onde o fluido é estacionário (HUNTER, 1981 apud CASTELLOTE et al., 2006a).

A partir de estudos realizados em laboratório, com amostras de concretos carbonatado e não carbonatado, Andrade et al. (1999) comprovaram a ocorrência do fluxo eletro-osmótico e o quantificaram, durante a aplicação da RAE. O fluxo eletro-osmótico do líquido foi observado a um campo elétrico de 830V/m, para o concreto carbonatado. Por outro lado, não houve nenhum indício de sua ocorrência para o concreto não carbonatado.

Há um intervalo de pH da solução alcalina externa que proporciona as condições ótimas para que o fluxo eletro-osmótico seja estabelecido. De acordo com Castellote et al. (2006a) esse intervalo situa-se entre o pH de 10,5 e 11,5. Estes valores se aplicam para as pastas de cimento Portland comum e composto com cinza volante. Foi encontrado o valor de pH de 10,9 para que o fluxo eletro-osmótico ocorra em condições ótimas (CASTELLOTE et al., 2006b).

O fluxo eletro-osmótico não é constante durante todo o tratamento, particularmente, não ocorre no início. Tanto a solução alcalina externa quanto o poro capilar sofrem constantes mudanças. Logo, chega um momento em que as condições ótimas são alcançadas. Nesse momento, o valor do potencial zeta é máximo e ocorre um aumento no fluxo eletro-osmótico. Como as condições não permanecem constantes, o potencial zeta e, conseqüentemente, o fluxo começam a diminuir (CASTELLOTE et al., 2003).

2.2.2.6 Mecanismos preponderantes na RAE

Atualmente, tem sido considerado que o tratamento de RAE ocorre, inicialmente, em função da geração de hidroxilas no entorno da armadura, devido à eletrólise da água, as quais são parcialmente eletroneutralizadas pela eletromigração dos íons sódio proveniente da solução de Na_2CO_3 (ODDEN, 1994; MIETZ, 1998). Em seguida, o tratamento é completado com o transporte do carbonato de sódio (agente alcalino) na direção da armadura através do mecanismo de eletro-osmose (BANFILL, 1994; ANDRADE et al. 1999; CASTELLOTE et al., 2003 e 2006a e b). Qualquer penetração da solução alcalina devido à absorção contribui para o aumento da alcalinidade do concreto de cobrimento, mas nesse caso, essa contribuição se limita a poucos milímetros da superfície (POLDER e Van den HONDEL, 1992). A Figura 2.21 resume esses fenômenos.

Nesse contexto, ainda é importante acrescentar que há situações em que o fenômeno de eletro-osmose não se processa de modo significativo, havendo uma prevalência da eletrólise e eletromigração, conforme observado por Bertolini et al. (2008).

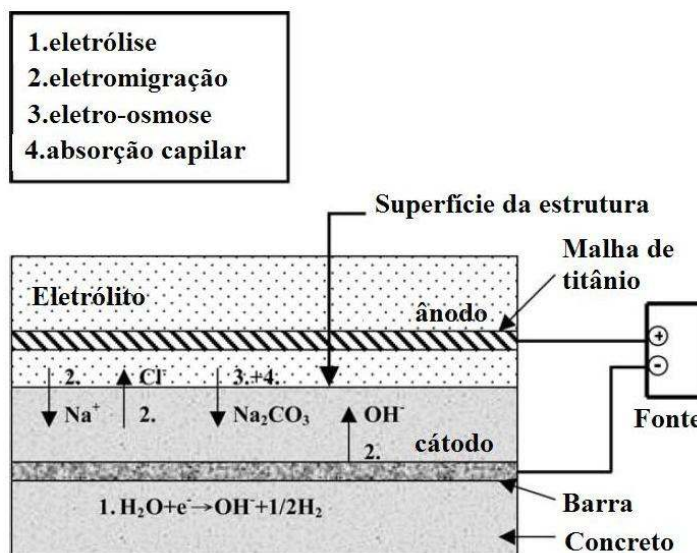


Figura 2.21 – Ilustração representativa dos mecanismos que ocorrem durante a realcalinização eletroquímica (YEIH e CHANG, 2005).

2.2.3 Alguns fatores que influenciam a realcalinização eletroquímica

O principal fator que influencia a RAE é a densidade de carga elétrica passante total, ou, simplesmente, densidade de carga passante, que consiste no produto da densidade de corrente aplicada pelo tempo do tratamento (YEIH e CHANG, 2005). Além disso, segundo Mietz (1998), o tempo requerido para aplicação do tratamento pode variar de 3 a 14 dias, a depender dos seguintes fatores: (a) espessura e qualidade do concreto de cobertura, (b) profundidade de carbonatação, (c) distribuição da armadura de aço e (d) distribuição da corrente. Adicionalmente, o tipo de cimento também pode ser citado como variável que interfere no tempo de tratamento (Van den HONDEL e POLDER, 1998).

2.2.3.1 Densidade de carga passante (densidade de corrente x tempo)

A quantidade de hidroxilas produzida próximo à armadura é função da densidade de carga elétrica total que passa entre o cátodo e o ânodo.

Nesse sentido, uma importante questão é como determinar quando a aplicação do tratamento da realcalinização eletroquímica pode ser finalizada. Como a eficiência da realcalinização está relacionada à densidade de carga passante, construtores tendem a aplicar empiricamente valores entre 200 a 450 A.h/m², os quais são obtidos com a duração do tratamento entre 8 e 18 dias com a densidade de corrente de 1 A/m² em relação à superfície do aço (BERTOLINI et al., 2004). Segundo Miller (1994), enquanto na extração eletroquímica de cloretos a densidade de carga passante é de aproximadamente 1500 A.h/m²_{aço} (em relação à superfície do aço), na RAE, a densidade de carga passante é raramente maior do que 150 A.h/m²_{aço}.

Mietz et al. (1994 apud Mietz, 1998) obteve bons resultados no tratamento com uma densidade de carga passante de 84 A.h/m²_{concreto}. Em um projeto de RAE realizado por Polder e Van den Hondel (1992), foram necessários 500 A.h/m²_{aço} para produzir um pH próximo a 14 em todo o concreto de cobrimento sobre aço, embora os autores não tenham informado a espessura do concreto de cobrimento. Dentre vários critérios de aceitação, a NACE (*National Association of Corrosion Engineers*) (apud SILVA, 2007) recomenda que o tratamento seja realizado com o mínimo de 200 Ah/m²_{aço}. Em qualquer caso, a densidade de carga elétrica que flui pelo sistema pode apenas indicar a qualidade do tratamento em relação ao restabelecimento da alcalinidade, embora não indique a repassivação do aço.

2.2.3.2 Espessura e qualidade do concreto de cobrimento

A espessura e a qualidade do concreto de cobrimento das estruturas a serem tratadas influenciam diretamente na resistência ôhmica do sistema e, conseqüentemente na dinâmica do tratamento. De acordo com Polder e Van den Hondel (1992), quanto maior a espessura do concreto de cobrimento, maior é a resistência ôhmica do sistema a ser tratado. Supõe-se que, quanto maior for a resistência ôhmica apresentada por um sistema, maior será a necessidade de densidade de carga passante para completar a realcalinização do concreto carbonato de cobrimento, ou seja, maior será o tempo de aplicação para uma mesma densidade de corrente.

Não foi observado, na literatura, nenhum experimento direto que quantificasse a influência da relação água/cimento no tratamento. Entretanto, como a relação água/cimento influencia na resistividade do concreto, também influencia na dinâmica do tratamento. De acordo com Bertolini et al. (2008), para concretos com baixa relação a/c, uma maior densidade de carga passante seria necessária para completar o tratamento, e desse modo, para uma mesma densidade de corrente aplicada, o tratamento deveria ser mais demorado.

Locais com pouca homogeneidade do concreto podem resultar em diferentes resistências ôhmicas para o material, o que influencia na distribuição da corrente. Ninhos de concretagem ou pontos com concretos de baixa qualidade podem resultar em aquecimento pontual do material, devido ao aumento da densidade de corrente no local (POLDER e Van den HONDEL, 1992).

2.2.3.3 Influência do tipo de cimento/uso de adições

A densidade de carga passante necessária para produzir a completa realcalinização do concreto carbonatado depende, entre outros fatores, do tipo de cimento utilizado.

Van den Hondel e Polder (1998) observaram a necessidade de aplicar uma densidade de carga de $100 \text{ A.h/m}^2_{\text{concreto}}$ sobre a superfície do concreto de cimento Portland (CP) comum para a completa realcalinização da zona carbonatada. Por outro lado, concretos elaborados com cimento Portland composto com escória de alto forno (CE) necessitaram da aplicação de 350 a $450 \text{ A.h/m}^2_{\text{concreto}}$, para a realcalinização de quase toda a zona carbonatada (Figura 2.22). Apesar dos referidos autores terem estudado, no mesmo trabalho, diferentes relações água/cimento (0,55 e 0,65), para ambos os concretos, nenhuma referência foi feita com respeito à influência da relação água/cimento sobre a eficiência do tratamento.

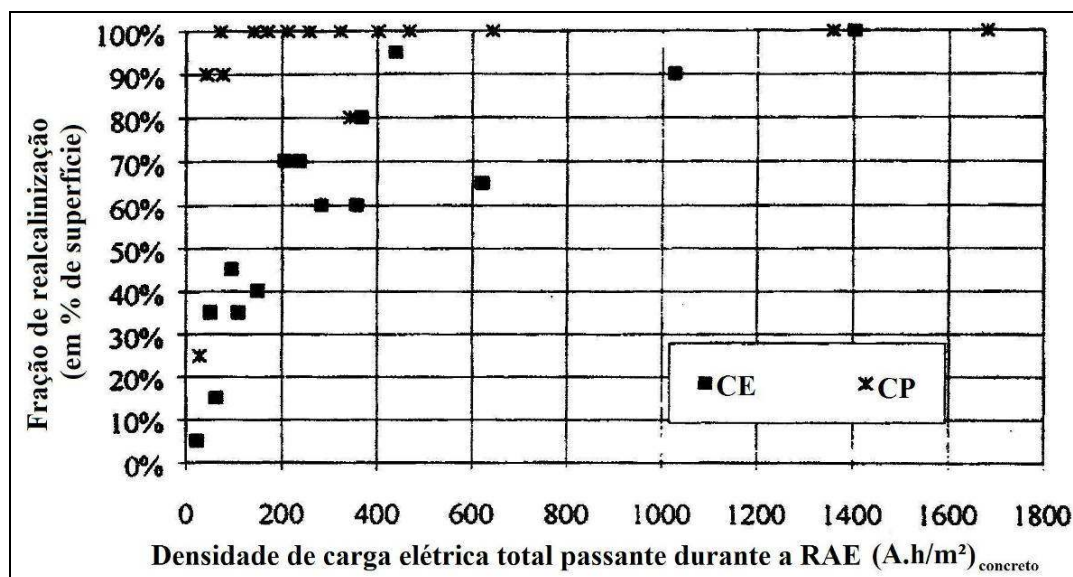


Figura 2.22 – Fração da área originalmente carbonatada que foi realcalinizada após o tratamento - indicado pela cor vermelho carmim da fenolftaleína (Van den HONDEL e POLDER, 1998).

Em trabalho citado por Bertolini et al. (2004), depois da passagem de uma densidade de carga elétrica de $336 \text{ A.h/m}^2_{\text{aço}}$ (14 dias à 1 A/m^2), foi observada, usando indicador à base de fenolftaleína, a realcalinização aproximadamente completa da capa de cobrimento de um concreto de cimento Portland comum. Entretanto, depois da aplicação de 672 A.h/m^2 (28 dias) através do concreto feito com escória do alto forno, apenas um pequeno círculo ao redor da barra foi observado depois de aspergir o indicador. Efeito similar foi encontrado para o concreto com cinza volante. Isto sugere que concretos elaborados com o emprego de adições necessitam, consideravelmente, de mais carga elétrica do que os concretos sem adições para alcançar um pH alto em uma parte substancial da capa de cobrimento. Conseqüentemente, o tempo de tratamento deve ser mais longo para estruturas feitas com cimentos que incorporam adições.

Em abordagem distinta, Castellote et al. (2006a) observaram a ocorrência do fluxo eletro-osmótico para pastas de cimento Portland comum e de cimento Portland com adição de cinza volante, após a aplicação de aproximadamente 360 A.h/m^2 ($1,3 \times 10^6 \text{ C/m}^2$) e 220 A.h/m^2 ($8 \times 10^5 \text{ C/m}^2$), respectivamente. Os autores também calcularam o potencial zeta para essas pastas, cujos valores médios foram -1.2 e -4mV , respectivamente. A equação 2.13 mostra que o potencial zeta é diretamente proporcional ao módulo da velocidade eletro-osmótica. Então, percebe-se que a velocidade e, conseqüentemente, o fluxo eletro-osmótico são maiores para os cimentos Portland com adições de cinza volante. No entanto, essas

observações são específicas para a eletro-osmose, não envolvendo outros fenômenos, como a eletrólise.

É importante ressaltar que, nos concretos moldados com cimentos Portland compostos com adições minerais, os minerais de carga positiva podem facilitar o fluxo eletro-osmótico, de modo semelhante ao que ocorre com o H^+ , conforme já mencionado anteriormente. Possivelmente, por conta disso, os concretos moldados com cimentos Portland compostos com adições minerais tendem a apresentar maior fluxo eletro-osmótico.

A partir dessas considerações, para a RAE, observa-se que, embora os concretos de cimento Portland contendo adições minerais possam apresentar um fluxo eletro-osmótico maior, a efetiva realcalinização destes tende a ser mais demorada nos estudos realizados. Por conta disso, estes concretos necessitam de maior densidade de carga passante para completar a realcalinização do concreto de cobrimento.

2.2.4 Relação do tratamento com a repassivação das armaduras

Embora a técnica da RAE tenha apresentado eficiência em relação à realcalinização do concreto, a possibilidade de repassivação das armaduras após a aplicação do tratamento ainda é um aspecto em discussão no meio científico. Trabalhos como os de Odden (1994), Andrade et al. (1999), Mietz (1998) e Yieh e Chang (2005) se apresentam favoráveis à repassivação das armaduras, embora os resultados apresentados não possam ser vistos como conclusivos. Por outro lado, trabalhos como os de González et al. (2000) e Miranda et al. (2006) questionam os resultados do tratamento em relação à repassivação da armadura e colocam que a eficiência do mesmo depende do nível de corrosão atingido pela armadura durante o seu período de atividade eletroquímica.

Em alguns projetos pilotos realizados por Van den Hondel e Polder (1992), o estado de corrosão das armaduras foi avaliado depois do tratamento usando medidas de potencial de corrosão e de resistência de polarização. Em vários casos, após alguns meses de despolarização, os potenciais de corrosão verificados tornaram-se menos eletronegativos, indicando diminuição da probabilidade de corrosão. Isto foi confirmado pelos resultados de resistência de polarização.

Um dos primeiros projetos de RAE foi realizado em um banco estadual na Noruega, em 1988, usando solução de carbonato de sódio (1 Molar). Medidas de potencial de corrosão foram realizadas antes, logo após e 2 anos após tratamento. Como resultado, as medidas de potenciais indicavam a repassivação das armaduras após o tratamento (ODDEN, 1994). Todavia, sabe-se que o potencial de corrosão não é suficiente, por si só, para precisar a repassivação ou não das barras.

Como já comentado no item 2.2.3.1, a eficiência da realcalinização do concreto de cobrimento está relacionada à densidade de carga passante. Mietz et al. (1994), apud Mietz (1998), submeteram amostras de diferentes condições de tratamentos (3, 5 e 7 dias com 0,5 A/m²) a testes de polarização anódica. Os resultados mostraram que as amostras com 3 ou 5 dias de realcalinização não podem ser classificadas como repassivadas, apresentando valores de densidade de corrente ainda elevados. Todavia, depois de 7 dias de tratamento de realcalinização a densidade de corrente decresce para valores mínimos.

Para estudar a eficiência da realcalinização eletroquímica na repassivação das armaduras, Yeih e Chang (2005) aplicaram, sobre os concretos carbonatados, densidades de corrente de 80, 120 e 200 $\mu\text{A}/\text{m}^2$, durante períodos de 7, 14 e 21 dias. Neste estudo, foram monitorados os potenciais de corrosão e as velocidades de corrosão durante a aplicação de diferentes níveis de densidade de carga elétrica (Figura 2.23 e 2.24).

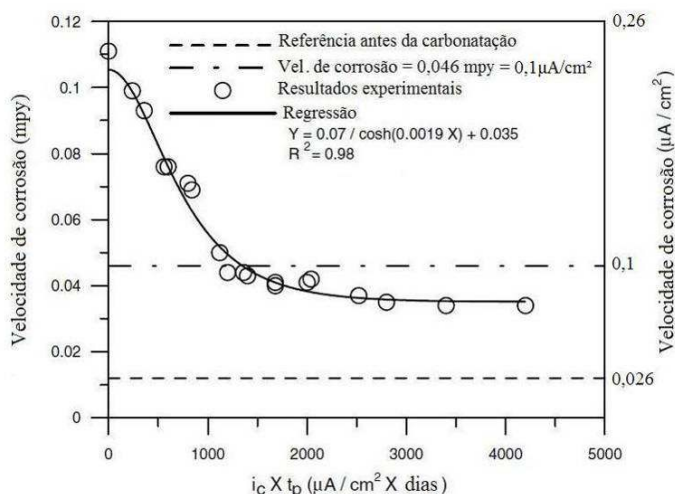


Figura 2.23 – Influência da densidade de carga passante sobre a velocidade de corrosão durante a RAE (YEIH e CHANG, 2005).

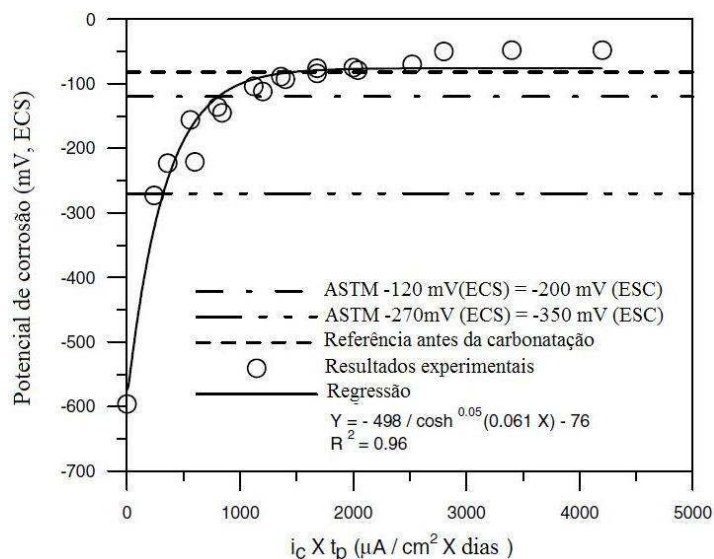


Figura 2.24 – Influência da densidade de carga passante sobre o potencial de corrosão durante a RAE (YEIH e CHANG, 2005).

A partir dos resultados apresentados nas Figuras 2.23 e 2.24, Yeih e Chang (2005) mostraram que uma densidade de carga passante de $1335 \mu\text{A}/\text{cm}^2 \times \text{dias}$ ($320,4 \text{ A.h}/\text{m}^2$) foi suficiente para repassivação das armaduras, o que equivale a aplicação de uma densidade de corrente de $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ ($2 \text{ A}/\text{m}^2$) durante um período de 6 dias. Após a aplicação dessa densidade de carga passante, os valores de velocidade de corrosão tornaram-se menores do que $0,046 \text{ mpy}$ ou $0,1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ (i_{corr}), considerada como desprezível por Andrade e Alonso (2001). Antes mesmo da aplicação dessa densidade de carga passante, os valores dos potenciais de corrosão (E_{corr}) já se apresentavam menos eletronegativos do que -120 mV (ECS - eletrodo de calomelano saturado), que equivale a -200 mV (ESC – Eletrodo de cobre/sulfato de cobre).

Defendendo a eficiência da RAE quanto à repassivação das armaduras, Bertolini et al. (1996) descrevem o desenvolvimento das condições de potencial e pH na superfície das armaduras durante o tratamento (Figura 2.25). Os pontos marcados nos círculos representam: condições de passividade da armadura nos concretos sãos (1); final do período de iniciação da corrosão, que coincide com o momento em que a frente de carbonatação alcança as armaduras (2); período de propagação da corrosão antes da aplicação da RAE (3); durante a polarização (4-5); e ao final do tratamento (6).

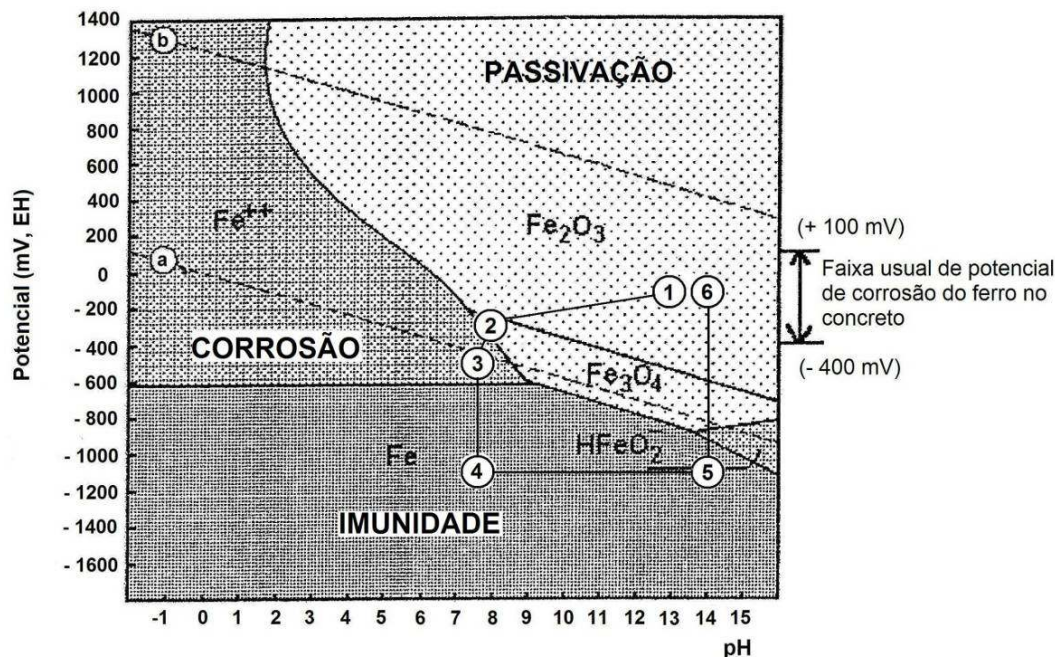


Figura 2.25 – Condições de potencial e pH na superfície das armaduras durante o tratamento da realcalinização eletroquímica (Pourbaix, 1972 *apud* CASCUDO, 1997; BERTOLINI et al., 1996, adaptado).

Bertolini et al. (1996) consideram que, no caso da realcalinização eletroquímica, as modificações do concreto afetam uma ampla região no entorno das armaduras e além disso, nesta região, a solução presente nos poros do concreto alcança valores de pH elevados (>13) e, por isso, as armaduras são repassivadas e permanecem assim, uma vez terminado o tratamento, ao contrário do que ocorre com a proteção catódica.

Devido à intensa polarização catódica aplicada sobre as armaduras durante a RAE, estas permanecem polarizadas após a conclusão do tratamento e demoram certo período de tempo para retornarem ao estado de equilíbrio. Esse é conhecido como o período de despolarização. Elsener (2001) alerta que as medidas eletroquímicas sejam feitas após o período de despolarização, que dura de 1 a 3 meses, em estruturas expostas à atmosfera.

Andrade et al. (1999) constataram que os valores de i_{corr} são muito altos apenas logo depois de desligado o sistema elétrico. Em seguida, as velocidades de corrente decrescem e permanecem estabilizadas com valores muito menores do que aqueles medidos antes da aplicação da realcalinização eletroquímica, mas ainda maiores do que os limites de 0,1-0,2 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$. De modo semelhante, depois de um curto intervalo de tempo, os potenciais de corrosão tornam-se estáveis, alcançando valores significativamente menos eletronegativos do que aqueles apresentados antes da aplicação da realcalinização eletroquímica (Figura 2.26).

Desse modo, as autoras consideram que a barra permanece em estado ativo durante pelo menos dois meses, embora tenham classificado este estado de ativação como sendo mais aparente do que real. Esta ativação pode ser decorrente de uma reoxidação dos produtos de corrosão que, a princípio, foram reduzidos após o tratamento ou decorrente do efeito da polarização catódica aplicada. Para este último caso, apenas quando a polarização do aço tiver desaparecido completamente, os valores de resistência de polarização (R_p) podem ser utilizados para calcular os valores de i_{corr} .

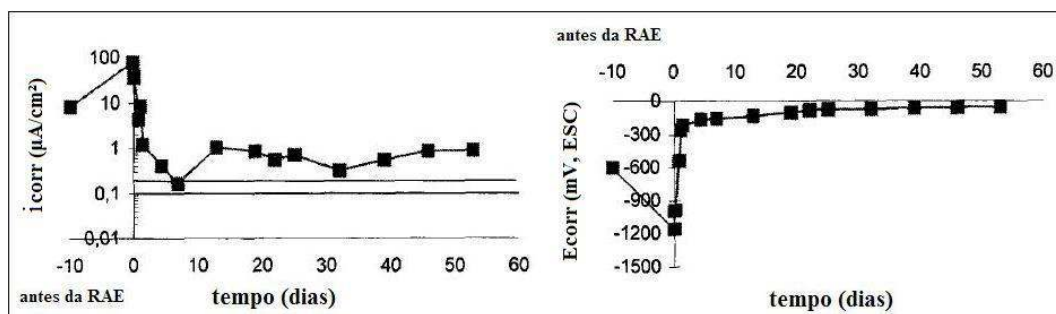


Figura 2.26 – Evolução das velocidades e dos potenciais de corrosão, antes e depois da RAE (ANDRADE et al., 1999).

A fim de verificar a eficiência da RAE quanto à repassivação das armaduras, González et al. (2000) desenvolveram um estudo utilizando armaduras extraídas de estruturas antigas (29 anos) em processo de corrosão. No início do estudo, algumas barras foram submetidas à limpeza, conferindo-as um baixo grau de corrosão, enquanto outras permaneceram com o grau de corrosão original. Após essa etapa, as barras foram imersas em solução alcalina saturada de Ca(OH)_2 e em corpos de prova de argamassa de cimento Portland comum, sendo monitoradas através de medidas de i_{corr} (Figura 2.27a e b) e curvas de polarização. No caso da Figura 2.27a, em que as armaduras foram imersas em solução alcalina saturada de Ca(OH)_2 , as barras limpas foram ativadas depois de 57 dias, através de carbonatação da solução, e repassivadas após imersão em nova solução.

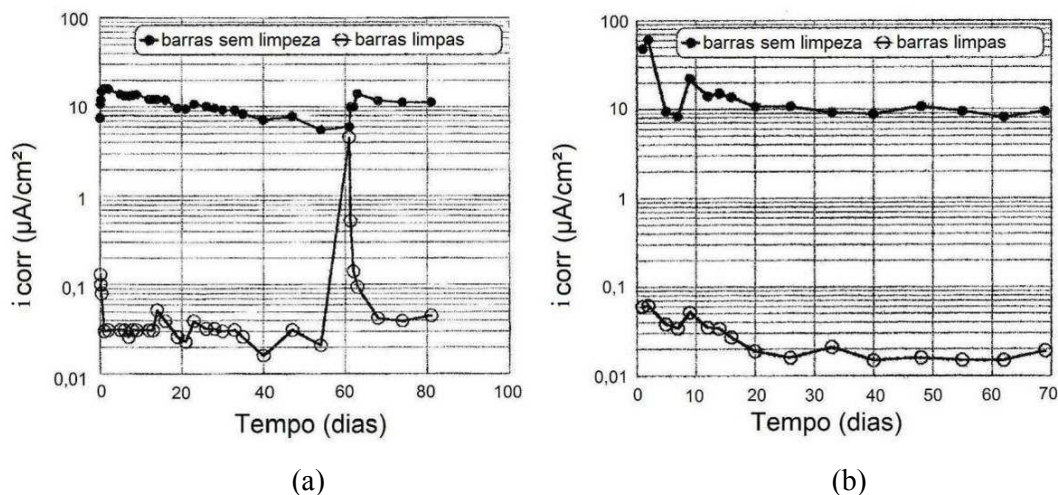


Figura 2.27 – Variação temporal da velocidade de corrosão de armaduras previamente limpas e sem limpeza: (a) imersas em solução alcalina saturada de Ca(OH)_2 e (b) envolvidas em argamassa não carbonatada (GONZÁLEZ, 2000).

Os resultados mostraram que em ambas as situações (solução de Ca(OH)_2 ou argamassa de cimento Portland comum), apenas as barras limpas foram repassivadas, apresentando valores de $i_{\text{corr}} \leq 0,1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, ao contrário do que ocorreu às barras com alto grau de corrosão. Finalizado o estudo, os autores concluíram que a RAE é capaz de repassar as armaduras com baixo grau de corrosão e incapaz de repassar as armaduras com alto grau de corrosão. Por isso, sugerem que a técnica seja considerada como um tratamento preventivo e não de recuperação.

Em estudo realizado no Brasil, Araújo (2009) confirmou que a RAE foi eficaz para repassivação de barras em fase inicial de corrosão, através do uso de soluções alcalinas de carbonato de sódio, hidróxido de potássio e hidróxido de cálcio. Para avaliar a eficácia do tratamento quanto à repassivação das armaduras, foram realizadas medidas de potencial de corrosão (Figura 2.28) e de espectroscopia de impedância eletroquímica. Apesar de nem todos os resultados de potenciais de corrosão das armaduras indicarem a tendência de potenciais menos eletronegativos com o tempo, os resultados dos ensaios de impedância eletroquímica comprovaram a repassivação dessas barras.

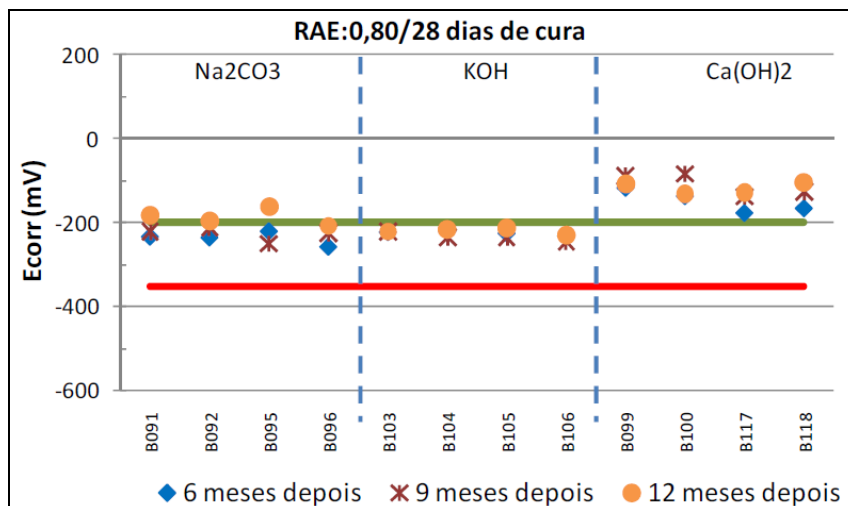


Figura 2.28 – Medidas de potenciais de corrosão nas barras dos corpos de prova de concretos previamente carbonatados e realcalinizados eletroquimicamente, após 6, 9, 12 meses da finalização do tratamento (ARAÚJO, 2009).

Com base nos resultados observados das diversas pesquisas mencionadas neste item, percebe-se que, no tratamento da RAE, é necessária a passagem de certa densidade mínima de carga elétrica para produzir a repassivação das armaduras, a qual não é consenso que ocorra para qualquer estágio de corrosão anterior das barras. Outro ponto a observar é que quanto maior o tempo de despolarização, mais eficaz é a avaliação do estado de corrosão das armaduras submetidas ao tratamento de RAE.

2.2.5 Durabilidade do tratamento

As hidroxilas geradas no cátodo, pela eletrólise da água, aumentam o valor do pH no entorno da armadura, garantindo um meio alcalino para o aço (pH de 13 a 14). Os hidróxidos de sódio, formados no entorno da barra, podem reagir com o dióxido de carbono e formar carbonato de sódio, reduzindo o pH. O grau de conversão da quantidade de hidróxidos para carbonatos depende da velocidade de penetração do dióxido de carbono, a qual depende da permeabilidade do concreto de cobrimento. Após a conversão de hidróxidos para carbonatos, mais adiante poderá ocorrer reação entre o carbonato de sódio e o dióxido de carbono, de acordo com a equação (2.14) (MIETZ, 1998):



Em estado de equilíbrio com uma constante concentração de dióxido de carbono presente na atmosfera, apenas uma pequena quantidade de carbonato de sódio reagirá formando o bicarbonato de sódio, e daí em diante uma futura carbonatação provocará ligeira diminuição do pH (MIETZ, 1998).

A questão é saber que pH resultará após a carbonatação, ou melhor, após a recarbonatação do concreto realcalinizado. Teoricamente pode ser estimado que 1M de carbonato de sódio em equilíbrio com o dióxido de carbono contido na atmosfera natural (0,03%) terá um pH de aproximadamente 10,5, sendo este pH suficientemente alcalino para proteger o aço dentro do concreto contra uma significativa corrosão (POLDER e Van den HONDEL, 1992).

Após testes de laboratório, Odden (1994) verificou que o pH de equilíbrio para todas as soluções de 0,5 a 1,0 molar, que são as concentrações relevantes para RAE, é de aproximadamente 10,4, como mostrado na Figura 2.29. Um requisito para durabilidade do tratamento é que os álcalis introduzidos permaneçam na zona carbonatada, e não migrem para dentro do concreto não carbonatado. A partir de análises de sódio em estruturas realcalinizadas, e testes de laboratório, aparenta-se que a velocidade de difusão é extremamente baixa. Nenhum aumento significativo de sódio em zonas não carbonatadas foi encontrado após 5 anos do tratamento. Devido a esses estudos, a autora considera que tal requisito é atendido.

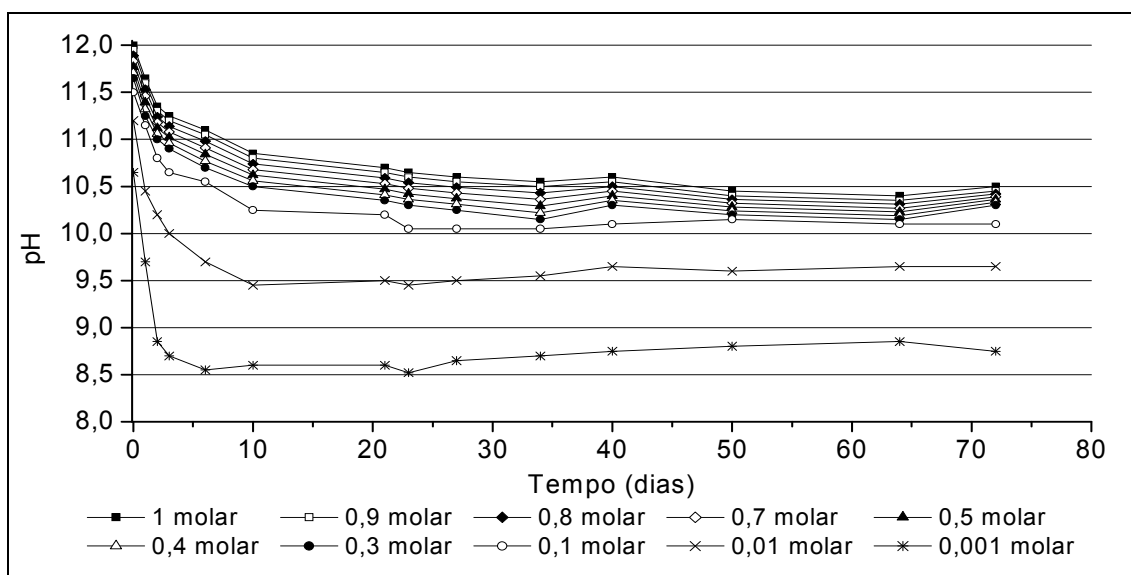


Figura 2.29 – Valores de pH ao longo do tempo, para 10 soluções de carbonato de sódio (ODDEN, 1994).

É interessante destacar que, de acordo com Castellote et al. (2006a), o tratamento de RAE provoca uma redução da porosidade do concreto no entorno da armadura, através de um processo de densificação dos poros capilares que ocorre como resultado da precipitação de hidróxido de cálcio (portlandita) e carbonato de cálcio (calcita) nos poros capilares. Desse modo, a difusão e absorção no concreto próximo à armadura terão velocidades menores que antes do tratamento, dificultando que os álcalis introduzidos migrem da zona carbonatada para dentro do concreto não carbonatado e proporcionando maior dificuldade para entrada futura de CO_2 nos poros capilares. Além disso, com a formação de hidróxido de cálcio, a reserva alcalina é restabelecida para o concreto ao redor da armadura, proporcionando a este maior resistência a uma futura carbonatação.

Com base em monitoramento realizado após a RAE, aplicada em estruturas reais, Odden (1994) concluiu que a durabilidade do tratamento é de pelo menos 5 anos. De forma complementar, medidas preventivas tais como a aplicação de um revestimento, ou um cobrimento adicional com concreto projetado, devem ser especificadas quando necessário, a fim de prevenir futura carbonatação e/ou evitar lixiviação das substâncias alcalinas após o tratamento (MATTILA e PENTTI, 1996), podendo assim prolongar a durabilidade do mesmo.

2.2.6 Monitoramento e aceitação do tratamento

O critério de aceitação do tratamento irá depender de um aumento suficiente do valor de pH na solução dos poros e do alcance da repassivação da superfície do aço (MIETZ, 1998). Na aplicação da RAE deve ser satisfeito pelo menos um dos seguintes critérios, de acordo com a proposta da NACE (apud SILVA, 2007):

- O tratamento deve ser realizado com o mínimo de 200 Ah/m² de armadura;
- Deve ser realizado um teste de carbonatação em cada zona anódica recorrendo a um indicador de fenolftaleína sendo que a coloração vermelho-carmim, característica da presença de um meio alcalino, realcalinizado, nas imediações das armaduras, deve ocorrer a um mínimo de 10mm da armadura ou do diâmetro da mesma (valor menor dos dois).

Entretanto, um pH ligeiramente acima de 9,3 (viragem da fenolftaleína) pode produzir uma condição ainda não favorável à repassivação das armaduras. Por conta disso, o uso de

solução alcoólica de timolftaleína (1%), com ponto de viragem em torno de 10,5, tem se mostrado mais apropriada para verificação da eficiência do tratamento (POLLET E DIERYCK, 2000 apud BERTOLINI et al., 2004).

Para a avaliação da repassivação das armaduras nas estruturas reais, têm sido utilizadas as técnicas de resistência de polarização e potencial de corrosão com a produção de mapas de potencial (ELSENER, 2001). Para estudos em laboratório, além das duas primeiras técnicas, também são utilizadas as técnicas de curvas de polarização (GONZÁLEZ et al, 2000; MIRANDA et al., 2003) e de impedância eletroquímica (ARAÚJO, 2009).

Elsener (2001) afirma que as medidas de potencial podem ser usadas para avaliar a eficiência e durabilidade do tratamento. Contudo, como o pH e a condutividade da solução dos poros (resistividade elétrica superficial) são extremamente modificados após a RAE, comparado aos concretos carbonatados, o autor enfatiza que ambos devem ser levados em conta para a correta interpretação das medidas de potencial de corrosão. Finalmente, o autor conclui que os potenciais mais eletronegativos ($< -250\text{mV/ESC}$) podem não indicar corrosão, mas sim armaduras passivas em ambientes alcalinos.

2.2.7 Efeitos do tratamento sobre o concreto

Do ponto de vista teórico, a RAE pode apresentar alguns efeitos potencialmente negativos sobre as estruturas de concreto, quais sejam: o favorecimento da reação álcali agregado (RAA) pelo aporte externo de álcalis; a fragilização do aço, pelo desprendimento de hidrogênio (CHATTERJI, 1993); e a perda de aderência entre o concreto e o aço. Exceto para a RAA, os outros efeitos negativos podem ser evitados ou mantidos em um nível aceitável pela aplicação de baixas densidades de corrente e de baixos valores para a densidade de carga passante total (MIETZ, 1998). Por outro lado, evidências experimentais sugerem que não há nenhum efeito danoso sobre as propriedades do concreto tratado devido à aplicação da RAE (BANFILL, 1996).

Em estudo realizado por Banfill e Al-Kadhimí (1998), os autores observaram que a realcalinização eletroquímica dos concretos carbonatados reduzem a RAA, comparado aos concretos de referência não carbonatados (Tabela 2.1). Esse fenômeno é explicado pela

ausência de hidróxido de cálcio nos concretos carbonatados, que agem como uma reserva de álcalis, alimentando a formação do gel álcali-silica.

Tabela 2.1 – Expansão da reação álcali-agregado depois de um ano de estocagem das amostras a 38°C e 100% de umidade relativa (mm/m) (BANFILL e AL-KADHIMI, 1998).

Condição do concreto	Referência		Parcialmente carbonatado		Completamente carbonatado		Tipo do tratamento
	Não tratado	Tratado	Não tratado	Tratado	Não tratado	Tratado	
Referência	0,11	0,11	0,11	0,16	0,06	0,06	R.A.E
Parcialmente contaminado por cloretos	0,17	1,4	0,11	0,31	0,05	0,18	E.E.C
Completamente contaminado por cloretos	0,26	1,01	0,06	0,68	0,04	0,14	E.E.C

Onde: R.A.E = Realcalinização eletroquímica; E.E.C = Extração Eletroquímica de Cloretos.

Como foram realizados poucos estudos acerca dos efeitos específicos da RAE sobre as reações álcali-agregado (MILLER, 1997; AL-KADHIMI e BANFILL, 1998), Mietz (1998) ressalta que para a aplicação da RAE em concretos contendo agregados reativos, a RAA pode ser mitigada pelo uso das soluções de hidróxido de lítio ou borato de lítio, como eletrólito, apesar de ainda não terem sido suficientemente estudadas em estruturas reais.

Com a aplicação da RAE, o concreto pode sofrer modificações na sua microestrutura, devido à deposição de materiais nos poros, comparados aos concretos não carbonatados e aos carbonatados, porém não realcalinizados. A distribuição do tamanho dos poros move-se na direção de poros menores, na região próxima ao cátodo (armadura). Como consequência, pode haver um aumento na resistência à compressão, resistência à flexão, módulo de elasticidade e velocidade dos pulsos nos ensaios de ultra-sonografia (BANFILL, 1997).

Castellote et al. (2006a) confirmaram experimentalmente que o tratamento provoca uma redução da porosidade do concreto no entorno da armadura como resultado da precipitação de hidróxido de cálcio (portlandita) e carbonato de cálcio (calcita). Em contrapartida, também observaram que o concreto superficial, próximo ao ânodo, sofre um aumento da porosidade, devido à dissolução de fases sólidas.

Em estudo de laboratório, Yeih e Chang (2005) observaram que as amostras realcalinizadas, comparadas às carbonatadas, sofreram diminuição na resistência à compressão e módulo de elasticidade do concreto e perda de aderência entre o concreto e armadura, à medida que se aumentou a densidade de carga passante no sistema. Todavia,

ressaltam que, para os níveis usuais de densidade de carga passante, os resultados ainda foram superiores aos das amostras de referência não carbonatadas. Por isso, os autores consideram que essas alterações nas propriedades do concreto não são preocupantes.

Apesar de algumas tendências observadas, esses aspectos foram pouco estudados pelo meio científico, sendo ainda necessária a realização de mais pesquisas para se chegar a conclusões definitivas.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Para a realização deste trabalho, o programa experimental incluiu a realização de uma sequência de etapas, as quais envolveram a definição das variáveis de estudo, a caracterização dos materiais empregados, a preparação dos corpos-de-prova, a carbonatação acelerada dos concretos, a realcalinização eletroquímica dos concretos carbonatados, o monitoramento eletroquímico e a realização de ensaios complementares, que possibilitaram esclarecer aspectos importantes na relação do material com os procedimentos de realcalinização adotados.

3.1 VARIÁVEIS DE ESTUDO

As variáveis estudadas neste programa experimental foram: relação água/cimento, tipo de cimento, espessura do concreto de cobrimento e densidade de carga passante no sistema durante a RAE. Nos subitens a seguir essas variáveis são detalhadas. A Tabela 3.1 mostra o arranjo experimental adotado, considerando as variáveis supramencionadas.

Tabela 3.1 – Características dos materiais e condições de ensaio adotadas.

a/c	Tipo de Cimento	Espessura do cobrimento	Codificação	Densidade de carga
0,55	CP V - Alta Resistência Inicial	10 mm	ARI 0,55 10	-
	CP IV - Pozolânico	10 mm	POZ 0,55 10	1Q/2Q/4Q
0,65	CP V - Alta Resistência Inicial	10 mm	ARI 0,65 10	-
		25 mm	ARI 0,65 25	-
	CP IV - Pozolânico	10 mm	POZ 0,65 10	1Q/2Q/4Q
		25 mm	POZ 0,65 25	-

3.1.1 Relação água/cimento

Nesta pesquisa, foram utilizadas duas relações água/cimento (0,55 e 0,65) visando a obtenção de concretos com qualidades distintas. A relação água/cimento 0,65 representa, por um lado, concretos empregados em obras mais antigas, com maior porosidade e com elevado índice de problemas de corrosão desencadeados pela ação da carbonatação do concreto e, portanto, necessitando de tratamentos semelhantes aos aqui avaliados. Por outro lado, a relação água/cimento 0,55 representa concretos característicos das obras atuais, com menor porosidade. A variação da relação a/c também permitiu avaliar a influência desta variável na velocidade e eficiência do tratamento empregado.

3.1.2 Tipo de cimento

Os tipos de cimento utilizados nesta pesquisa representam os extremos comerciais, em relação à incorporação de adições pozolânicas, disponíveis na região em que se realiza o estudo, possibilitando avaliar os efeitos que essa incorporação tem em relação ao tratamento empregado. Para isso, foram usados o Cimento Portland tipo V – ARI (Alta Resistência Inicial) e o tipo IV – Pozolânico.

3.1.3 Espessura do concreto de cobrimento

Como visto na fundamentação teórica, a espessura do concreto de cobrimento influencia na resistência ôhmica do sistema de concreto a ser tratado. Porém, poucos trabalhos estudaram a influência dessa variável sobre a velocidade e eficiência da RAE. Para suprir essa lacuna, nesta pesquisa foram adotadas duas diferentes espessuras para o concreto de cobrimento sobre as armaduras, sendo uma de 1 cm, e a outra de 2,5 cm, as quais representam, respectivamente, obras do passado, onde o cobrimento assumia valores de pequena magnitude, e obras atuais, onde os valores de cobrimento foram bastante incrementados.

3.1.4 Densidade de carga passante

A densidade de carga passante no sistema é um parâmetro determinante na eficiência do tratamento da RAE e, por isso, foi uma variável também estudada nesta pesquisa. O objetivo foi avaliar qual a influência da densidade de carga passante sobre a possibilidade de repassivação das barras. Para isso foram aplicadas sobre corpos-de-prova (CP) irmãos moldados com o cimento Portland tipo IV – Pozolânico, com relação a/c 0,55 e 0,65, três diferentes densidades de carga passante: 1Q e aproximadamente 2Q e 4Q, onde Q corresponde à densidade de carga passante necessária para realcalinizar completamente o concreto carbonatado de cobrimento.

3.2 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS EMPREGADOS

O aço empregado na pesquisa foi da classe CA-50, do tipo barra com diâmetro de 6,3mm, proveniente da siderúrgica AÇONOBRE-GERDAU. As características do aço são apresentadas no ANEXO A.

O agregado miúdo utilizado nesta pesquisa foi uma areia média lavada, proveniente da região. O agregado graúdo foi uma pedra granítica britada. Os agregados foram caracterizados de acordo com os procedimentos tradicionais normalizados pela ABNT, de modo a se obter as características físicas dos mesmos. As características de ambos são apresentadas no APÊNDICE A.

Os cimentos empregados na pesquisa foram do tipo CP V – ARI (Alta Resistência Inicial) e CP IV (Pozolânico), conforme apresentado no item 3.1.2. As caracterizações físico-químicas dos cimentos, fornecidas pelos respectivos fabricantes, são apresentadas no ANEXO A.

Os concretos foram dosados em massa, segundo o método ACI 211 (METHA e MONTEIRO, 2008), resultando nas dosagens e características apresentadas na Tabela 3.2. Vale ressaltar que a dosagem com relação a/c igual a 0,65 é a mesma da relação a/c igual a 0,55, alterando-se apenas a quantidade de água. Para os concretos dosados com relação a/c igual a 0,55 foi utilizado aditivo plastificante (reductor de água) à base de lignosulfonatos e

isentos de cloretos. Estes concretos necessitaram do uso de aditivo plastificante para obter uma trabalhabilidade satisfatória durante a moldagem dos corpos de prova.

Durante a elaboração dos concretos a sua fluidez foi monitorada considerando a NBR/NM 67. Aos 90 dias de idade, os concretos elaborados foram caracterizados em relação à resistência mecânica, segundo a NBR 5739 (ABNT, 2007) e a sua capacidade de absorção, seguindo procedimentos de ensaio normalizados pela NBR 9778 (ABNT, 2005). Todos os resultados desses ensaios são apresentados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Resistência à compressão aos 90 dias, abatimento do tronco de cone e teor de aditivo (% da massa de cimento) para concretos utilizados na pesquisa.

Tipo de cimento	a/c	Resistência à compressão aos 90 dias (Mpa)	Slump Test (mm)	Aditivo Plastificante	Absorção (%)	Índice de Vazios (%)	Massa Específica (g/cm ³)
CP V - ARI	0,55	40,24	55	0,4%	3,14	7,11	2,26
	0,65	36,29	165	Isento	4,62	10,21	2,21
CP IV - Pozolânico	0,55	28,91	45	0,8%	4,52	10,04	2,22
	0,65	22,28	89	Isento	5,67	12,32	2,17
Dosagem (1:2,37:2,58) (cimento, areia e pedra granítica)							

Os concretos com adições pozolânicas tendem a apresentar maiores resistências à compressão e menores porosidades a longo prazo, quando comparados aos concretos sem adições. No caso, ocorreu o oposto. Porém, esse comportamento é sensivelmente influenciado pelas condições e tempo de cura aplicada aos concretos. Provavelmente, devido ao curto período de cura realizado nesta pesquisa (7 dias), as reações pozolânicas podem ter sido desfavorecidas para esses concretos até mesmo aos 90 dias de idade. Além disso, não foi possível verificar a qualidade das pozolanas adicionadas ao cimento Portland do tipo IV – Pozolânico utilizado nesta pesquisa, uma vez que este foi adquirido já pronto para o uso. Desse modo, tanto o pequeno tempo de cura quanto a possibilidade de baixa qualidade das pozolanas adicionadas ao cimento Portland pozolânico utilizado nesta pesquisa podem ter causado o comportamento observado.

3.3 PREPARAÇÃO DOS CORPOS-DE-PROVA PARA OS ENSAIOS DE RAE

Para cada condição de ensaio adotada, foram moldados dois corpos-de-prova (CP) cúbicos de 8 x 8 x 8 cm, com a incorporação de duas armaduras de 6,3 mm (aço CA 50) em cada um dos mesmos, possibilitando uma avaliação do comportamento das armaduras em relação aos processos de realcalinização adotados. Antes da sua incorporação aos corpos de prova de concreto, os aços sofreram um tratamento de limpeza superficial através de escovação mecânica, com o objetivo de evitar a influência de quaisquer oxidações prévias na superfície do metal, além disso, as extremidades inferiores e superiores das barras foram isoladas com fita isolante, delimitando uma área constante de exposição (Figura 3.1).

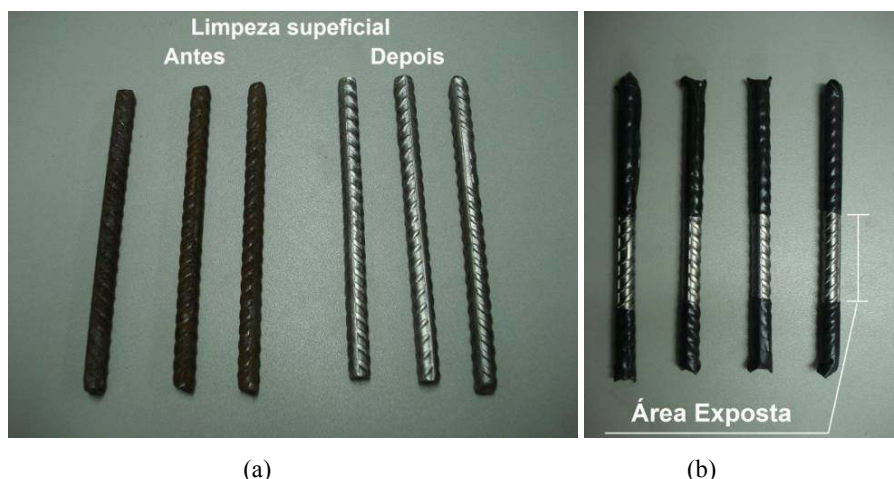


Figura 3.1 – Preparação das barras de aço para moldagem dos corpos de prova de concreto: (a) limpeza superficial; e (b) isolamento das extremidades das barras.

A Figura 3.2 mostra a disposição das barras nos CP de concreto, sendo as espessuras do cobrimento variáveis (1cm e 2,5cm).

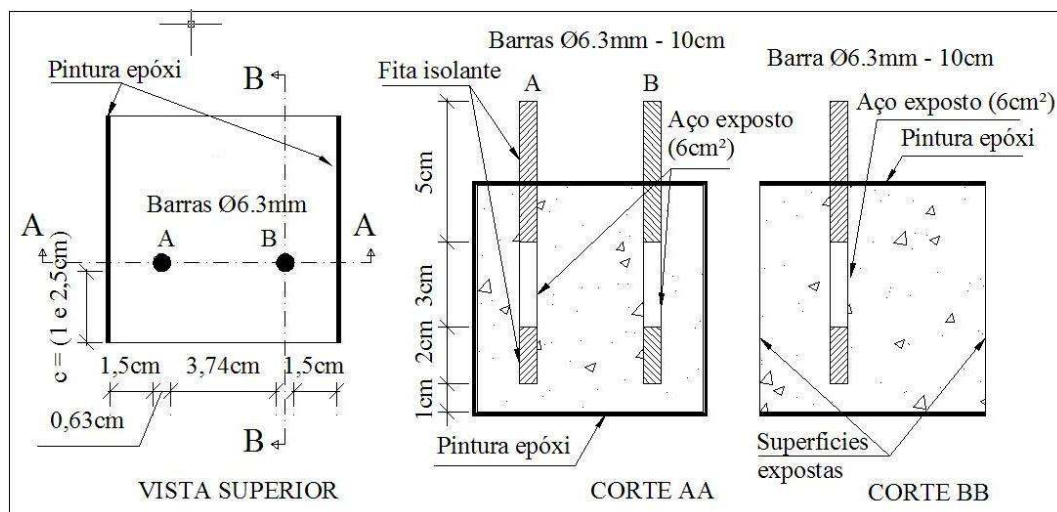


Figura 3.2 – Disposição das barras nos corpos de prova de concreto.

Nota-se que a razão entre a área superficial exposta do concreto de cobrimento e a área de aço exposta é de aproximadamente 5,33, a qual pode ser usada para converter os resultados de densidade de carga passante (Q) em relação à superfície do concreto para a superfície do aço. Sendo assim, para as características dos CP utilizados nesta pesquisa, $1,00 \text{ A.h/m}^2_{\text{concreto}}$ equivale a $5,33 \text{ A.h/m}^2_{\text{aço}}$.

Os CP foram moldados em formas metálicas (Figura 3.3a), sendo desmoldados com 24 horas da concretagem e, em seguida, sofreram cura úmida até o sétimo dia (Figura 3.3b). Este procedimento procurou representar condições de cura próximas da realidade. Na sequência, os CP permaneceram em ambiente de laboratório por um período de 180 dias, com o objetivo de atingir uma microestrutura mais estável antes dos ensaios (Figura 3.3c). Logo no início desse período, os CP tiveram quatro das suas faces isoladas com pintura epóxi e, após os 180 dias de espera em ambiente de laboratório, foram submetidos às respectivas condições de exposição / ensaio.

Simultaneamente aos CP descritos acima, foram moldados CP irmãos (Figura 3.3d), com e sem a incorporação de armaduras, com os objetivos de avaliar o avanço da frente de carbonatação e da frente de realcalinização, conforme se detalha nos itens 3.5 e 3.6, seguindo os mesmos procedimentos de moldagem, cura e espera que os anteriores.

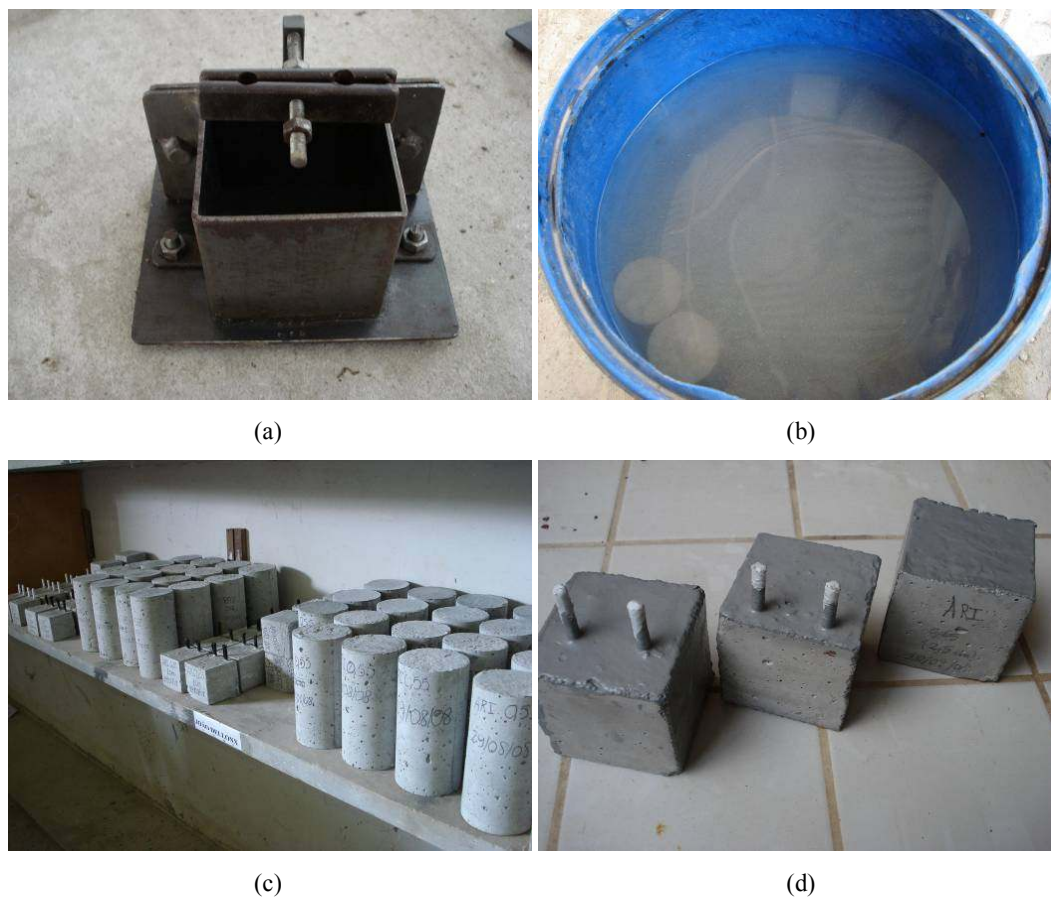


Figura 3.3 – (a) Forma metálica de um CP 8x8x8 cm; (b) Cura submersa durante sete dias; (c) período de espera em ambiente de laboratório por 180 dias; (d) CP irmãos para verificação da frente de carbonatação e realcalinização.

3.4 CARBONATAÇÃO DOS CONCRETOS

A carbonatação dos concretos ocorreu de forma acelerada em três câmaras de carbonatação confeccionadas para este fim, seguindo procedimentos similares aos empregados na Universidade de Brasília – UNB (BAUER et al., 2006) (Figura 3.4). A operação das câmaras ocorreu com concentração de 100% de CO_2 , sob uma umidade relativa do ar de $75\% \pm 8,5\%$ e temperatura de $28,5 \pm 1,5^\circ\text{C}$. A mesma se processou até que os CP tivessem a capa de cobrimento carbonatada e o processo de corrosão fosse desencadeado.

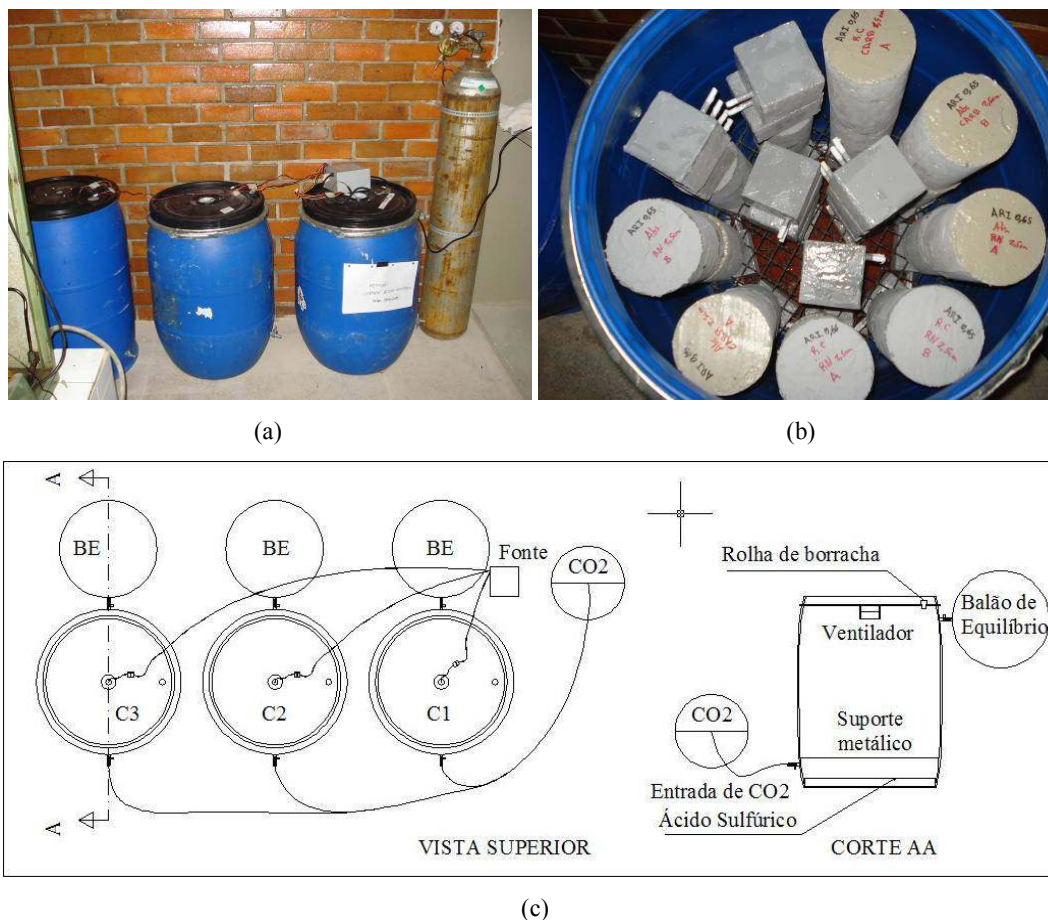


Figura 3.4 – (a) Câmaras de carbonatação; (b) disposição dos CP dentro da câmara de carbonatação e (c) esquema das três câmaras de carbonatação.

Cada câmara de carbonatação consistia em um recipiente de plástico com tampa hermeticamente fechada contendo três orifícios. O primeiro orifício, na parte inferior da câmara, era diretamente ligado ao cilindro para a entrada de gás carbônico (CO_2), sendo esta controlada por um manômetro. O segundo orifício, na parte superior lateral da câmara, a princípio permanecia livre para a saída do ar e controle da saturação da câmara com o referido gás. Todavia, logo após a verificação da saturação da câmara, um balão de equilíbrio era instalado nesse orifício com intuito de garantir gás suficiente para alimentar as reações de carbonatação de forma mais constante ao longo do tempo. O terceiro orifício, na parte superior da tampa, era destinado à verificação da umidade relativa no interior da câmara, através de um termohigrômetro.

A verificação da saturação da câmara com gás carbônico era feita pela colocação da mangueira de saída do ar da câmara em um recipiente contendo uma solução alcalina de hidróxido de cálcio com indicador de fenolftaleína. Devido à presença do indicador, a solução

alcalina tornava-se avermelhada. Como o gás carbônico é mais denso que o ar contido na câmara, sua entrada pelo orifício inferior forçava a saída do ar pela passagem superior, até chegar o ponto de o gás carbônico ter saturado a câmara e começar a ser expelido. Neste processo, o CO_2 reage com o hidróxido de cálcio, reduzindo o pH da solução do recipiente e mudando a sua coloração, de vermelho carmim para incolor. Desta forma, ao mudar a coloração, tinha-se a garantia de que a câmara estava saturada com gás carbônico.

A avaliação do avanço da frente de carbonatação era feita em CP irmãos (ver seção 3.3), após períodos pré-estabelecidos de exposição na câmara de carbonatação. A avaliação se iniciou com 19 dias de exposição e foi ajustada em função dos resultados iniciais obtidos para cada material. A Figura 3.5 mostra as etapas vencidas para a realização desses ensaios, que vão desde a moldagem até a última data de exposição ao CO_2 dos corpos-de-prova.

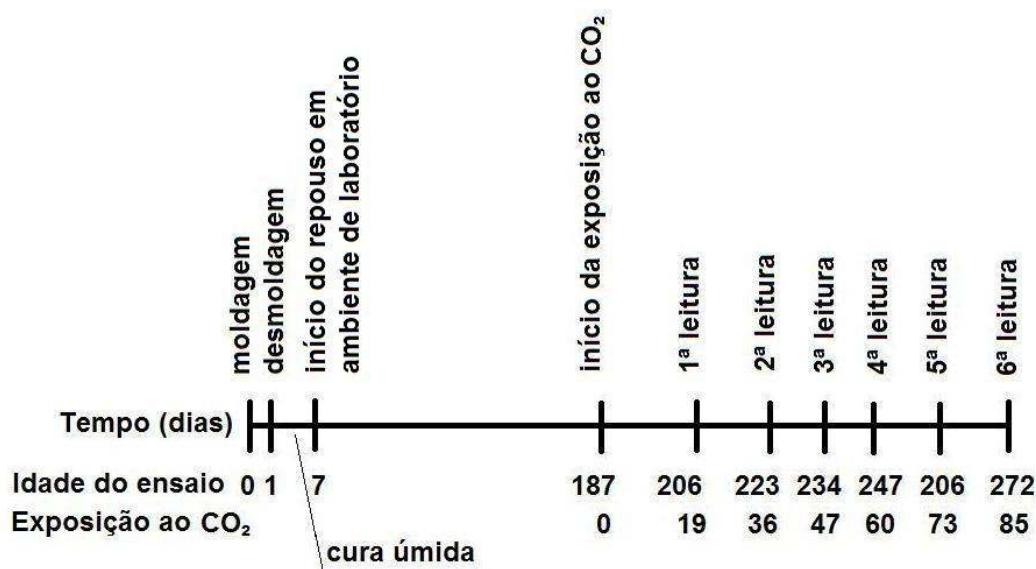


Figura 3.5 – Esquema cronológico da produção e exposição dos corpos de prova aos ensaios de carbonatação acelerada.

A avaliação da profundidade de carbonatação foi realizada através do emprego de solução indicadora de fenolftaleína a 1%. Para cada avaliação, era realizado um desbaste mínimo de 1 cm dos corpos de prova, no sentido perpendicular às faces expostas (Figura 3.6a), seguindo-se com a aplicação da solução de fenolftaleína após prévia limpeza das faces desbastadas com jato de ar comprimido (Figura 3.6b). Em seguida, eram feitas medidas da profundidade carbonatada em 12 pontos, com emprego de um paquímetro. Por fim, a superfície desbastada era novamente isolada com pintura epóxi e, após 24 horas, o CP retornava a câmara de carbonatação. Este ciclo se processou até o momento em que a

avaliação da frente de carbonatação indicava a chegada dessa frente à armadura e havia a confirmação da despassivação através das medidas eletroquímicas (item 3.6)



Figura 3.6 – (a) Desbaste de 1 cm dos CP, no sentido perpendicular às faces expostas; (b) avaliação da profundidade (frente) de carbonatação através do emprego de solução indicadora de fenolftaleína a 1% .

3.5 REALCALINIZAÇÃO ELETROQUÍMICA

Confirmada a despassivação das armaduras, através das técnicas de monitoramento eletroquímicos descritas no item 3.6, foi aplicado o método de tratamento de realcalinização eletroquímica (RAE). Os CP sujeitos a RAE foram previamente saturados com água deionizada, com intuito de eliminar o efeito de absorção capilar neste tratamento.

O método de realcalinização eletroquímica utilizado consistiu na aplicação de um campo elétrico entre as armaduras dos CP e uma malha externa em intensidade tal que permitisse a passagem de uma densidade de corrente média de 2 A/m^2 em relação à superfície de concreto exposta (Figura 3.7). Nesse arranjo, as armaduras presentes no concreto atuaram como cátodo e foram conectadas ao pólo negativo de uma fonte externa, enquanto que uma malha externa de titânio atuou como ânodo, conectada ao pólo positivo da mesma fonte. Todo esse sistema atuou imerso em um eletrólito composto de uma solução 1 M de Na_2CO_3 (Figura 3.8). A opção por este nível de densidade de corrente e pelo eletrólito empregado se justificam em função das experiências anteriores apresentadas na literatura (BANFILL, 1994; ODDEN, 1994; MIETZ, 1998; YEIH, 2005).



Figura 3.7 – (a) CP submersos na solução de Na_2CO_3 , antes da aplicação do campo elétrico e (b) Arranjo elétrico com as fontes durante a realcalinização eletroquímica.

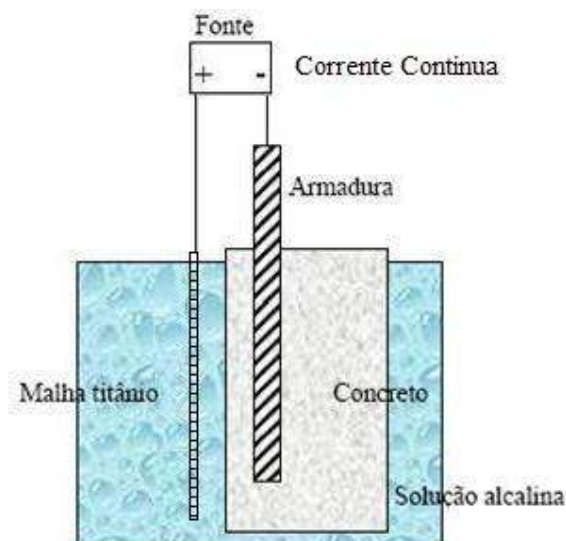


Figura 3.8 – Esquema de montagem das instalações da realcalinização eletroquímica.

Cada grupo de concreto foi tratado isoladamente em um recipiente contendo quatro CP, sendo cada um com duas barras, totalizando 8 barras. Na Figura 3.9, está representado o esquema elétrico utilizado durante a RAE. As identificações de R_1 a R_8 representam as resistências ôhmicas do sistema a ser tratado, ou seja, a resistência ôhmica do conjunto armadura-concreto-eletrólito-ânodo externo, também chamado de “célula de concreto”. Os parâmetros elétricos monitorados durante o tratamento foram a tensão aplicada (E) e a corrente total (I_{total}), a partir dos quais foi possível calcular a resistência equivalente do sistema (R_{eq}). Como a resistência ôhmica do sistema variava ao longo do tratamento, a tensão era ajustada para manter a corrente elétrica aproximadamente constante, respeitando uma densidade de corrente elétrica em torno de $2 \text{ A/m}^2_{\text{concreto}}$.

$$\frac{E}{R_{eq}} = \frac{8.E}{R_m}$$

$$R_m = 8.R_{eq} \quad (3.4)$$

O tratamento foi constantemente monitorado, sendo considerado completo quando a região realcalinizada atingia toda a espessura do cobrimento e um raio mínimo de 10mm no entorno da região exposta da barra, a partir da sua superfície (ver Figura 3.2). O monitoramento da frente de realcalinização foi realizado através de CP irmãos, elaborados para este fim, os quais sofreram a análise periódica da alcalinidade do concreto através da aplicação de solução indicadora de pH de timolftaleína (a 1%), cujo ponto de viragem situa-se entre 9,3 e 10,5 (quando o pH está acima desse ponto de viragem o indicador muda de incolor para azul). A escolha dessa solução em substituição a de fenolftaleína se deu em função do seu ponto de viragem indicar maior alcalinidade, mostrando-se mais apropriada para verificação da eficiência do tratamento, já que a alta alcalinidade é uma condição necessária para repassivação das armaduras. Dessa forma, os CP foram periodicamente desbastados no sentido perpendicular das faces expostas e, após limpeza da superfície do concreto com jato de ar comprimido, sofreram a aplicação da solução de timolftaleína. O desbaste foi feito de modo a se obter uma superfície de corte paralela e o mais próximo possível às armaduras (Figura 3.10a).

A partir da relação entre a área efetivamente realcalinizada e aquela potencialmente apta à realcalinização, considerando a projeção da superfície exposta da barra até a superfície do concreto (Figura 3.10b), foi possível verificar o avanço da frente de realcalinização (em termos percentuais). O monitoramento da área efetivamente realcalinizada foi feito através de análises gráficas realizadas com base nas imagens registradas nos intervalos de monitoramento.



Figura 3.10 – Avaliação do avanço da frente de realcalinização no concreto através do emprego de solução indicadora de timolftaleína a 1%.

3.6 MONITORAMENTO ELETROQUÍMICO

O monitoramento eletroquímico foi realizado em CP com armadura incorporada, submetidos aos procedimentos descritos nos itens 3.4 e 3.5, através das técnicas de resistência de polarização ou polarização linear, medidas de potencial de corrosão e resistividade elétrica superficial.

Para a realização das medidas de resistência de polarização e medidas de potencial, foi empregado um eletrodo de Cu-CuSO₄ (ESC) e um potenciostato de bancada (*ParStat 2263*, fabricado pela *Princeton Applied Research*), mostrado na Figura 3.11. A partir dessas medidas foram obtidas as variáveis E_{corr} (potencial de corrosão) e i_{corr} (densidade de corrente instantânea de corrosão).

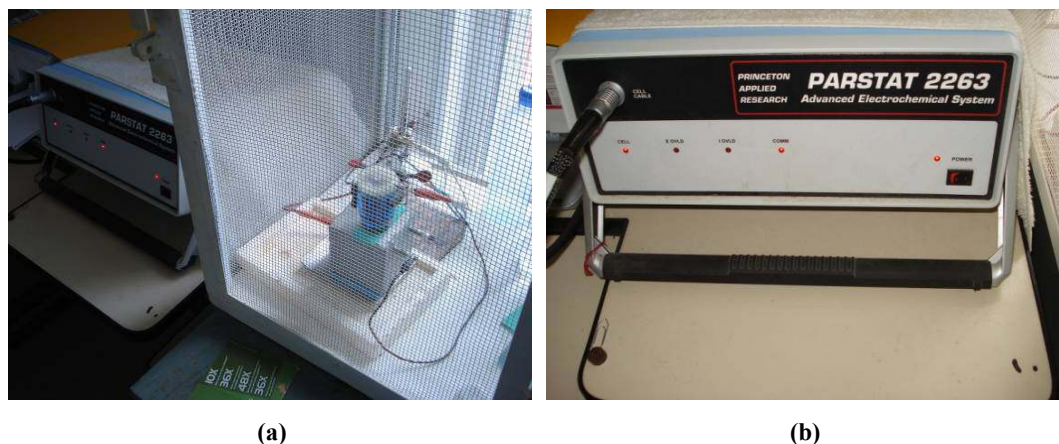


Figura 3.11 – Medidas de potencial de corrosão e resistência de polarização: (a) eletrodo de Cu-CuSO₄ (ESC) (b) potenciostato de bancada (ParStat 2263).

3.6.1 Potencial de corrosão

A técnica consiste em determinar a diferença de potencial entre duas semicélulas: a semicélula aço/concreto (eletrólito) e a semicélula estável que é o eletrodo de referência. Um potenciômetro de alta impedância é conectado entre a armadura e o eletrodo de referência, o qual é colocado em contato com a superfície de concreto (Figura 3.12). O resultado obtido é o potencial de corrosão da armadura de concreto. A magnitude desses potenciais dá indícios sobre o risco de corrosão da armadura (CASCUDO, 2005).

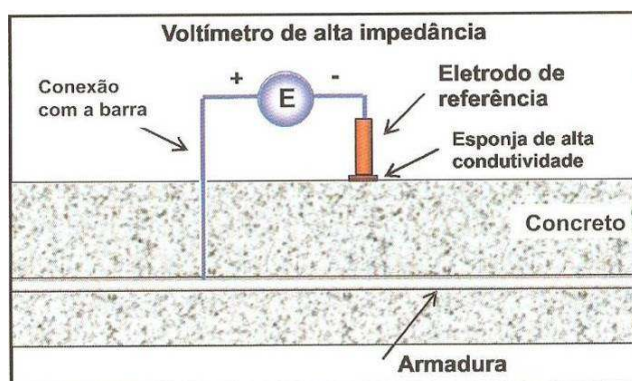


Figura 3.12 – Esquema para medida dos potenciais de corrosão (CASCUDO, 2005).

As medidas do potencial de corrosão são qualitativas e devem ser utilizadas em conjunto com outras medidas para avaliar a corrosão (ANDRADE, 1992). Desta maneira, a corrosão é avaliada em termos de probabilidade de corrosão, cujos critérios estão dispostos na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Critérios de avaliação do potencial de corrosão de acordo com a ASTM C-876 (1999).

Potencial de corrosão relativo ao eletrodo de referência de cobre-sulfato de cobre - ESC (mV)	Probabilidade de corrosão
mais negativo que -350	superior a 90%
mais positivo que -200	inferior a 10%
de -200 a -350	incerta

3.6.2 Resistência de polarização

A resistência de polarização (R_p) representa a inércia que um determinado sistema possui em permitir um processo de transferência de carga elétrica através do eletrodo, isto é, um processo eletroquímico de corrosão. Assim, um sistema aço/concreto passivado apresenta R_p muito maior do que aquele em que há atividade corrosiva. (CASCUDO, 2005).

A resistência de polarização pode ser obtida a partir da aplicação de uma pequena diferença de potencial à armadura, exercendo uma polarização ao redor do potencial de corrosão original. Aplicada a diferença de potencial externa (ΔE), a variação de corrente (ΔI) pode ser medida por um procedimento potenciostático ou potenciodinâmico. A resistência de polarização (R_p) é então obtida por $R_p = \Delta E / \Delta I$.

Para a determinação da corrente de corrosão instantânea (I_{corr}), utiliza-se a equação (3.5) de Stern e Geary (1957, apud CASCUDO, 1997):

$$I_{corr} = \frac{1}{2,3} \cdot \frac{\beta_a \beta_c}{\beta_a + \beta_c} \cdot \frac{\Delta I}{\Delta E} \rightarrow I_{corr} = \frac{B}{R_p} \therefore \frac{1}{2,3} \cdot \frac{\beta_a \beta_c}{\beta_a + \beta_c} = B \quad (3.5)$$

Onde: β_a e β_c = inclinações das curvas de Tafel nos trechos anódico e catódico respectivamente;

ΔE = Diferença de potencial aplicada;

ΔI = Variação da corrente;

R_p = Resistência de polarização;

I_{corr} = Corrente de corrosão.

Considerando que a obtenção de B através das curvas de Tafel necessita da aplicação de polarizações elevadas, provocando perturbações no sistema em caráter definitivo, Andrade et al. (1986, apud MEIRA, 2004) sugerem o emprego de valores de referência para B quando se trata de concreto armado. Esses valores são 26 para o caso de aço ativo (em processo de corrosão) e 52 para aço passivo. Portanto, a partir de I_{corr} é possível a obtenção da densidade de corrente instantânea de corrosão ou, em linguagem simplificada, da velocidade de corrosão, dividindo-se I_{corr} pela área (A) inicialmente polarizada (Equação 3.6):

$$i_{\text{corr}} = \frac{B}{R_p \cdot A} \quad (3.6)$$

A densidade de corrente de corrosão, por sua vez, pode ser classificada em faixas que identificam o grau de importância da corrosão (Tabela 3.4).

Tabela 3.4 – Classificação dos níveis de velocidade de corrosão (ANDRADE e ALONSO, 2001).

Velocidade de corrosão		Nível de corrosão
$\mu\text{A}/\text{cm}^2$	$\mu\text{m}/\text{ano}$	
< 0,1	< 1	Desprezível
0,1 – 0,5	1 – 5	Baixo
0,5 – 1,0	5 – 10	Moderado
> 1,0	> 10	Alto

3.6.3 Resistividade elétrica superficial

As medidas de resistividade superficial dos concretos foram realizadas através do emprego de um resistímetro de superfície de quatro eletrodos, com distância constante entre os mesmos, utilizando-se uma frequência de 1 kHz. A Figura 3.13 mostra o funcionamento do método de medida da resistividade elétrica superficial, normalizado pela ASTM (ASTM G-57), inicialmente utilizado para solos, através do método dos “quatro eletrodos” de autoria de Wenner, e posteriormente adaptado para concretos.

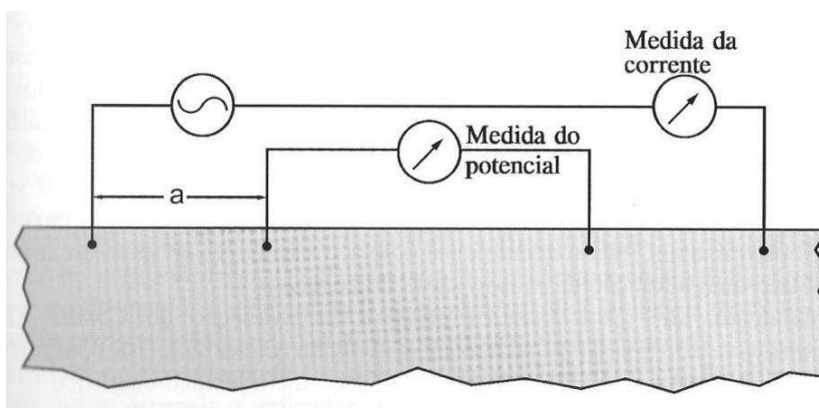


Figura 3.13 – Configuração de quatro eletrodos para a medida da resistividade elétrica do concreto (CASCUDO, 1997).

A resistividade elétrica do concreto é um dos parâmetros que junto com a disponibilidade de oxigênio controlam a velocidade de corrosão do aço no concreto e depende da umidade e do grau de ionização da solução contida nos poros do concreto. A técnica consiste na aplicação de uma corrente elétrica entre os eletrodos externos e a diferença de potencial gerada entre os eletrodos internos propicia a medida da resistividade, através da Equação 3.7 (ANDRADE, 1992):

$$\rho = 2 \cdot \pi \cdot a \cdot \frac{V}{I} \quad (3.7)$$

Onde: ρ = resistividade elétrica do concreto;

a = espaçamento entre os eletrodos (igual a 2,5cm nesta pesquisa);

V = voltagem;

I = corrente.

A Tabela 3.5 mostra os critérios de avaliação dos resultados de resistividade elétrica superficial (ρ).

Tabela 3.5 – Critérios de avaliação da resistividade superficial – RILEM.

Resistividade superficial do concreto (ρ)	Indicação do risco de corrosão
< 10 kohm.cm	Alto
10 a 50 kohm.cm	Moderado
50 a 100 kohm.cm	Baixo
> 100 kohm.cm	Desprezível

3.6.4 Etapas do monitoramento eletroquímico

Durante o período de carbonatação dos concretos, as medidas eletroquímicas foram realizadas a cada período de avaliação da profundidade de carbonatação. Quando a profundidade de carbonatação atingia o nível das armaduras, as medidas prosseguiram até o momento indicativo da despassivação das mesmas.

Como as medidas eletroquímicas podem variar em função de uma série de fatores, estas medidas foram feitas até que se mantivesse uma tendência de superar a faixa limite de i_{corr} e os potenciais assumissem valores mais eletronegativos que -350 mV (ESC). A faixa limite de i_{corr} a partir da qual o processo de corrosão passa a ser significativo foi adotada como sendo $0,1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, conforme indicado na Tabela 3.4. Assim, quando as medidas eletroquímicas indicavam a despassivação do aço, os CP correspondentes estavam aptos a participar dos procedimentos de realcalinização descritos no item 3.5.

Durante o período de realcalinização, as medidas eletroquímicas foram realizadas a cada momento de avaliação da profundidade de realcalinização. Concluída a realcalinização eletroquímica, as medidas eletroquímicas continuaram sendo feitas até o final do período de despolarização das armaduras. A despolarização é completa quando os valores de E_{corr} e i_{corr} estabilizam-se, o que ocorre alguns meses após o tratamento. A Figura 3.14 mostra o esquema cronológico de todas as etapas envolvidas no tratamento da RAE.

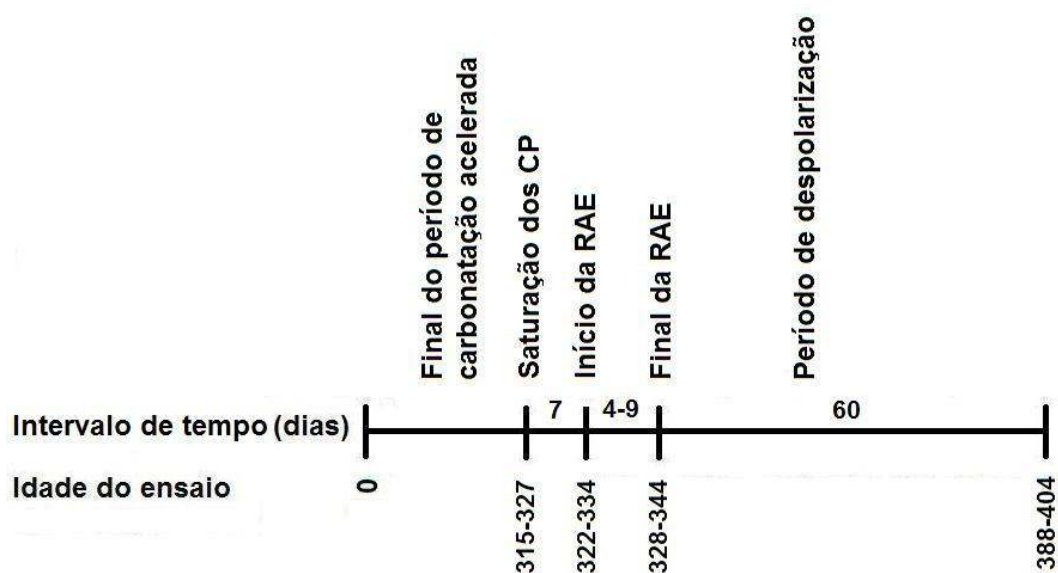


Figura 3.14 – Esquema cronológico das etapas envolvidas no tratamento da RAE.

3.7 ENSAIOS COMPLEMENTARES

Com o objetivo de avaliar a influência do tratamento realizado sobre as características da matriz de concreto, foram realizados ensaios complementares em CP submetidos às condições de tratamento descritas nos itens 3.4 e 3.5 e em CP irmãos não submetidos aos referidos tratamentos, os quais serviram de referência. Desta forma, esta avaliação ocorreu a partir de monitoramento da massa dos CP e medidas de alcalinidade no entorno das armaduras, zona intermediária e zona próxima à superfície dos concretos.

O monitoramento da massa dos CP teve como objetivo auxiliar na indicação de possíveis alterações na matriz de concreto decorrentes dos processos empregados, bem como indicar a penetração de soluções no tratamento adotado. O mesmo ocorreu pela simples pesagem de CP nos momentos em que foram monitorados os avanços da frente de carbonatação e da frente de realcalinização. Os resultados foram calculados a partir da média de duas amostras e expressos em massa relativa dos CP de concreto, em relação à massa inicial do CP antes da carbonatação acelerada.

As medidas de alcalinidade no entorno das armaduras foram realizadas com amostras extraídas nas camadas próximas às armaduras (0 – 8 mm a partir da superfície da barra) empregando-se ferramenta diamantada (Ver equipamento mostrado na Figura 3.6a). Essas amostras passaram por um processo de obtenção da solução de equilíbrio através da dissolução/lixiviação de fases das amostras de concreto. Com as soluções obtidas, foram realizadas medidas diretas de pH (através de leitura em pHmetro) e por titulação da concentração de OH^- (pH calculado a partir da titulação com HCl), segundo procedimento proposto por Castellote et al. (2002). Os resultados foram expressos considerando-se a média dos dois valores de pH obtidos para cada amostra. Esses ensaios foram realizados no Laboratório de Engenharia Eletroquímica da Universidade Federal de Campina Grande. De forma adicional, apenas para os CP que apresentavam cobrimento de 2,5cm, essas medidas foram feitas com amostras extraídas nas camadas próximas à superfície do concreto (0-8mm), na região intermediária (8-16mm) e próximas à armadura (16-25), todas referidas à superfície do concreto. Essas medidas auxiliaram na identificação das mudanças de alcalinidade não apenas das camadas mais externas e intermediárias, mas principalmente, no entorno da armadura com os processos de carbonatação e realcalinização e suas respectivas consequências sobre a matriz de concreto.

A Figura 3.15 apresenta o fluxograma geral das principais atividades realizadas durante a pesquisa. No APÊNDICE B há uma tabela contendo o resumo dos ensaios realizados na pesquisa, incluindo a quantidade e as dimensões dos corpos de prova (CP) utilizados para cada ensaio.

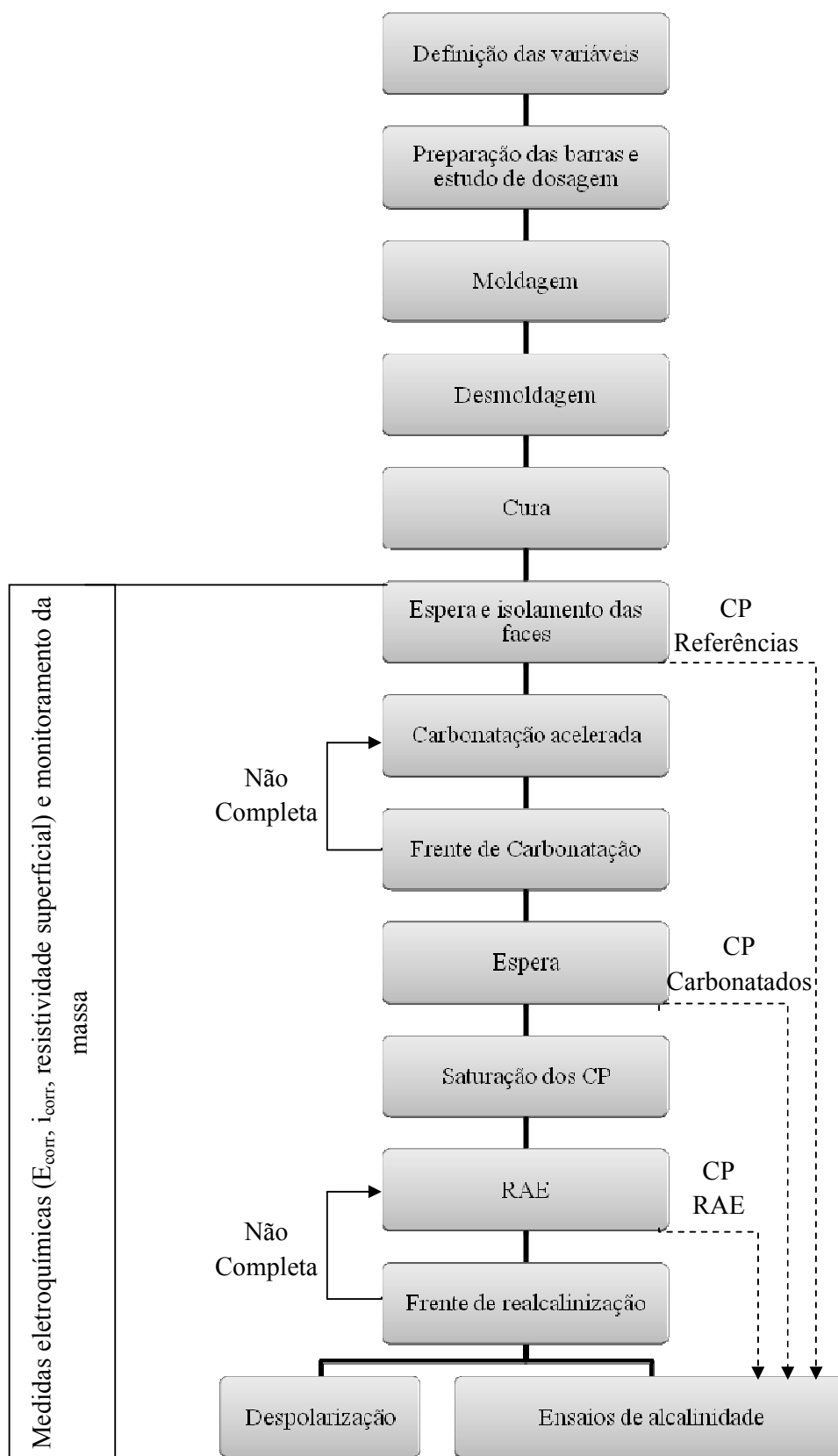


Figura 3.15 – Fluxograma geral da pesquisa.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados foram divididos em duas seções distintas a fim de facilitar o entendimento de cada etapa do tratamento estudado e seu respectivo comportamento, de acordo com a metodologia estabelecida nesta pesquisa.

A primeira seção trata dos resultados referentes à etapa da carbonatação acelerada dos corpos de prova. A segunda seção traz os resultados da aplicação do método de realcalinização eletroquímica (RAE).

4.1 CARBONATAÇÃO ACELERADA

4.1.1 Avanço da frente de carbonatação

Após um período de espera de 180 dias em ambiente de laboratório, os corpos de prova foram submetidos à carbonatação acelerada conforme os procedimentos descritos no item 3.5 do programa experimental.

Os resultados do avanço da frente de carbonatação em cada concreto estudado estão expressos na Figura 4.1, onde as duas linhas horizontais representam as profundidades das armaduras (1 e 2,5cm), que corresponde a uma das variáveis desta pesquisa.

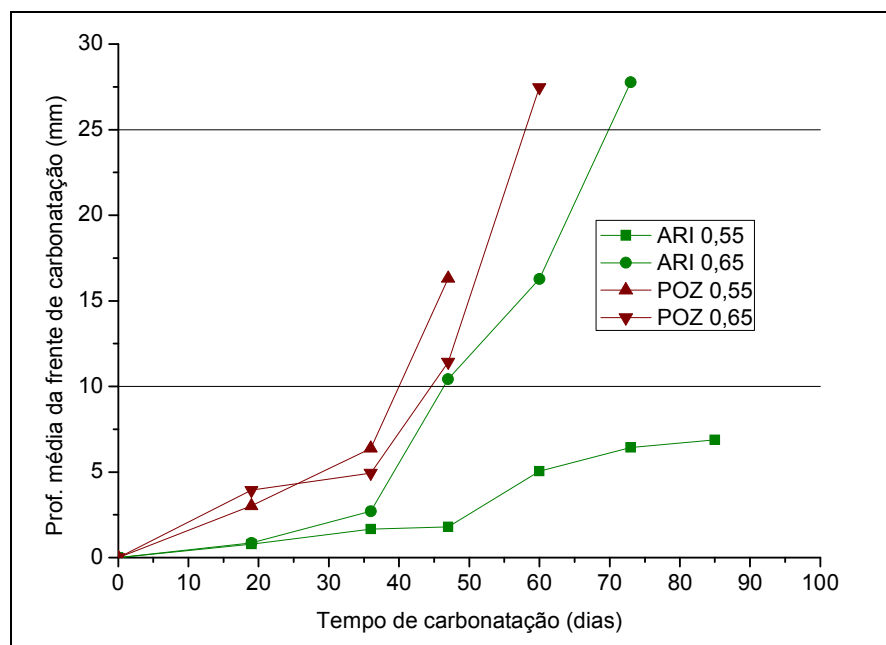


Figura 4.1 – Avanço da frente de carbonatação em função do tempo de carbonatação.

Com base na verificação do avanço da frente de carbonatação, foi possível observar que, para os concretos moldados com cimento CP IV (POZ 0,55 e POZ 0,65), a frente de carbonatação atingiu a profundidade das armaduras mais rapidamente, quando comparados aos concretos moldados com cimento CP V (ARI 0,55 e ARI 0,65).

Esse comportamento pode ser explicado em função de dois aspectos. Primeiro os concretos moldados com cimentos Portland pozolânicos obtiveram maior porosidade, uma vez que apresentaram valores maiores de absorção e índice de vazios e valores menores de massa específica e de resistência à compressão (Tabela 3.2). E, como já visto no item 2.3, os concretos com menor porosidade carbonatam a uma velocidade menor comparados àqueles com maior porosidade. Segundo, os cimentos Portland compostos produzem pastas com reserva alcalina menor, comparados aos cimentos sem adições minerais. Conseqüentemente, os concretos moldados com os cimentos Portland compostos apresentam menor resistência à carbonatação. A partir das composições químicas dos cimentos usados na pesquisa (ANEXO A), pode-se observar que a quantidade de óxido de cálcio (CaO) total é menor para o cimento CP IV, resultando em uma menor quantidade de constituintes carbonatáveis e uma maior velocidade carbonatação (PAPADAKIS, 2000).

A partir da Figura 4.1 pode-se observar, ainda, que a frente de carbonatação tende a atingir maiores profundidades para os concretos com relação água/cimento 0,65, considerando

um determinado intervalo de tempo e os concretos ARI 0,55 e ARI 0,65, enquanto que para os concretos POZ 0,55 e POZ 0,65 ocorreu o inverso.

O fato da frente de carbonatação ter atingido maiores profundidades para os concretos ARI 0,65 apresenta coerência, visto que a relação água/cimento é diretamente proporcional à porosidade do concreto, e conseqüentemente, ao avanço da frente de carbonatação. Porém não foi possível observar tal fenômeno para os concretos moldados com cimento Portland pozolânico, provavelmente devido ao vazamento de CO_2 que ocorreu na câmara de carbonatação nº 1 após os primeiros vinte dias de carbonatação. Por conta disso, durante certo intervalo de dias, a quantidade de CO_2 disponível na câmara nº1 foi, provavelmente, menor que nas outras câmaras e, conseqüentemente, os concretos POZ 0,65 apresentaram profundidades de carbonatação menores.

Somente após 36 dias de carbonatação foram instalados, nas três câmaras, os balões de equilíbrio mostrados na Figura 3.4. Nota-se que, após a instalação do balão de equilíbrio foi possível garantir gás suficiente para alimentar as reações de carbonatação de forma mais constante ao longo do tempo. A partir desta data, pôde-se observar que o avanço da frente de carbonatação foi mais acentuado (Figura 4.1).

Para esclarecer melhor o avanço e as características da frente de carbonatação, a Figura 4.2 representa as medidas realizadas em diversos momentos do período de carbonatação, tendo como referência o concreto ARI 0,65.

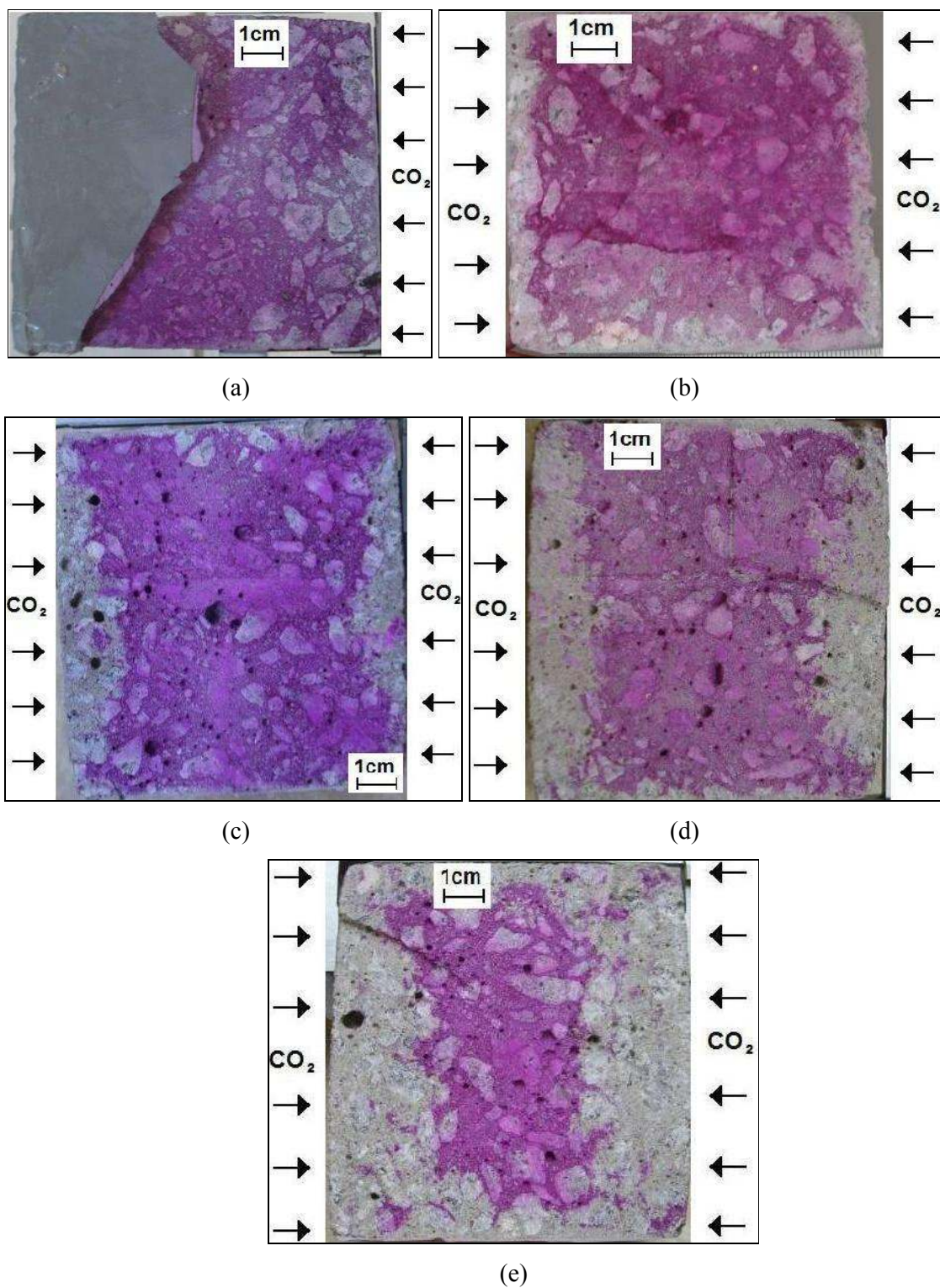


Figura 4.2 – Verificação do avanço da frente de carbonatação através da aspersão de solução alcoólica de fenolftaleína (a 1%) nos concretos com relação a/c 0,65 moldados com cimento Portland do tipo V – ARI: (a) 19 dias - 0,8mm; (b) 36 dias - 2,7mm; (c) 47 dias - 10,4mm; (d) 60 dias - 16,2mm e (e) 73 dias - 27,7mm.

A partir da Figura 4.2, pode-se observar que a frente de carbonatação não avança como uma linha reta perfeita devido à presença do agregado graúdo e heterogeneidade do material. A carbonatação era então considerada finalizada quando a frente de carbonatação média atingia, pelo menos, a profundidade equivalente à espessura do cobrimento da armadura (1 ou 2,5cm).

4.1.2 Monitoramento da massa dos concretos

O monitoramento da massa dos CP de concreto foi feito simultaneamente às medidas de carbonatação, com o objetivo de indicar possíveis alterações na matriz de concreto decorrentes da carbonatação acelerada. A Figura 4.3 mostra o comportamento da massa relativa dos CP de concreto durante o período de carbonatação acelerada.

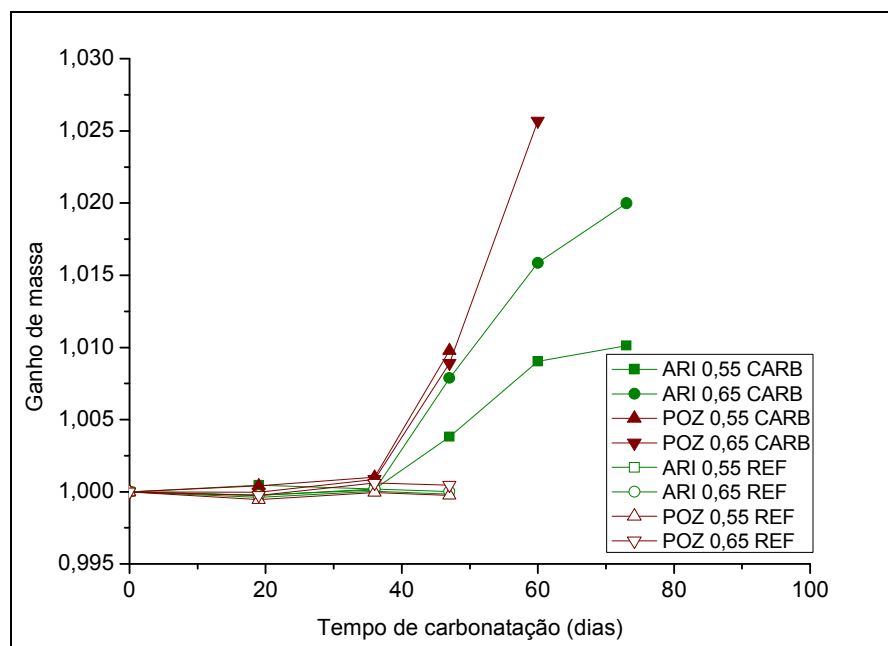


Figura 4.3 – Monitoramento do ganho de massa dos CP de concreto submetidos à carbonatação acelerada.

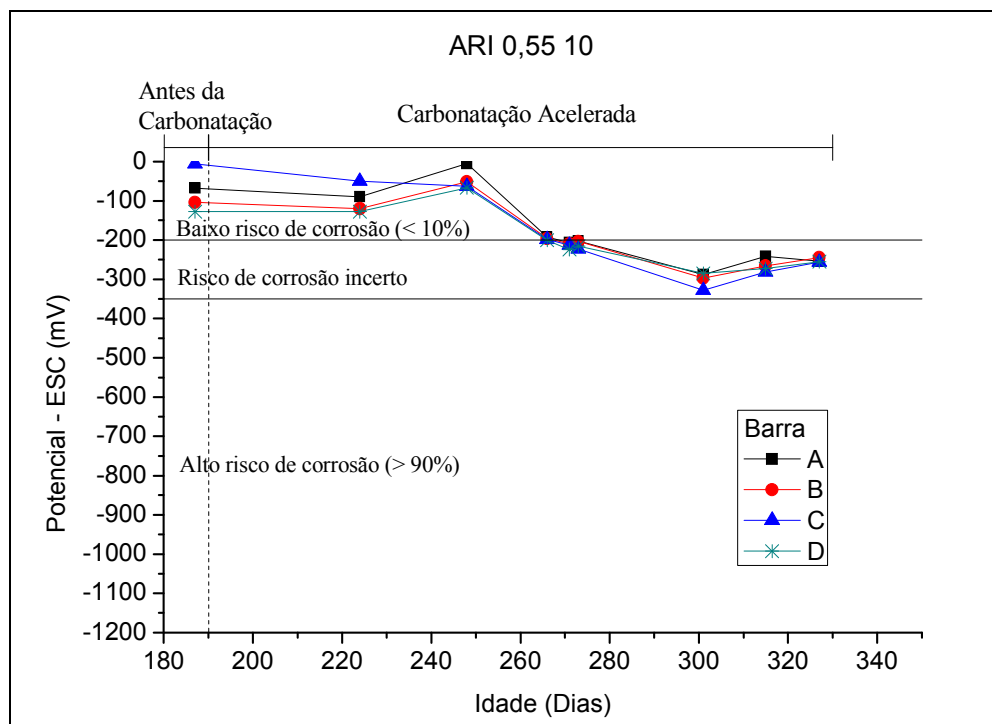
Percebe-se que amostras submetidas à carbonatação acelerada (CARB) apresentaram um elevado ganho de massa durante o período de carbonatação, decorrente da formação de CaCO_3 nos poros dos concretos. Segundo Bakker (1988), como resultado da carbonatação, há uma modificação na microestrutura do concreto, com a conversão do Ca(OH)_2 em CaCO_3 e aumento da quantidade de precipitados nos poros, resultando em ganho de massa para o material. Por outro lado, as amostras de referências (REF), não submetidas à carbonatação

acelerada, acondicionadas em ambiente de laboratório, não apresentaram ganho de massa expressivo durante o mesmo período. Nota-se que quanto maior o avanço da frente de carbonatação (Figura 4.1) maior é o ganho de massa para os concretos carbonatados (Figura 4.3).

4.1.3 Monitoramento eletroquímico

Para facilitar o entendimento do comportamento das armaduras ao longo desta pesquisa, os resultados do monitoramento eletroquímico obtidos durante carbonatação acelerada são mostrados conjuntamente com aqueles obtidos durante o tratamento da ERA, no item 4.2.4 (Figuras 4.12, 4.13 e 4.14).

Entretanto, os corpos de prova moldados com cimento CP V, relação a/c 0,55 e espessura de cobrimento de 10mm (ARI 0,55 10), ainda não foram submetidos ao tratamento de RAE, visto que o concreto de cobrimento não foi carbonatado completamente em tempo hábil. Desse modo, a Figura 4.4 mostra os resultados do monitoramento eletroquímico durante a carbonatação acelerada para esses concretos.



(a)

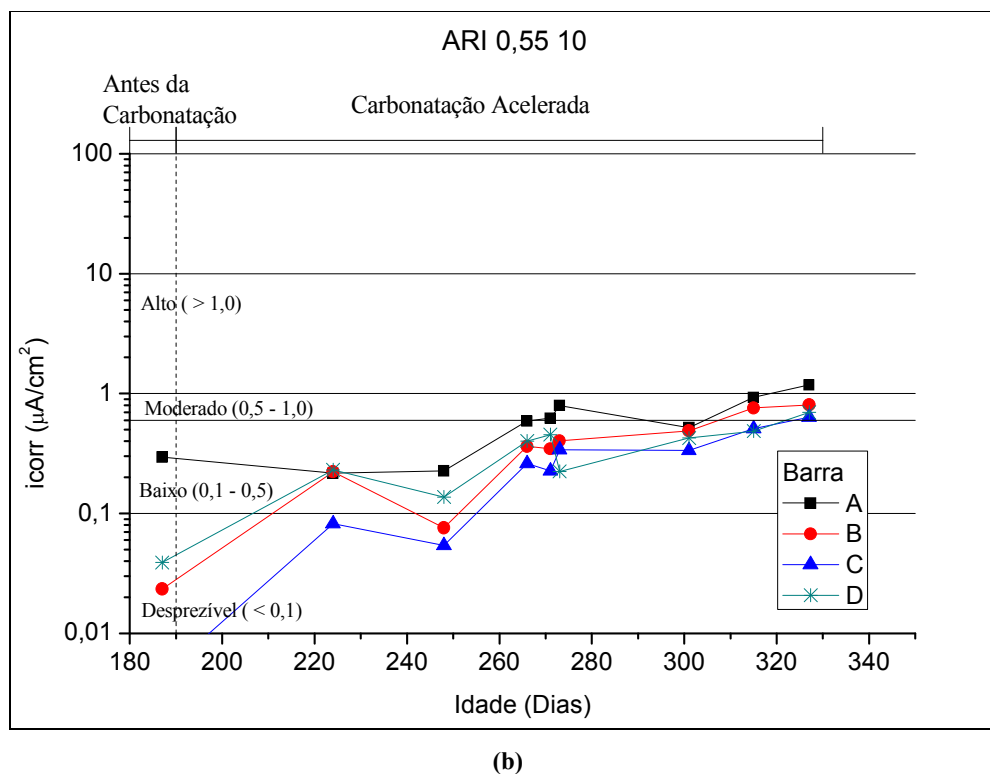


Figura 4.4 – Monitoramento eletroquímico das armaduras durante a carbonatação acelerada dos concretos CP V (ARI 0,55 10): (a) potencial de corrosão; (b) densidade de corrente de corrosão.

O monitoramento eletroquímico durante o período de carbonatação acelerada possibilitou confirmar a despassivação das armaduras. A partir das Figuras 4.12 e 4.13, foi possível observar valores de potencial de corrosão mais eletronegativos do que -350 mV (ESC) e valores de velocidade de corrosão maiores do que $0,1 - 0,2 \mu A/cm^2$, indicando a despassivação de todas as armaduras, logo após o período da carbonatação acelerada. No caso específico dos concretos ARI 0,55 10, cuja frente de carbonatação ainda não havia atingido a profundidade da armadura durante o tempo de realização desta pesquisa, a Figura 4.4a mostrou valores de potencial de corrosão entre -200 e -350 mV (ESC), a partir dos quais não é possível confirmar a despassivação das armaduras. No entanto, os valores de velocidade de corrosão se situam acima de $0,5 \mu A/cm^2$, indicando atividade moderada de corrosão. Isso provavelmente indica que as alterações da capa passiva não foram tão significativas ao ponto de serem percebidas de forma consistente nas medidas de potencial, mas foram suficientes para elevar o patamar da velocidade de corrosão, demonstrando uma tendência de aumento da atividade de corrosão.

Sobre esse comportamento, é importante acrescentar que, embora o indicador empregado não tenha apontado a chegada da frente de carbonatação ao nível da armadura,

sabe-se que a redução de pH pode ter chegado nas suas proximidades em patamares ainda não percebidos pelo indicador, mas suficientes para estimular alterações da capa passiva, com reflexos nas medidas eletroquímicas. Esse comportamento está de acordo com as observações de Neville (1997), que alerta sobre a possibilidade de haver corrosão mesmo com a frente de carbonatação a alguns milímetros da superfície do aço.

4.2 REALCALINIZAÇÃO ELETROQUÍMICA (RAE)

Após a despassivação das armaduras, os CP foram submetidos à realcalinização eletroquímica. Como já mencionado anteriormente, os concretos ARI 0,55 10 não foram tratados pela RAE, visto que o concreto de cobrimento não foi carbonatado completamente em tempo hábil.

4.2.1 Monitoramento de parâmetros elétricos dos sistemas estudados e do tempo do tratamento

Durante a RAE foram monitorados alguns parâmetros elétricos tais como a corrente elétrica (μA) e tensão (Volts), a partir dos quais foi possível a obtenção da resistência ôhmica do sistema, conforme as equações 3.1 a 3.4.

A evolução da resistência ôhmica do sistema armadura-concreto-eletrólito-ânodo é mostrada na Figura 4.5. Percebe-se que a resistência ôhmica é inicialmente alta, porém tende a diminuir ao longo do tratamento. Nota-se que os valores de resistência ôhmica são maiores para os concretos de maior cobrimento ou menor relação a/c e demoram mais tempo para se estabilizarem, no caso de maior cobrimento. Além disso, os concretos moldados com cimento CP V (ARI 0,65 10 e ARI 0,65 25) apresentam valores de resistência ôhmica maiores que os concretos moldados com cimento CP IV (POZ 0,65 10 e POZ 0,65 25).

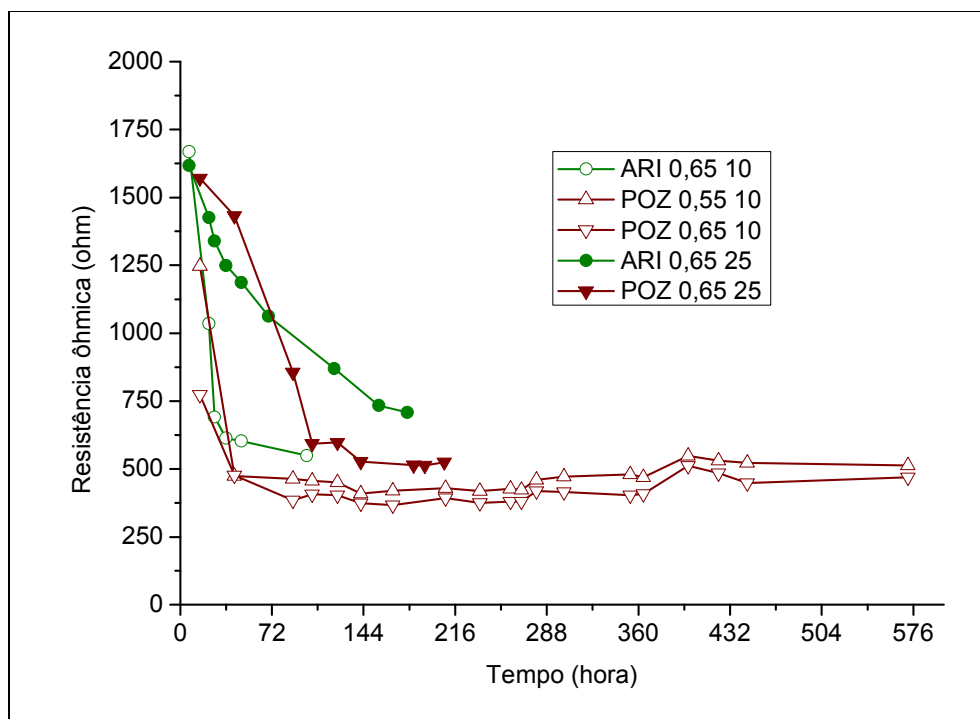


Figura 4.5 – Evolução dos valores de resistência ôhmica do sistema empregado durante a RAE.

De acordo com Polder e Van den Hondel (1992), a resistência do sistema depende da resistividade específica do material e da espessura do concreto de cobrimento e, nesse sentido, uma maior resistência ôhmica irá requerer uma maior voltagem aplicada para se obter certo nível de corrente elétrica. Segundo Andrade et al. (1999), inicialmente, a resistividade superficial é muito alta, típica de um concreto carbonatado e ao passo que a resistividade diminui, o fluxo de corrente aumenta e o processo é submetido a uma aceleração. Esse comportamento da resistividade superficial foi confirmado nesta pesquisa (Figura 4.14). Dessa forma, comparando os concretos POZ 0,55 e POZ 0,65, o de relação a/c menor, por ter apresentado menor porosidade e, conseqüentemente, maior resistividade superficial, conduziu a um sistema com maior resistência ôhmica.

Durante a RAE, os concretos ARI 0,65 10 e ARI 0,65 25 apresentaram valores maiores de resistividade elétrica superficial (entre 5 a 10 kΩ.cm) do que os concretos POZ 0,55 10, POZ 0,65 10 e POZ 0,65 25 (abaixo de 5 kΩ.cm), conforme Figuras 4.14a, 4.14b, 4.14d e 4.14e. Por conta disso, a resistência ôhmica dos sistemas com aqueles concretos também foi maior que a destes. A maior resistividade superficial está associada à menor porosidade apresentada pelos concretos ARI 0,65 10 e ARI 0,65 25, o que dificulta a mobilidade dos íons no concreto de cobrimento durante a aplicação da RAE.

No que se refere à influência da espessura da capa de concreto na resistência ôhmica, os resultados obtidos nesta pesquisa estão de acordo com os apresentados por Polder e Van den Hondel (1992), onde os sistemas com maior espessura de concreto de cobrimento apresentam maior resistência ôhmica.

4.2.2 Monitoramento do avanço da realcalinização

No monitoramento da RAE, buscou-se observar o comportamento da densidade de carga passante no sistema necessária para realcalinizar completamente os concretos carbonatados estudados.

A Figura 4.6 mostra esse comportamento através da relação entre a densidade de carga passante (em relação à superfície do concreto) e o avanço da realcalinização, verificado através da aplicação de indicador, conforme os procedimentos já descritos no programa experimental (item 3.5). Para as características dos CP utilizados nesta pesquisa, pode-se considerar que $1,00 \text{ A.h/m}^2_{\text{concreto}}$ equivale a $5,33 \text{ A.h/m}^2_{\text{aço}}$. Desta forma, os resultados de densidade de carga passante, expressos em relação à superfície do concreto, podem ser facilmente convertidos para serem expressos em relação à superfície do aço.

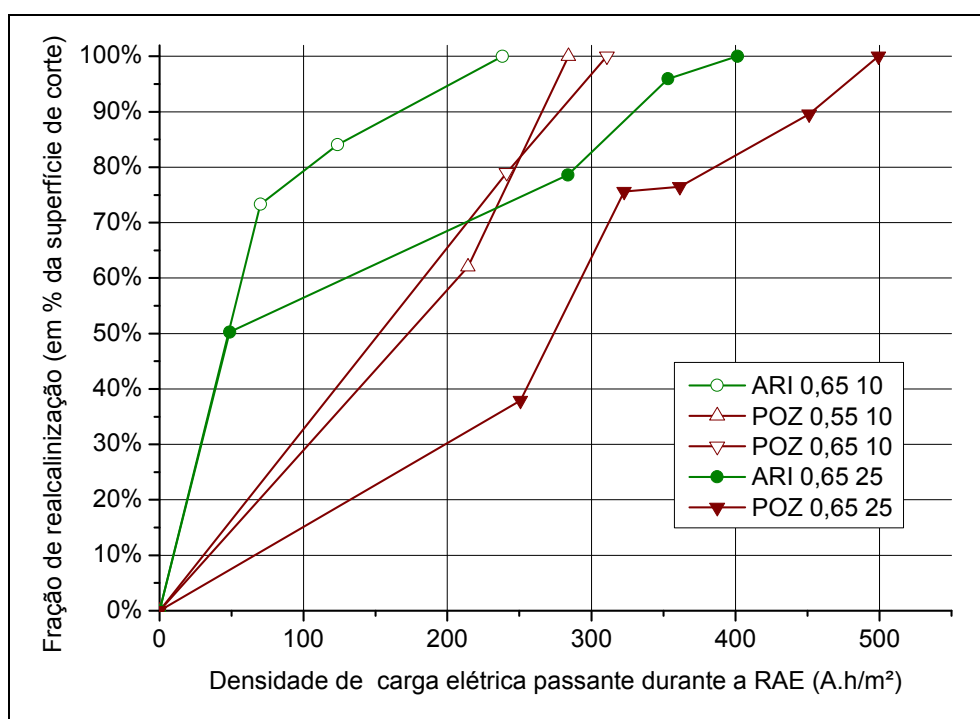


Figura 4.6 – Avanço da realcalinização em relação à densidade de carga passante.

Da Figura 4.6, observa-se que, para completar a realcalinização, os concretos de maior cobrimento requerem maior densidade de carga passante, expressa em $A.h/m^2_{\text{concreto}}$ (em relação à superfície do concreto). Apesar de parecer óbvio esse fenômeno, nenhum dos trabalhos revisados na fundamentação teórica o havia quantificado, no que se refere a diferentes espessuras de cobrimento. A completa realcalinização dos concretos ARI 0,65 10 e ARI 0,65 25 requereu a aplicação de aproximadamente 240 e 400 $A.h/m^2_{\text{concreto}}$, respectivamente. Nota-se que houve a necessidade de aplicar aproximadamente mais 160 $A.h/m^2_{\text{concreto}}$ quando a espessura do cobrimento aumentou de 10 para 25mm. Do mesmo modo, a completa realcalinização dos concretos POZ 0,65 10 e POZ 0,65 25 requereu a aplicação de aproximadamente 310 e 500 $A.h/m^2_{\text{concreto}}$, respectivamente. Nesse caso, houve a necessidade de aplicar aproximadamente mais 190 $A.h/m^2_{\text{concreto}}$ quando a espessura do cobrimento aumentou de 10 para 25mm.

Os resultados da Figura 4.6 estão de acordo com o estudo realizado por Polder e Van den Hondel (1998) (Figura 2.22), no qual os concretos de cimento Portland comum e os compostos com adições de escória de alto forno necessitaram de pelo menos 100 e 350 $A.h/m^2_{\text{concreto}}$, respectivamente, para a completa realcalinização do cobrimento (15mm), sendo utilizadas as mesmas relações a/c da presente pesquisa (0,55 e 0,65). Vale ressaltar que, naquele estudo, foi utilizada solução de fenolftaleína para o monitoramento do avanço da realcalinização, o que implica na indicação de uma maior área de realcalinização quando comparada com solução de timolftaleína utilizada nesta pesquisa. Isso pode explicar porque os valores de densidade de carga passante, para a completa realcalinização dos concretos de cimento Portland sem adições, encontrados pelos referidos autores (100 $A.h/m^2_{\text{concreto}}$ para 15mm), foram menores, apesar da maior espessura do cobrimento dos concretos investigados, comparados aos encontrados na presente pesquisa (240 $A.h/m^2_{\text{concreto}}$ para 10mm).

Pelo fato do concreto pozolânico ter apresentado maior porosidade e menor resistência ôhmica ao longo da RAE, esperava-se que apresentasse menor tempo de tratamento e menor necessidade de densidade de carga passante para completar a realcalinização. De fato isso não ocorreu, o que pode estar associado a uma maior dificuldade em restabelecer a alcalinidade dos concretos compostos com adições minerais. Isso porque os concretos compostos com adições minerais apresentam menor reserva alcalina e durante o período de carbonatação tendem a atingir menores valores de pH. Desse modo, comparados aos concretos de cimento Portland sem adições, os concretos moldados com cimentos Portland compostos com adições

pozolônicas necessitariam de maior densidade de carga passante para a realcalinização de uma mesma espessura de cobrimento.

Os resultados da análise da alcalinidade no entorno da armadura reforçam a idéia de que, na RAE, há uma maior dificuldade em restabelecer a alcalinidade dos concretos compostos com adições minerais (Figura 4.9).

Ainda com base na Figura 4.6, é possível analisar a influência da relação água/cimento na eficiência do tratamento, comparando os concretos POZ 0,55 10 e POZ 0,65 10. Os concretos de relação a/c igual a 0,55 necessitaram de uma densidade de carga passante equivalente a aproximadamente $285 \text{ A.h/m}^2_{\text{concreto}}$, enquanto os de relação a/c 0,65 foram completamente realcalinizados com uma densidade de carga passante de $310 \text{ A.h/m}^2_{\text{concreto}}$.

Sobre esse tema, Bertolini et al. (2008) afirmam que, para concretos com baixa relação a/c uma maior densidade de carga passante é necessária para o tratamento, e desse modo, a uma dada densidade de corrente, o tratamento deveria ser mais demorado para a realcalinização completa da espessura do cobrimento. Porém os resultados obtidos nesta pesquisa (Figura 4.6) mostraram valores próximos levemente opostos. Todavia, a falta de maior precisão no monitoramento do avanço da realcalinização para pequenas diferenças de densidade de carga passante, com intervalos mínimos de aproximadamente 24h, pode ter conduzido a essa inversão de comportamento. Como já discutido anteriormente, sendo a resistência ôhmica do concreto inversamente proporcional à relação a/c, em um mesmo intervalo de tempo, uma maior densidade de carga elétrica provavelmente passou pelo concreto POZ 0,65 10, excedendo a densidade de carga passante necessária para completa realcalinização.

Com objetivo de esclarecer este aspecto, a Figura 4.7 mostra a relação entre o tempo de aplicação do tratamento e o avanço da realcalinização, com comportamento semelhante ao da Figura 4.6, e mostrando que os concretos POZ 0,65 10 e POZ 0,55 10, ao serem monitorados no mesmo ato, podem ter levado à inversão de comportamento relatada. É importante destacar que o concreto POZ 0,65 10 pode ter atingido 100% da realcalinização mais cedo do que o POZ 0,55 10, embora a falta de maior precisão no monitoramento do avanço da realcalinização não tenha permitido confirmar esse acontecimento.

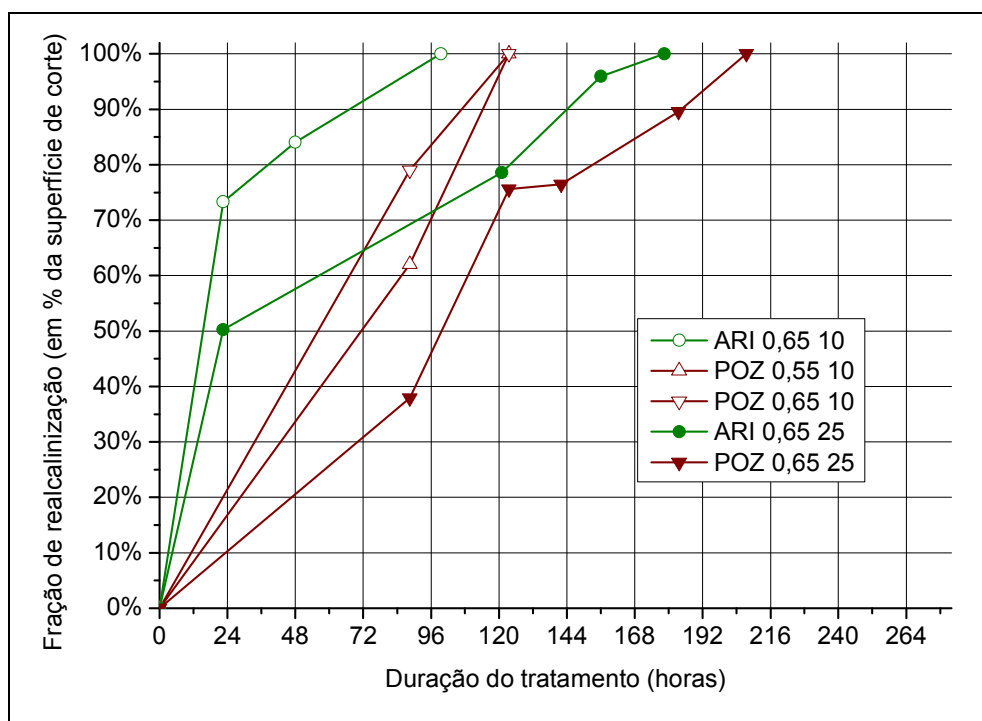


Figura 4.7 – Avanço da realcalinização em relação à duração do tratamento.

Para esclarecer melhor o avanço da realcalinização, as imagens obtidas no monitoramento da RAE dos concretos POZ 0,65 25 estão dispostas na Figura 4.8.

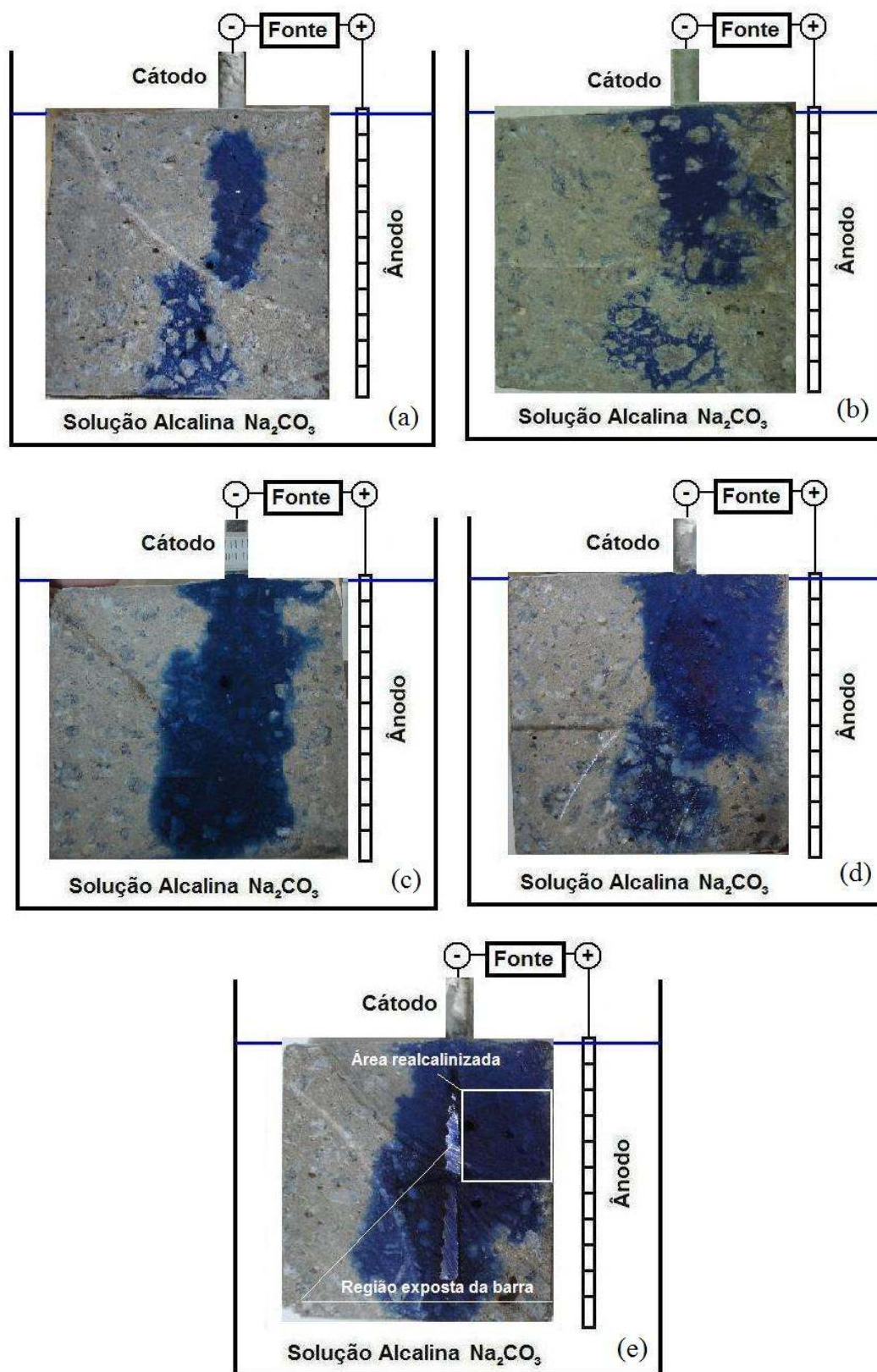


Figura 4.8 – Verificação do avanço da realcalinização durante a RAE através da aspersão de solução alcoólica de timolftaleína (a 1%) dos concretos POZ 0,65 25: avanço da realcalinização em aproximadamente (a) 38%; (b) 75%; (c) 77%; (d) 90% e (e) 100%.

A Figura 4.8a mostra o restabelecimento da alcalinidade de aproximadamente 38% da área carbonatada a ser tratada. A Figura 4.8 (b até e) mostra avanço da realcalinização em aproximadamente 75, 77, 90 e 100%, respectivamente. Observa-se claramente que a realcalinização ocorreu inicialmente no entorno da barra e foi avançando progressivamente em direção à superfície do concreto, apresentando indícios de que a ocorrência da eletrólise da água na região do cátodo foi responsável pelo aumento da alcalinidade nessa região. Esse comportamento se repetiu para todos os outros concretos estudados.

A realcalinização eletroquímica tem como objetivo restaurar a alcalinidade do concreto carbonatado através de dois mecanismos principais: a produção de alcalinidade no entorno da armadura de aço (cátodo) pela eletrólise da água e/ou a penetração de um eletrólito alcalino pelo qual o ânodo é saturado (BERTOLINI et al., 2008). A partir das imagens mostradas na Figura 4.8, observa-se que o principal mecanismo responsável pelo restabelecimento da alcalinidade dos concretos carbonatados nesta pesquisa foi o primeiro, ou seja, a produção de alcalinidade no entorno da armadura de aço. Através da aspersão de solução alcoólica de timolftaleína (a 1%) não foi observado nenhum indício sequer da penetração de solução alcalina proveniente da superfície próxima ao anodo. Talvez, com o uso de uma solução alcoólica fenolftaleína (a 1%) para a verificação do avanço da realcalinização fosse possível verificar alguma penetração da solução de Na_2CO_3 pela superfície em direção à armadura. Porém, mesmo que isso fosse comprovado, o pH da região realcalinizada pela penetração da solução alcalina seria menor que o ponto de viragem de timolftaleína (9,3 a 10,5) e certamente insuficiente para garantir a repassivação das barras.

Situação similar aconteceu em uma aplicação prática descrita por Bertolini et al. (2008), onde a penetração do eletrólito alcalino proveniente da superfície externa ocorreu apenas nas camadas mais superficiais do concreto, com a espessura de poucos milímetros, e foi monitorada pelo uso de solução de fenolftaleína. Os autores atribuíram o ocorrido à baixa permeabilidade do concreto tratado. Todavia, vale ressaltar que, para manter a densidade de corrente em $0,8 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, a tensão aplicada no tratamento foi de 3 a 5V e, como os cobrimentos variavam em média de 22 a 42mm, a intensidade do campo elétrico aplicado variou aproximadamente de 70 a 230 V/m. O baixo valor do campo elétrico pode ser a causa de não ter ocorrido a eletro-osmose, que é a responsável pela penetração da solução alcalina externa. Em estudo realizado por Andrade et al. (1999), constatou-se a ocorrência de eletro-osmose, durante a RAE, para os concretos carbonatados sob a aplicação de um campo elétrico

de 830V/m. Da mesma forma, Castellote et al. (2003) constataram a ocorrência de eletro-osmose para argamassas carbonatadas utilizando uma tensão de 12 e 30V sobre uma espessura de cobrimento de 10mm, resultando uma campo elétrico de 1200 e 3000V/m. Mais adiante, Castellote et al. (2006) constataram a ocorrência de eletro-osmose em pastas de cimento carbonatadas utilizando uma tensão 72V sobre uma espessura de cobrimento de 3mm, resultando em uma intensidade de campo elétrico de 2400V/m.

Na RAE realizada nesta pesquisa, durante a maior parte do tratamento, as intensidades do campo elétrico aplicado variaram aproximadamente entre 110 e 460V/m. Somente nas primeiras 15 horas do tratamento, quando a resistência ôhmica era ainda muito alta, esta relação alcançou valores de 1250V/m. Contudo, Castellote et al. (2003) observaram que o fluxo eletro-osmótico durante a RAE não é constante e não ocorre inicialmente. Andrade et al. (1999) observaram que o fluxo eletro-osmótico ocorreu quatro dias após iniciado o tratamento, com aplicação de grande densidade de carga passante. Desse modo, como na literatura ainda não há comprovação da ocorrência do fluxo eletro-osmótico para intensidades de campo elétrico abaixo de 460V/m em concretos carbonatados, a partir dos indícios observados na presente pesquisa, acredita-se que durante a RAE dos concretos carbonatados estudados não ocorreu o fluxo eletro-osmótico, ou caso tenha ocorrido, foi desprezível frente à ação da eletrólise da água no restabelecimento da alcalinidade do concreto no entorno das armaduras.

De acordo com Mietz (1998), a produção de alcalinidade é consequência das reações de eletrólise da água no entorno da armadura, resultando na produção de hidroxilas (proporcional à densidade de carga passante) que são responsáveis pela elevação do pH da solução dos poros do concreto. Essas hidroxilas são parcialmente eletroneutralizadas pelos íons Na^+ , provenientes da solução alcalina externa de Na_2CO_3 , formando o hidróxido de sódio. Segundo o autor, os valores de pH inicialmente tendem a ser entre 13 e 14 no entorno da armadura, todavia o hidróxido de sódio pode reagir com o CO_2 e formar o Na_2CO_3 , reduzindo o pH do concreto. Alguns pesquisadores verificaram que, em condições de atmosfera normal, os valores de pH do concreto realcalinizado, ao longo do tempo, tendem a se aproximar do pH de equilíbrio da solução de Na_2CO_3 , com valores variando de aproximadamente 10,3 a 10,5 (Odden, 1994; Andrade, 1999).

4.2.3 Monitoramento da alcalinidade dos concretos

As medidas de alcalinidade foram realizadas com o objetivo de auxiliar na identificação das mudanças de alcalinidade do concreto não apenas das camadas mais externas, mas principalmente, no entorno da armadura, com os processos de carbonatação e realcalinização e suas respectivas consequências sobre a ativação e repassivação das armaduras.

A Figura 4.9 compara a alcalinidade de amostras de concreto extraídas do entorno das armaduras para os corpos de prova de referência (REF), carbonatados (CARB) e submetidos ao tratamento da realcalinização eletroquímica (RAE). No último caso, as amostras foram extraídas após um período de aproximadamente 30 dias a partir do final do tratamento. A alcalinidade está expressa em valores relativos à amostra que apresentou maior valor de pH entre os concretos estudados.

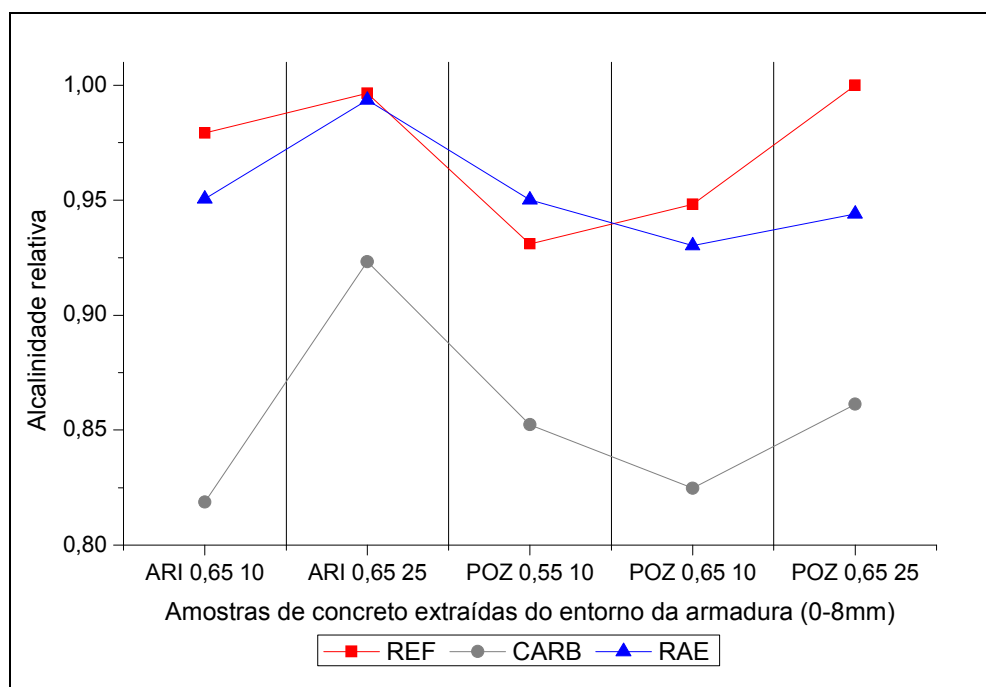


Figura 4.9 – Alcalinidade relativa de amostras de concreto extraídas do entorno das armaduras (0-8mm a partir da superfície da armadura) dos CP (REF, CARB e RAE).

Para todos os concretos estudados, percebe-se que as amostras submetidas ao tratamento apresentaram maior alcalinidade do que as amostras carbonatadas, o que comprovou a eficiência da RAE em restabelecer a alcalinidade dos concretos carbonatados. Todavia, mesmo após o tratamento, os concretos submetidos à RAE não alcançaram os

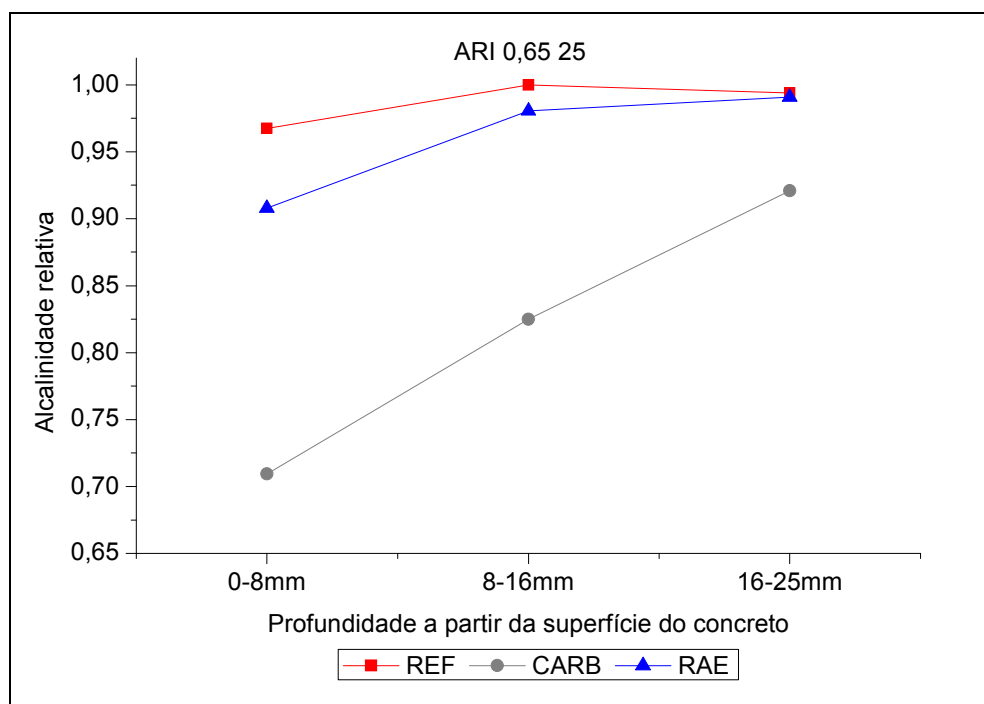
mesmos níveis de alcalinidade dos concretos de referência (REF), exceto os concretos POZ 0,55 10, cuja alcalinidade das amostras submetidas à RAE ultrapassou ligeiramente a das amostras REF.

A partir da Figura 4.9, pode-se observar que os concretos ARI 0,65 10 e ARI 0,65 25 apresentaram alcalinidades maiores após a RAE, comparados às apresentadas pelos concretos POZ 0,65 10 e POZ 0,65 25, respectivamente, apesar de estes terem recebido maior densidade de carga passante. A avaliação da alcalinidade dos concretos no entorno da armadura reforça a idéia de que, na RAE, há uma maior dificuldade em restabelecer a alcalinidade dos concretos compostos com adições minerais. É provável que, no caso dos concretos compostos com adições minerais, o H^+ , produzido no ânodo, encontre maior mobilidade e seja transportado com maior facilidade, por eletromigração, gerando uma frente ácida que penetra mais fácil da superfície para o interior do concreto, a qual tende a neutralizar a frente alcalina resultante da produção de hidroxilas no entorno da armadura. Esse pode ser um fenômeno que tenha contribuído para os patamares de realcalinização observados nesse tipo de concreto.

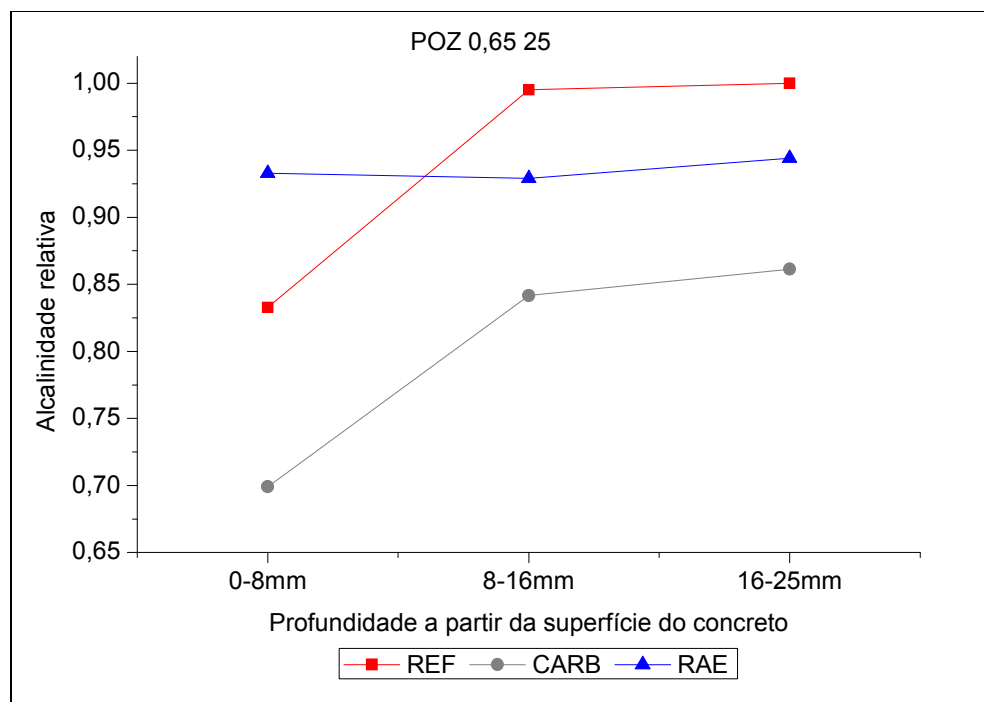
Todas as amostras submetidas à RAE obtiveram resultados de pH entre 12 e 13, uma vez que as amostras foram extraídas após um período de aproximadamente 30 dias a partir do final do tratamento. Entretanto, esses valores tendem a diminuir com o tempo até se estabilizarem em torno de 10,3 a 10,5 (ODDEN, 1994; ANDRADE et al. 1999; MIETZ, 1998). Polder e Van den Hondel (1992) observaram que, imediatamente após a aplicação da RAE, a região do entorno da armadura apresenta uma elevada alcalinidade, com pH próximo a 14, porém alguns meses depois (entre 3 a 4 meses) tende a valores menores. Andrade et al. (1999) ressaltam que o valor do pH do concreto realcalinizado não precisa ser tão alto para assegurar a repassivação do aço, uma vez que, a longo prazo, esse valor de pH tende a se estabilizar em torno de 10,3.

As Figuras 4.10a e 4.10b comparam as alcalinidades relativas das amostras de concreto extraídas de três diferentes profundidades do cobrimento, para os corpos de prova de referência (REF), carbonatados (CARB) e submetidos ao tratamento da realcalinização eletroquímica (RAE). Neste último caso, as amostras também foram extraídas após período de aproximadamente 30 dias a partir do final do tratamento. Essas medidas foram feitas apenas para os CP que apresentavam cobrimento de 2,5cm (ARI 0,65 25 e POZ 0,65 25), sendo as amostras extraídas das camadas próximas à superfície do concreto (0-8mm), na região

intermediária (8-16mm) e no entorno da armadura (16-25mm), todas distanciadas em relação à superfície do concreto.



(a)



(b)

Figura 4.10 – Alcalinidade relativa de amostras de concreto extraídas a três diferentes profundidades em relação à superfície dos concretos: (a) CP V - ARI 0,65 25 (REF, CARB e RAE) e (b) CP IV - POZ 0,65 25 (REF, CARB e RAE).

Nota-se que o tratamento é eficiente em restabelecer a alcalinidade de toda a espessura do cobrimento, inclusive as camadas mais próximas à superfície do concreto. Entretanto, a alcalinidade dos concretos submetidos à RAE é, em geral, maior para as amostras extraídas de camadas mais próximas às armaduras. Esse comportamento está de acordo com o observado na Figura 4.8, onde se observou que a realcalinização ocorreu inicialmente no entorno da barra e foi avançando progressivamente em direção à superfície do concreto.

Por outro lado, os concretos de referência, provavelmente, sofreram o efeito da carbonatação natural em ambiente de laboratório, durante o período de espera dos CP até a realização dos ensaios de alcalinidade. Esse efeito foi mais acentuado para as amostras extraídas das camadas mais superficiais (0-8mm) do concreto POZ 0,65 25 (Figura 4.10b), visto que, na presente pesquisa, este concreto apresentou indícios de maior porosidade e, conseqüentemente, menor resistência à carbonatação, comparado ao ARI 0,65 25.

Comparando-se a densidade de carga passante com as medidas de alcalinidade (Figura 4.11), observa-se que com o aumento da densidade de carga passante pelo sistema de concreto tende a aumentar a alcalinidade no entorno da armadura. Como visto na fundamentação teórica, a passagem de corrente elétrica através do concreto proporciona a eletrólise da água nas proximidades do cátodo (armadura), e conseqüentemente a produção de hidroxilas (OH^-), resultando no aumento da alcalinidade do concreto nesta região. Entretanto, o aumento da alcalinidade se atenua com o tempo (aumento da densidade de carga passante).

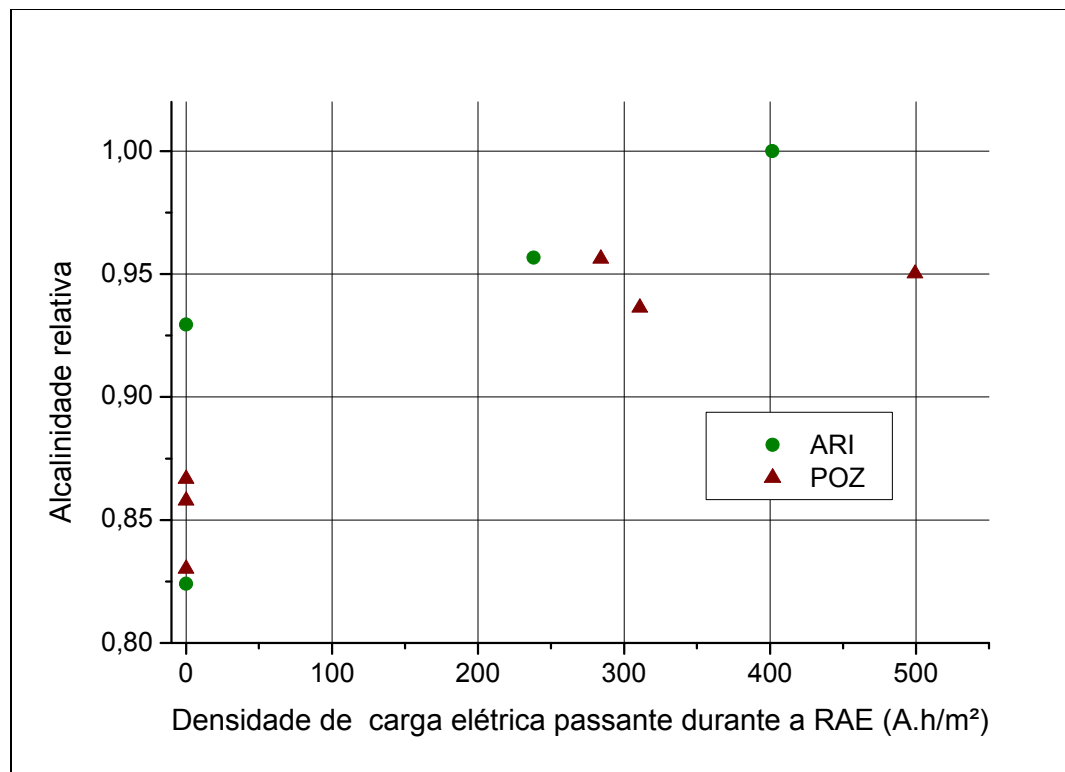


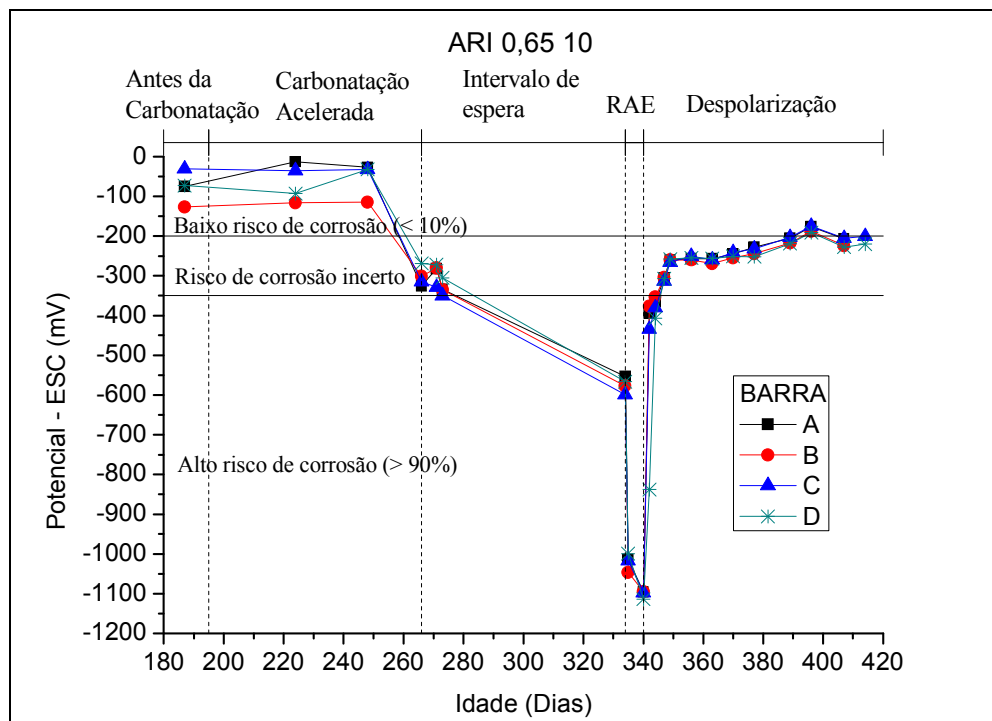
Figura 4.11 – Relação entre a densidade de carga passante durante a RAE e a alcalinidade relativa de amostras extraídas de camadas próximas à superfície da armadura (0 - 8mm), para os concretos CP V - ARI e CP IV - POZ.

Os resultados obtidos por Yeih e Chang (2005) também comprovam estreita relação entre a eficiência da RAE e a densidade de carga passante, no que se refere à capacidade de restabelecer a alcalinidade dos concretos carbonatados. No trabalho dos referidos autores observa-se que, para valores de 0 até 480 A.h/m²_{concreto}, há uma notável influência da densidade de carga passante na RAE sobre pH no entorno da armadura. A partir de 480 A.h/m²_{concreto} essa influência passa a ser desprezível. Do mesmo modo, esse comportamento é observado na Figura 4.11 para o concreto POZ, quando uma densidade de carga elétrica superior a 300 A.h/m²_{concreto} é aplicada.

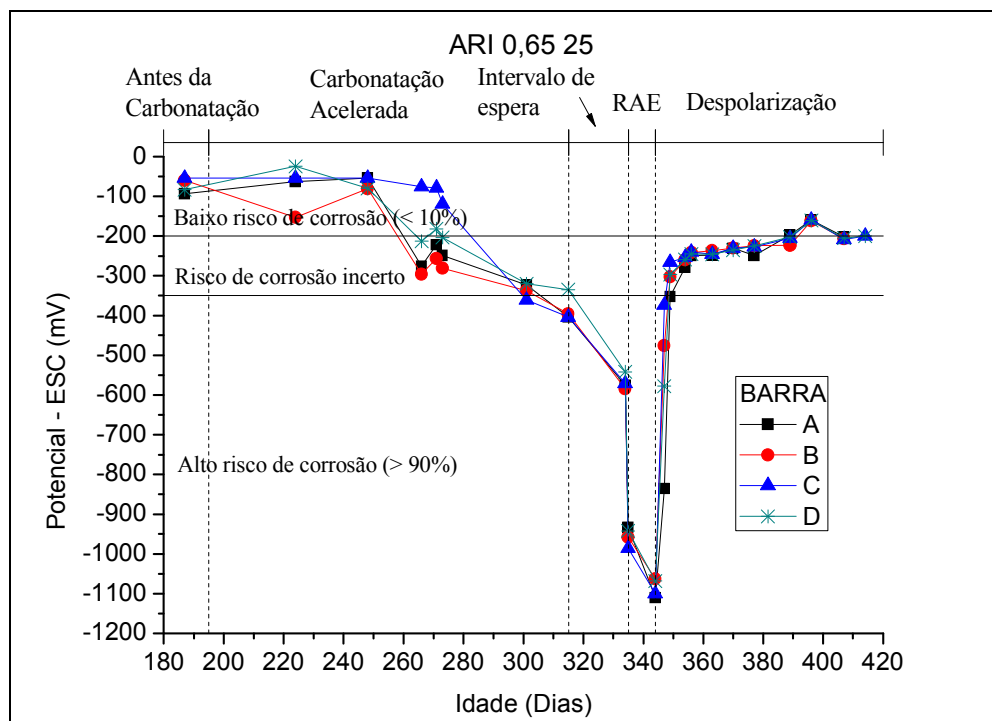
4.2.4 Monitoramento dos parâmetros eletroquímicos: antes, durante e após o tratamento

Nas figuras a seguir, são mostrados os resultados do monitoramento eletroquímico das amostras durante a carbonatação e posterior tratamento através da RAE. Esse monitoramento foi feito através de medidas de potencial de corrosão “E_{corr}” (Figura 4.12), densidade de corrente instantânea de corrosão (ou velocidade de corrosão) “i_{corr}” (Figura 4.13) e

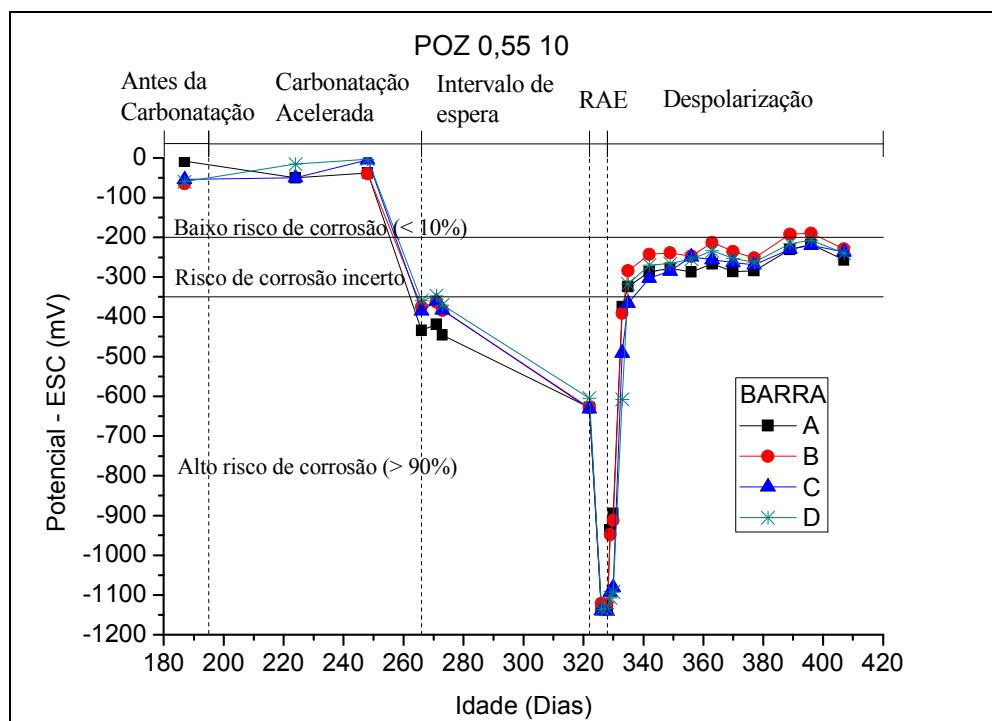
resistividade elétrica superficial “ ρ ” (Figura 4.14). Os parâmetros para determinação da probabilidade de corrosão e verificação da despassivação e repassivação da armadura foram estabelecidos no item 3.7 do programa experimental.



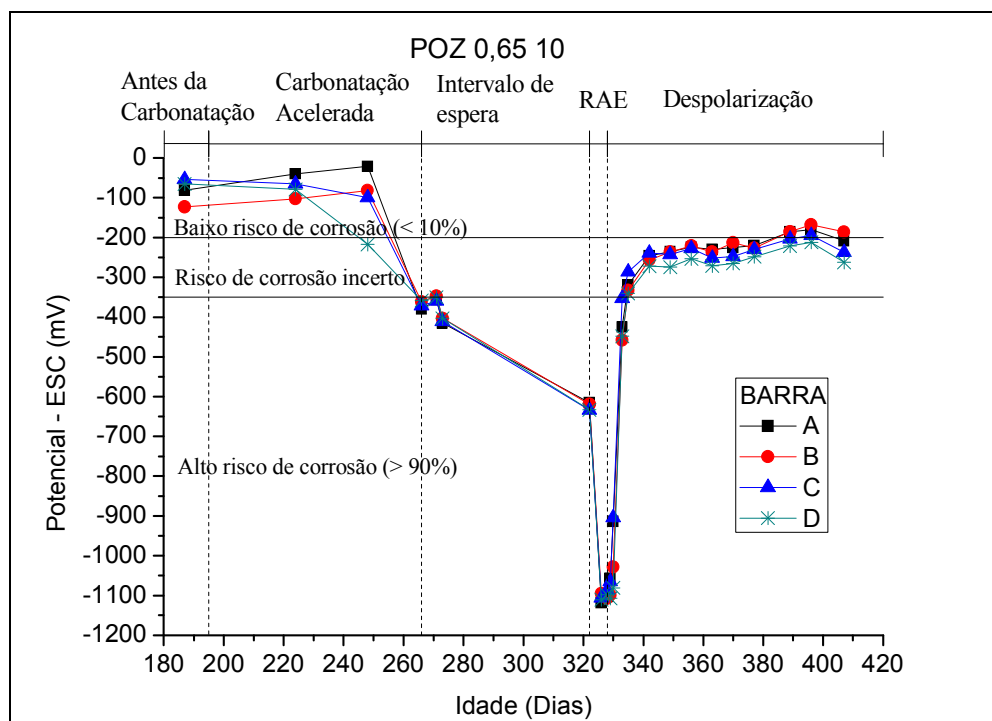
(a)



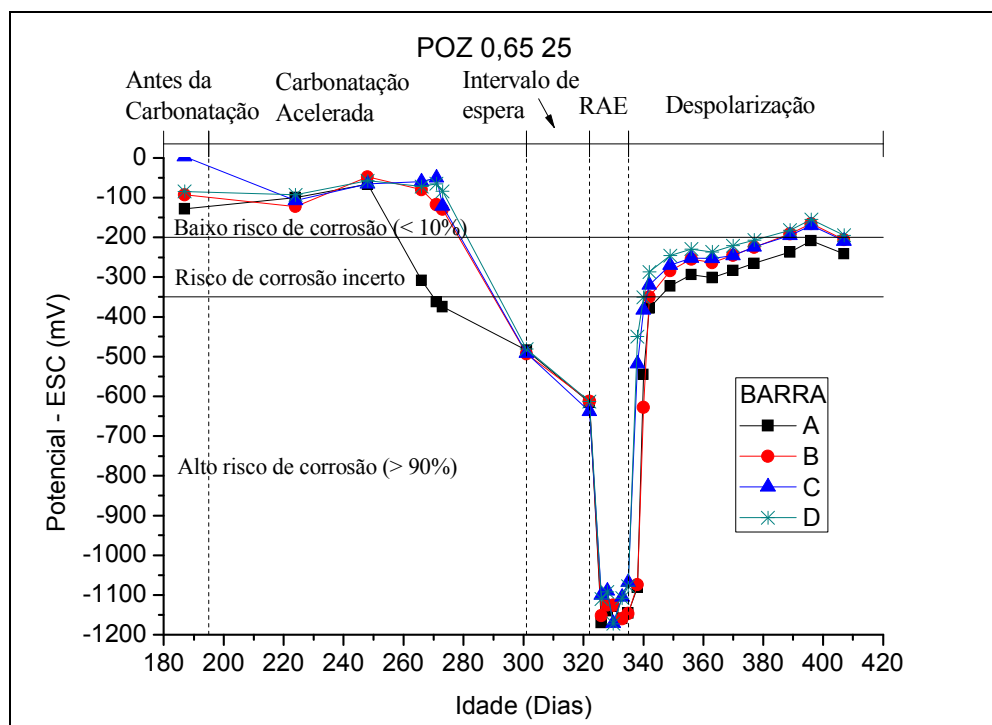
(b)



(c)

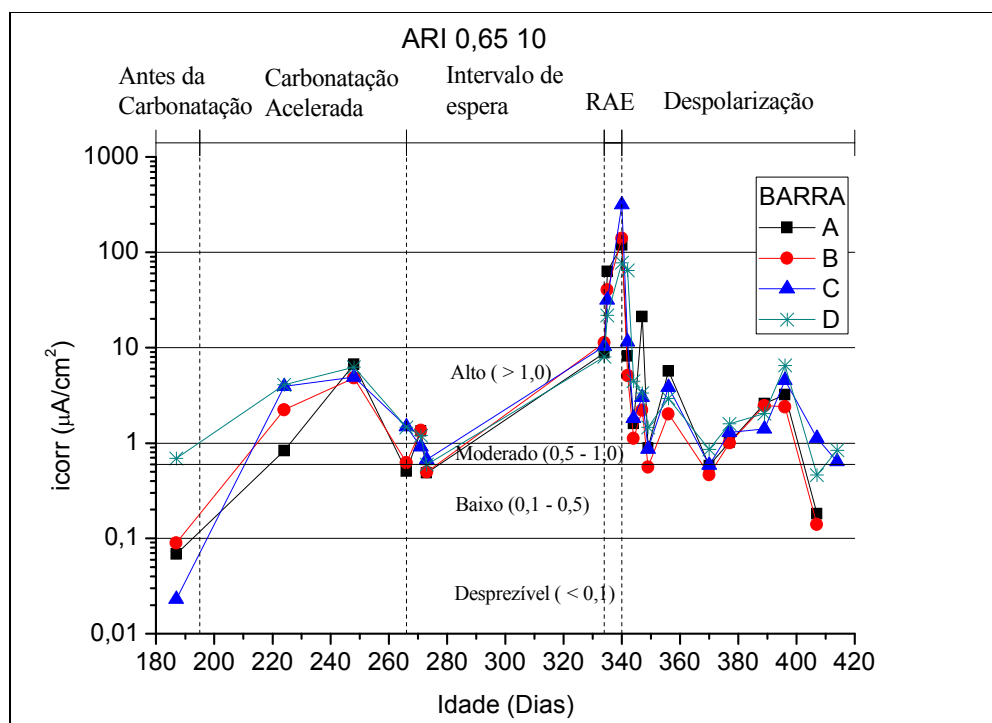


(d)

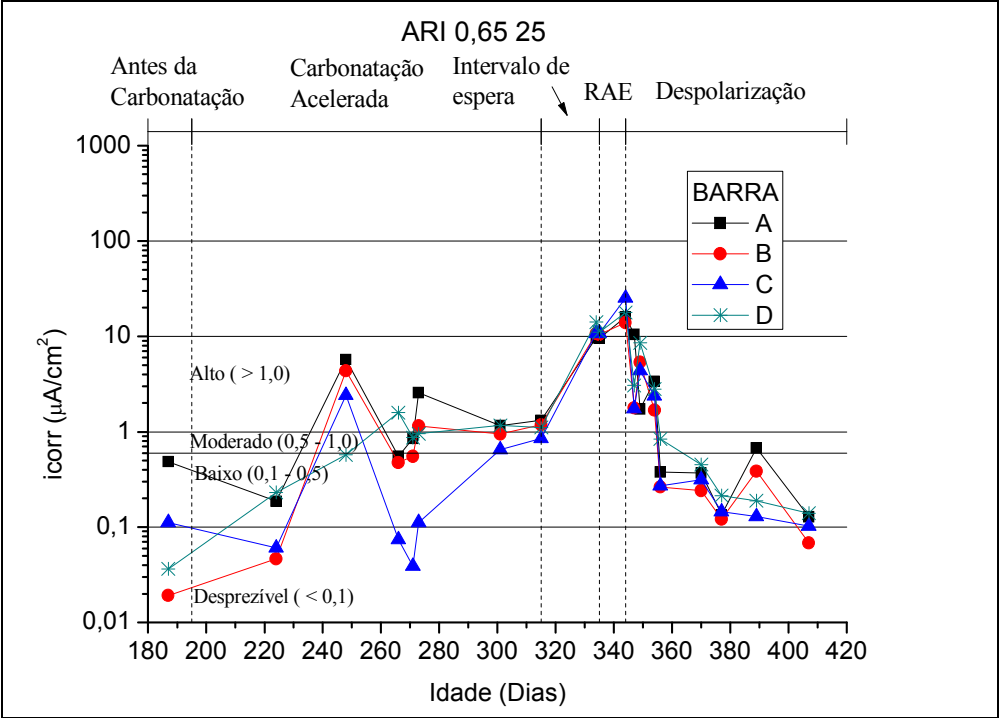


(e)

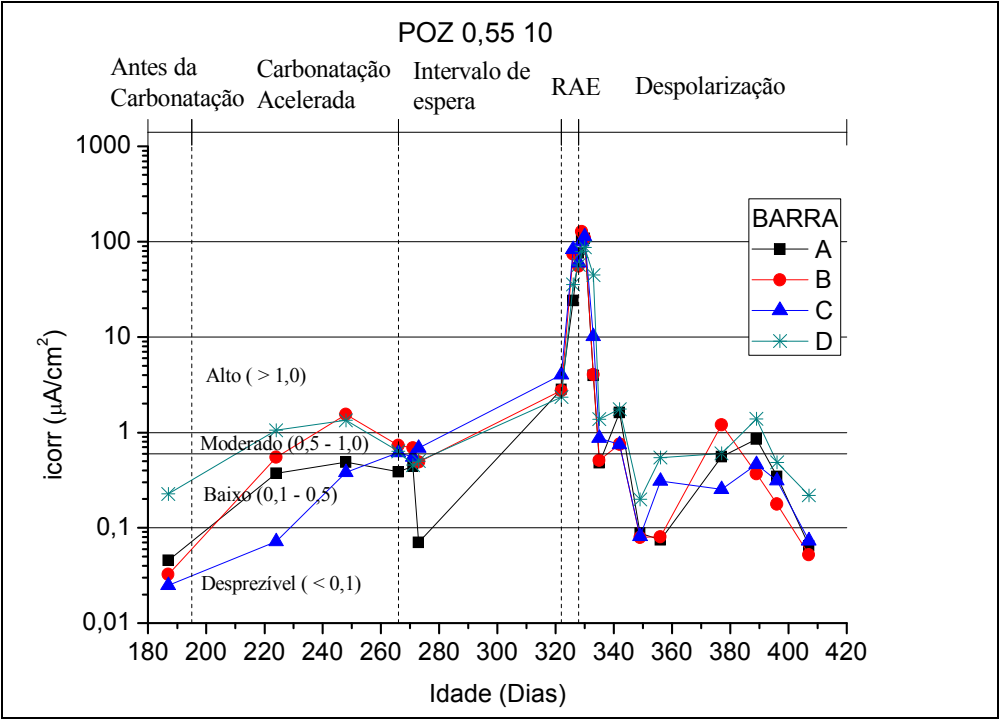
Figura 4.12 – Monitoramento eletroquímico do potencial de corrosão (ESC) das armaduras durante a carbonatação acelerada e a RAE: (a) CP V – ARI 0,65 10; (b) CP V – ARI 0,65 25; (c) CP IV – POZ 0,55 10; (d) CP IV – POZ 0,65 10 e (e) CP IV – POZ 0,65 25).



(a)



(b)



(c)

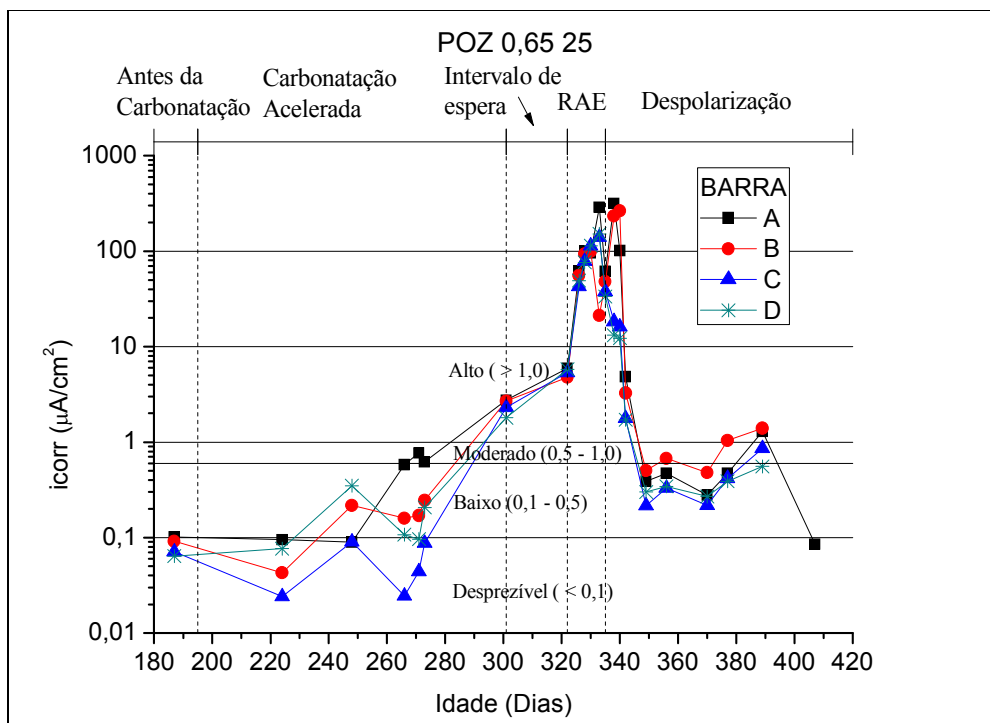
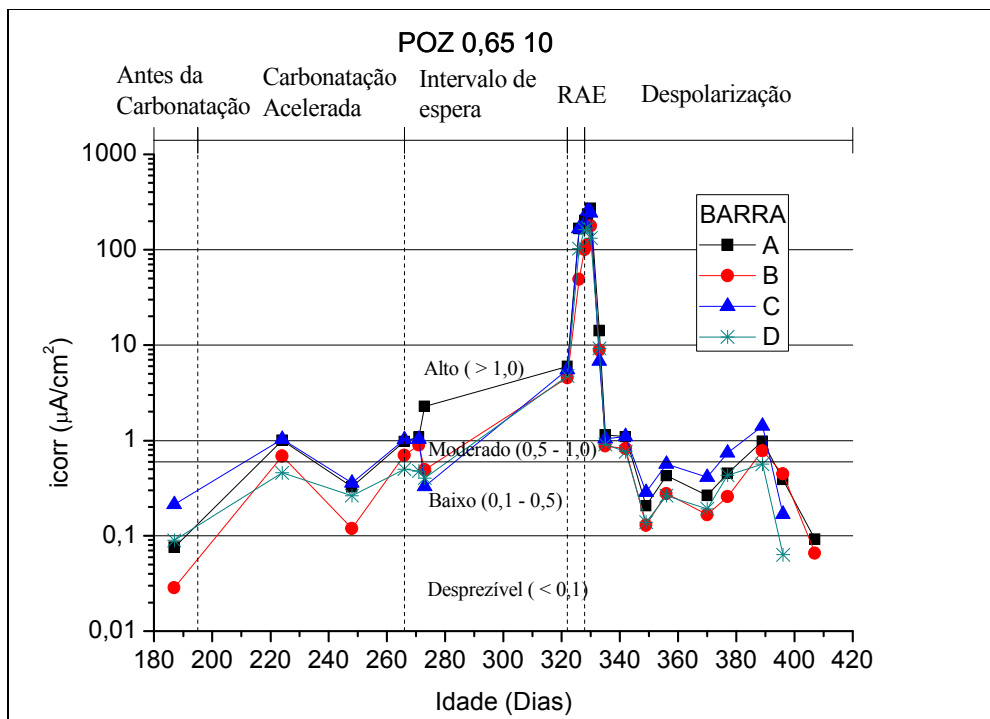
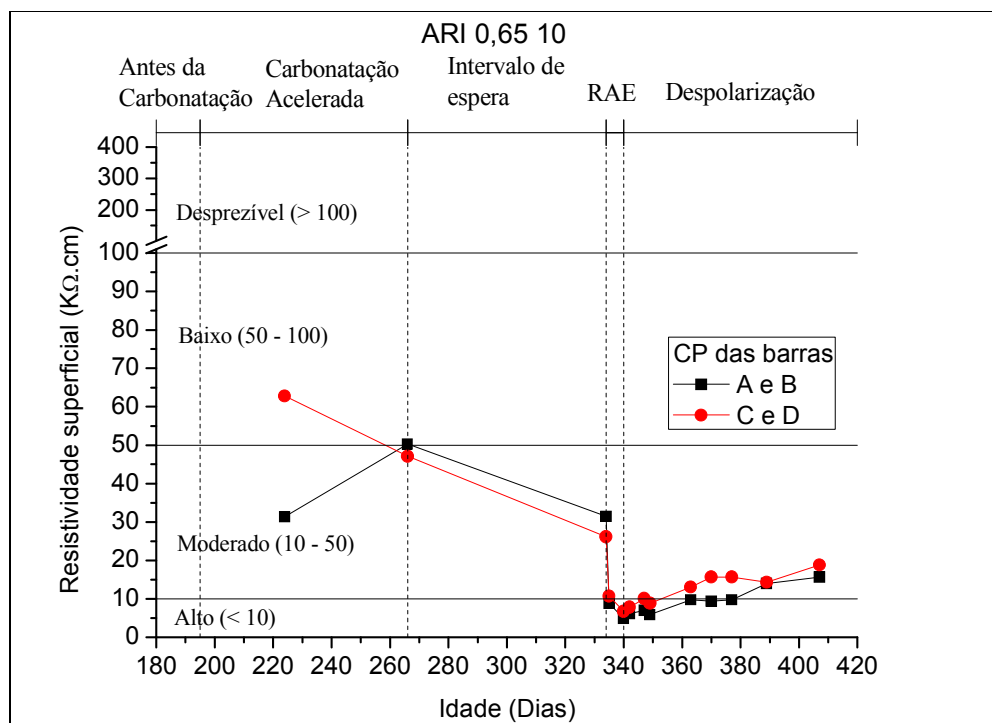
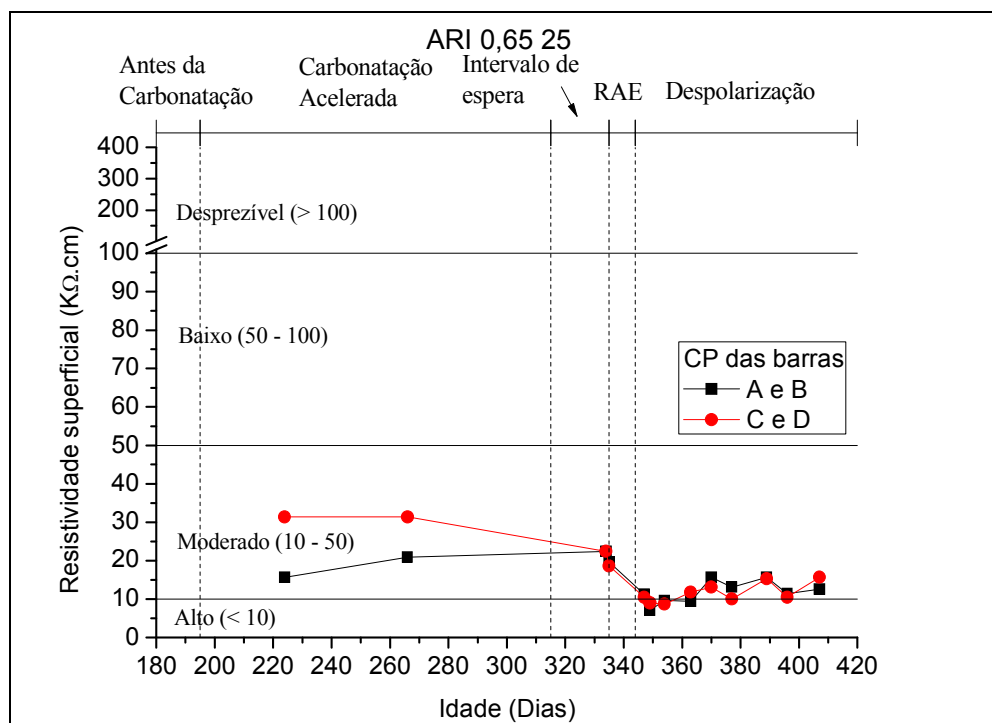


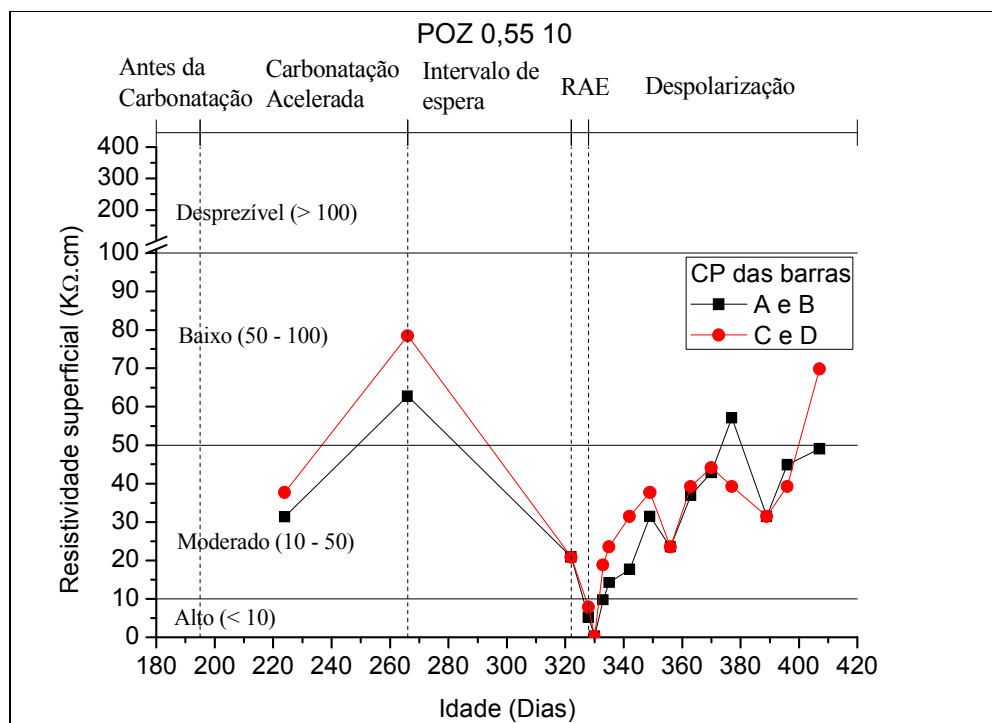
Figura 4.13 – Monitoramento eletroquímico da velocidade de corrosão das armaduras durante a carbonatação acelerada e a RAE: (a) CP V – ARI 0,65 10; (b) CP V – ARI 0,65 25; (c) CP IV – POZ 0,55 10; (d) CP IV – POZ 0,65 10 e (e) CP IV – POZ 0,65 25.



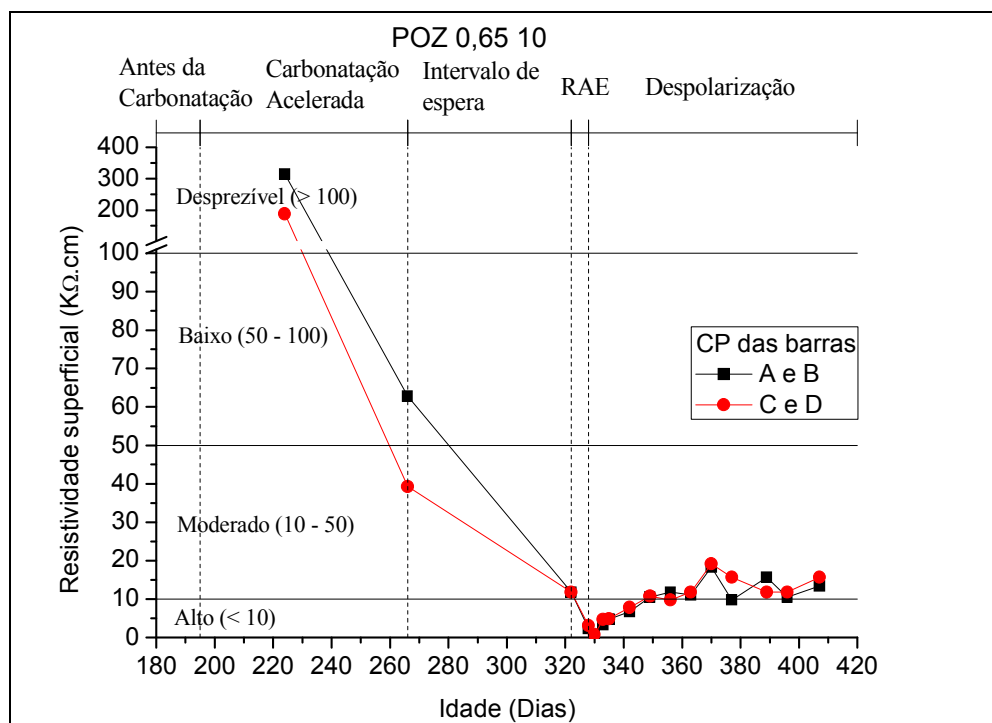
(a)



(b)



(c)



(d)

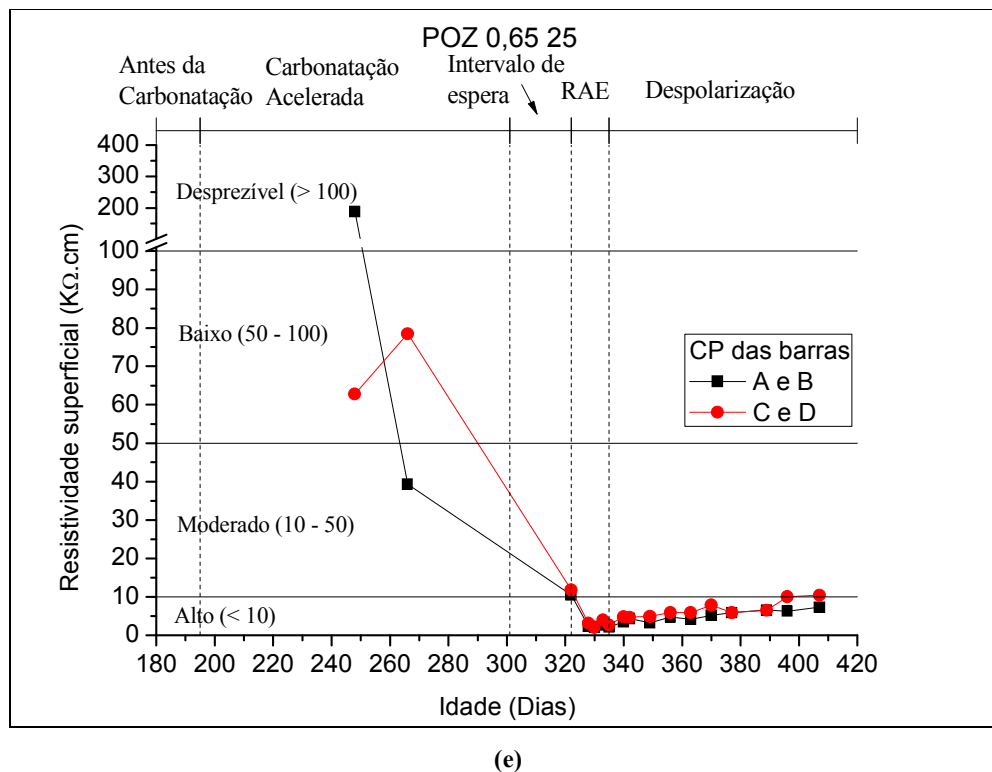


Figura 4.14 – Monitoramento eletroquímico da resistividade elétrica superficial dos concretos durante a carbonatação acelerada e a RAE: (a) CP V – ARI 0,65 10; (b) CP V – ARI 0,65 25; (c) CP IV – POZ 0,55 10; (d) CP IV – POZ 0,65 10 e (e) CP IV – POZ 0,65 25).

A partir das Figuras 4.12 e 4.13, foi possível comprovar que a despassivação das armaduras ocorreu ao final do período da carbonatação acelerada. Para todos os concretos estudados, assim que a frente de carbonatação atingia a profundidade da armadura, os valores de velocidade de corrosão ultrapassavam a barreira de $0,1-0,2 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ e os potenciais tornavam-se mais eletronegativos do que -350mV (ESC), comprovando a despassivação do aço. Vale ressaltar que, nesse momento, os CP estavam com umidade interna dos poros provavelmente igual ou muito próxima à umidade relativa da câmara de carbonatação ($75\% \pm 8,5\%$). Após comprovação da despassivação das armaduras, os CP estavam prontos para receber o tratamento de RAE. Os CP que carbonataram mais rápido foram estocados em ambiente de laboratório para que os tratamentos de RAE fossem iniciados aproximadamente no mesmo período.

Antes da aplicação da RAE, as armaduras despassivadas chegaram a apresentar potenciais de corrosão de -540 a -640mV , devido à saturação dos CP com água deionizada a fim de eliminar o efeito de absorção capilar durante o tratamento. O comportamento dos potenciais de corrosão pode ser observado na Figura 4.12. Devido à polarização aplicada, durante a RAE, o potencial de corrosão do aço no concreto muda para valores extremamente

negativos. Ao final do tratamento, após desligar o campo elétrico, os potenciais tornam-se gradativamente menos eletronegativos com o tempo, chegando a atingir, após um mês, valores que se estabilizaram em patamares próximos ou menos eletronegativos do que -250mV e, após dois meses, aproximadamente metade das barras apresentaram valores de potenciais menos eletronegativos do que -200mV.

Antes da aplicação da RAE os valores de velocidade de corrosão das armaduras despassivadas se encontravam entre 2,3 a 14,0 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$. Como consequência da polarização aplicada, a velocidade de corrosão também sofre variações durante e após o tratamento, como pode ser observado na Figura 4.13, de modo que, durante a RAE, a velocidade de corrosão do aço no concreto aumenta expressivamente. Ao final do tratamento, após desligar o campo elétrico, as velocidades de corrosão decrescem gradativamente com o tempo, chegando a atingir, após um mês, valores ainda não estabilizados, variando numa faixa de 0,09 a 8 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ e, após dois meses, assumiram valores variando predominantemente numa faixa de 0,06 a 1,4 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$. Neste último momento, a amplitude das variações foi ainda menor, sugerindo uma breve tendência à estabilização das velocidades de corrosão.

Durante a RAE, a resistividade elétrica superficial do concreto baixa substancialmente (Figura 4.14), visto que os CP haviam sido previamente saturados com água deionizada e se encontravam submersos em solução rica em íons. Após o tratamento, ao passo que os concretos secavam em ambiente de laboratório, os valores de resistividade elétrica superficial aumentavam novamente, tendendo a patamares que indicam risco moderado de corrosão.

Passados dois meses do final do tratamento, metade dos valores de potenciais de corrosão permaneceram numa faixa de -200 a -250mV, o que pode ser considerado um indicativo de repassivação das barras. De acordo com Elsener (2001), após a realcalinização eletroquímica, os valores de potenciais estabilizam-se em torno de -250mV (ESC) e as medidas de potencial podem ser usadas para estimar a eficiência e durabilidade do tratamento. Como o pH e a condutividade da solução dos poros (resistividade elétrica superficial) são extremamente modificadas após a RAE, comparados aos concretos carbonatados, o autor enfatiza que ambos devem ser levados em conta para a correta interpretação das medidas de potencial de corrosão. Finalmente, o autor conclui que os potenciais mais negativos encontrados (-250mV/ESC) podem não indicam corrosão, mas sim armaduras passivas em ambientes alcalinos, alertando apenas que as medidas sejam feitas após o período de despolarização que dura de 1 a 3 meses, em estruturas expostas à atmosfera, quando as barras

se aproximam do estado de equilíbrio. Desse modo, os valores de potencial de corrosão apresentados na Figura 4.12, após dois meses de despolarização, mostram que a RAE é um tratamento eficiente no que se refere à capacidade de repassivação das armaduras de estruturas de concreto armado.

O comportamento das velocidades de corrosão das armaduras, após a aplicação da RAE, observado nesta pesquisa foi similar ao observado nos estudos de Andrade et al. (1999), onde constatou-se que os valores de i_{corr} são muito altos apenas depois de desligado o campo elétrico. Em seguida decrescem e permanecem estabilizados em patamares menores do que aqueles medidos antes da aplicação da realcalinização eletroquímica, mas ainda maiores do que os limites de $0,1-0,2 \mu\text{A}/\text{cm}^2$. Desse modo, as autoras concluíram que a barra permanece em estado ativo durante pelo menos dois meses, embora tenham classificado este estado de ativação como sendo mais aparente do que real. Além disso, recomendam que apenas quando o equilíbrio elétrico for restabelecido e a polarização do aço tiver desaparecido completamente, os valores de R_p podem ser utilizados para calcular os valores de i_{corr} .

Portanto, ao final de dois meses de despolarização, foi possível observar que os valores de potenciais de corrosão estão indicando a ocorrência de repassivação de aproximadamente 50% das armaduras, com tendência a aumentar esse percentual. Além disso, as velocidades de corrosão tiveram seus valores reduzidos expressivamente, comparados com aqueles antes da aplicação do tratamento. Nesse último caso, tem-se a expectativa de que valores menos significativos de corrosão possam ser verificados com maior tempo de despolarização, conforme se discute na seção seguinte.

4.2.5 Análise de tendências das medidas eletroquímicas após o tratamento

Com o intuito de avaliar a influência de algumas das variáveis estudadas nesta pesquisa sobre a repassivação das armaduras, algumas curvas de tendência foram traçadas para medidas de potencial de corrosão após o tratamento (Figura 4.15). As curvas de tendência do potencial de corrosão permitem inferir os tempos de despolarização necessários para que cada concreto estudado possa alcançar, em média, um patamar menos eletronegativo que -200mV . Para o cálculo dessas curvas, adotaram-se medidas de potencial a partir de 7

dias de despolarização, quando já se apresentavam uma tendência a valores estáveis, até aproximadamente 75 dias.

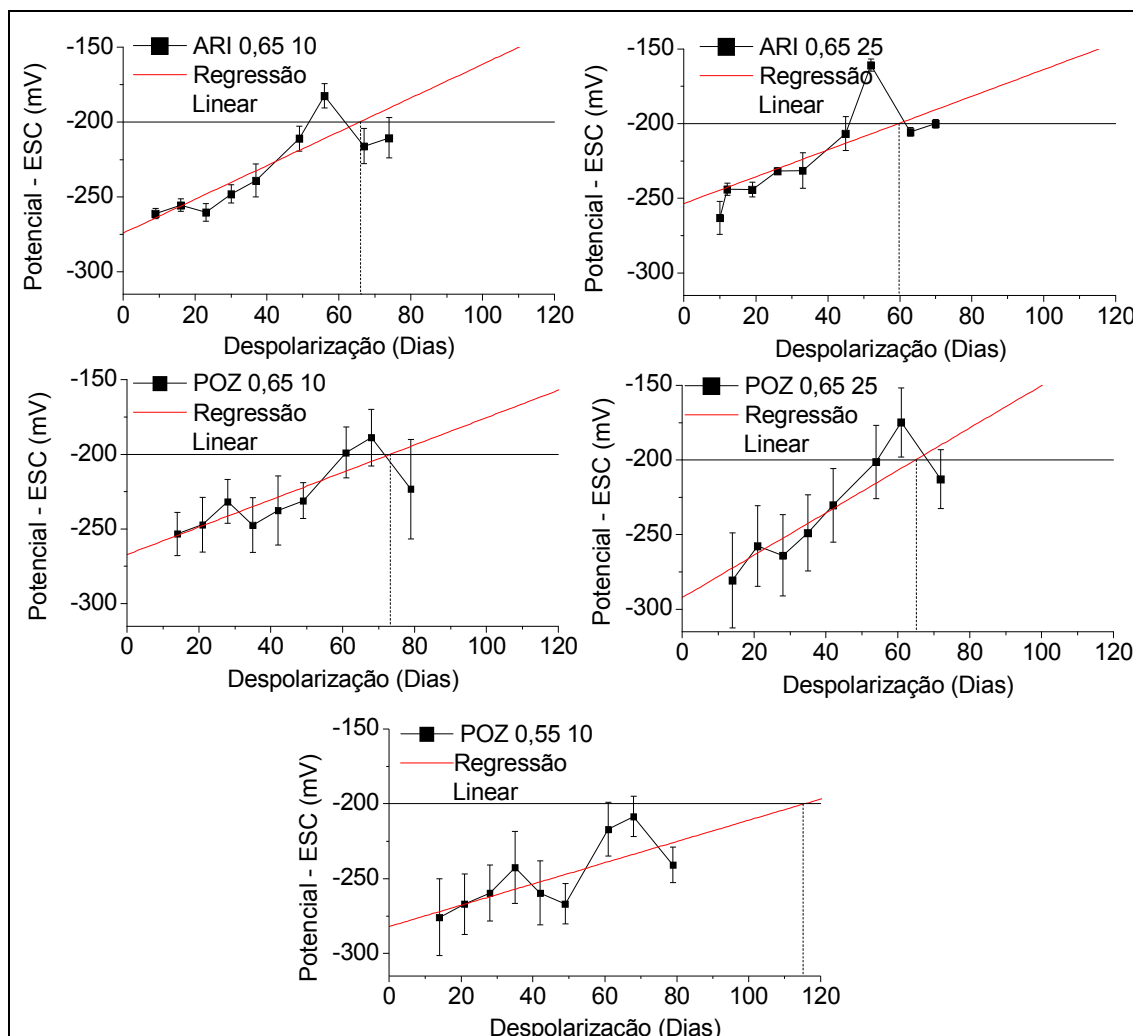


Figura 4.15 – Curvas de tendências das medidas de potencial de corrosão após a RAE.

A partir dessas curvas de tendência do potencial de corrosão, foi possível estabelecer a relação entre o tempo de despolarização estimado para repassivação das armaduras e outros parâmetros tais como a densidade de carga passante e a alcalinidade relativa dos concretos após tratamento (Tabela 4.1).

Tabela 4.1 – Relação entre tempo de despolarização estimado, densidade de carga passante e alcalinidade relativa.

Codificação do CP	Densidade de carga passante ($A.h/m^2_{\text{concreto}}$)	Alcalinidade relativa após R.A.E	Tempo de despolarização estimado (dias)
ARI 65 10	238	0,95	66
ARI 65 25	401	0,99	59
POZ 55 10	284	0,95	115
POZ 65 10	310	0,93	73
POZ 65 25	499	0,94	65

Observou-se uma estreita relação entre a densidade de carga passante e o tempo de despolarização estimado até a repassivação da armadura, de modo que, quanto maior a densidade de carga passante menor o tempo de despolarização estimado. Porém, isso só é válido para os concretos moldados com o mesmo tipo de cimento.

Observa-se também que os CP com cobrimento de maior espessura apresentaram um menor tempo estimado de despolarização até repassivação, uma vez que receberam maior densidade de carga passante e por consequência também apresentaram concretos de maior alcalinidade relativa.

Comparando os CP de diferentes tipos de cimento (ARI 65 10 com POZ 65 10 e ARI 65 25 com POZ 65 25), percebe-se que os concretos ARI, devido à maior facilidade de terem a alcalinidade restabelecida, durante a RAE, mesmo com menor densidade de carga passante, apresentaram tempo de despolarização estimado inferior. Em outras palavras, os concretos POZ demoram um pouco mais para conduzir as armaduras à repassivação após o tratamento.

A partir dessas análises foi possível concluir que a alcalinidade relativa após a RAE é, provavelmente, um fator determinante no tempo de despolarização estimado para a repassivação das armaduras. Por sua vez, como já observado no item 4.2.3, a alcalinidade relativa dos concretos realcalinizados dependem diretamente da densidade de carga passante. Somente o POZ 0,55 10 apresentou-se fora desse comportamento, o que pode ter sido consequência do comportamento inverso, discutido no item 4.2.1, com respeito à densidade de carga passante necessária para a completa realcalinização deste concreto.

Ao contrário das medidas de potencial, as medidas de velocidade de corrosão (i_{corr}), obtidas a partir de medidas de R_p , mesmo após dois meses de despolarização ainda não apresentavam valores estáveis que possibilitassem a realização de curvas de regressão.

Todavia, foi possível observar claramente uma tendência de redução dos valores de i_{corr} , conforme se representa na Figura 4.16.

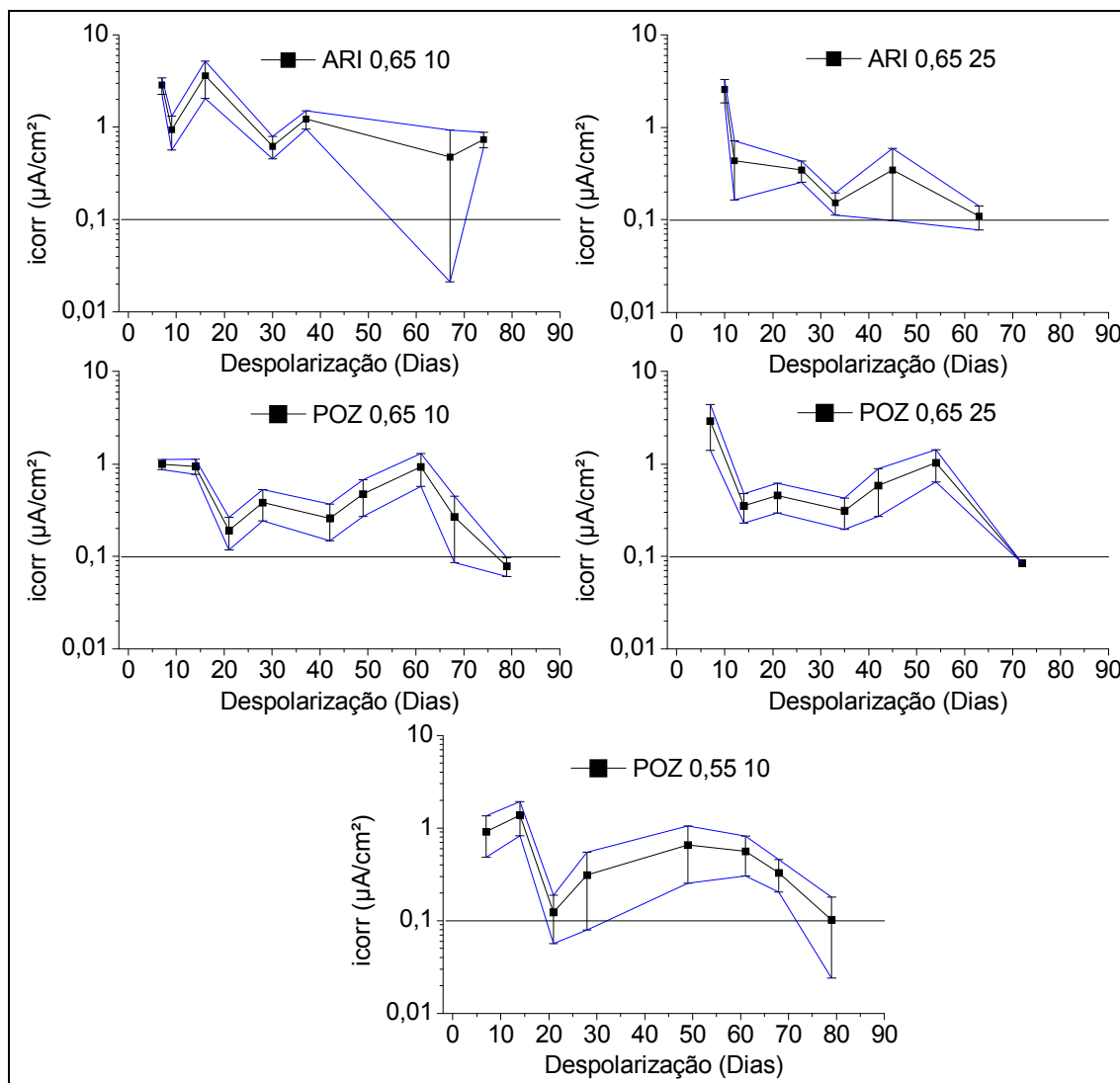


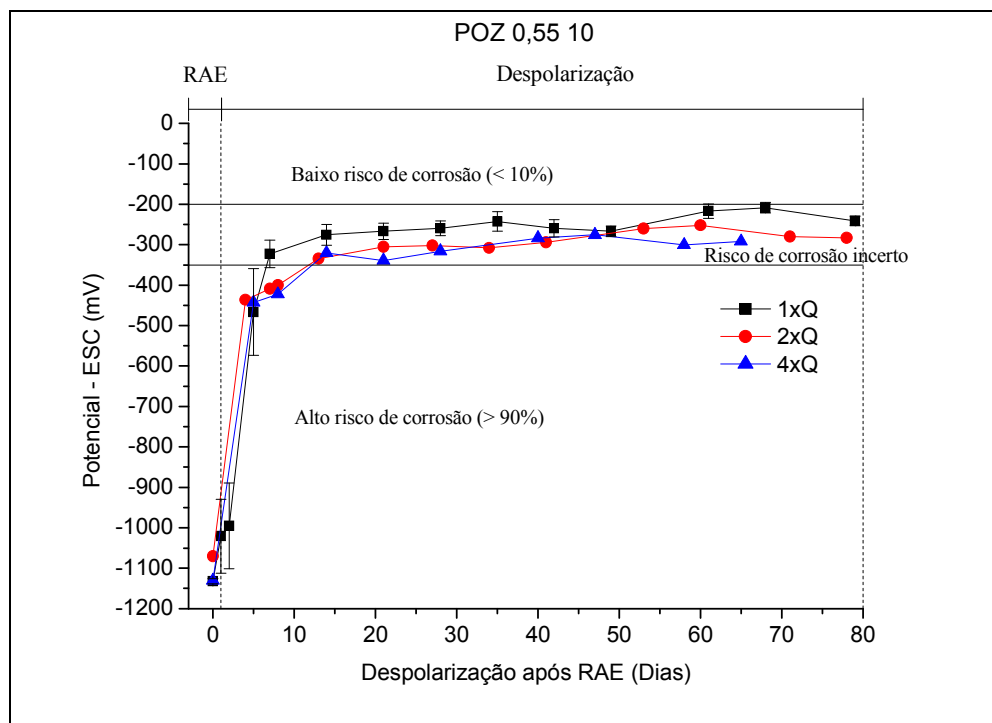
Figura 4.16 – Tendências das medidas de velocidade de corrosão após a RAE.

Portanto, com base nos resultados do monitoramento eletroquímico realizado, mesmo que aparentemente parte das armaduras não tenha sido comprovadamente repassivada ($E_{\text{corr}} \leq -200 \text{ mV}$ e $i_{\text{corr}} \leq 0,1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$), pode-se concluir que a RAE conduz as velocidades de corrosão e os potenciais de corrosão das armaduras para valores bem menores e menos eletronegativos, respectivamente, do que aqueles apresentados antes do tratamento, para as armaduras despassivadas. Além disso, mesmo com os valores de i_{corr} não sendo tão baixos após o tratamento, estes representam uma tendência de velocidade de dissolução do aço bem mais lenta.

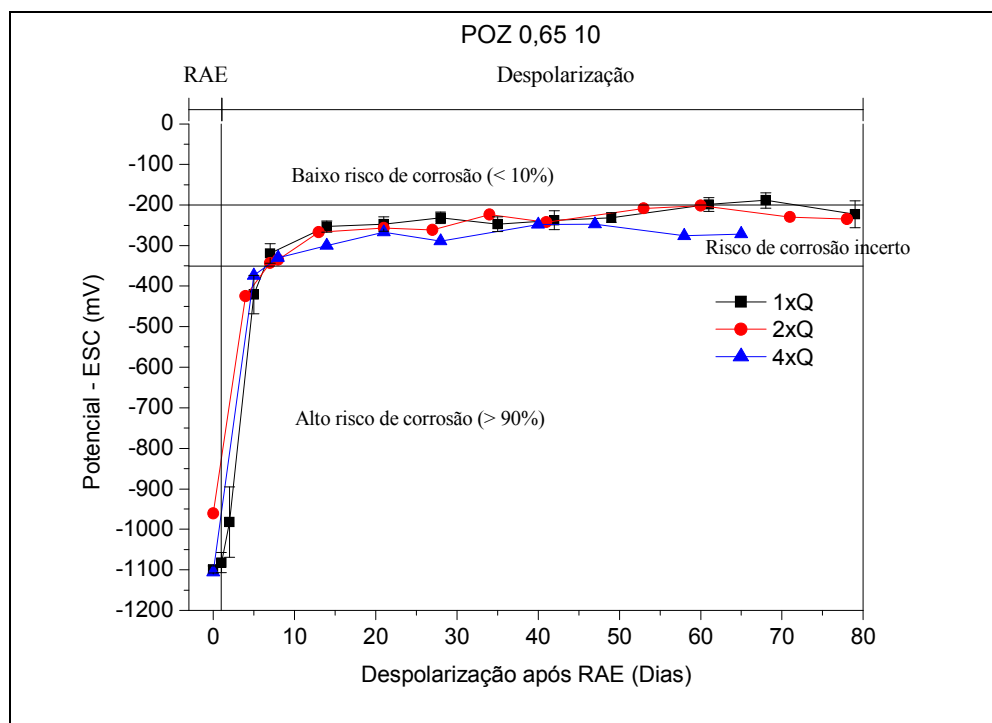
Certamente, um tempo maior de despolarização será mais eficaz para uma avaliação da eficiência da RAE sobre a repassivação das armaduras. Dessa maneira, mesmo após conclusão desta dissertação, as medidas eletroquímicas continuarão sendo monitoradas durante pelo menos um ano após tratamento, a fim de comprovar as tendências observadas.

4.2.6 Influência da densidade de carga passante sobre a repassivação das armaduras

Diferentes densidades de carga elétrica foram aplicadas aos sistemas estudados a fim de avaliar a possível influência da densidade de carga passante sobre a repassivação das armaduras tratadas com a RAE. As densidades de carga passante são representadas por 1xQ, 2xQ e 4xQ, onde Q corresponde à densidade de carga passante necessária para a completa realcalinização do concreto de cobrimento (Figuras 4.17 e 4.18).

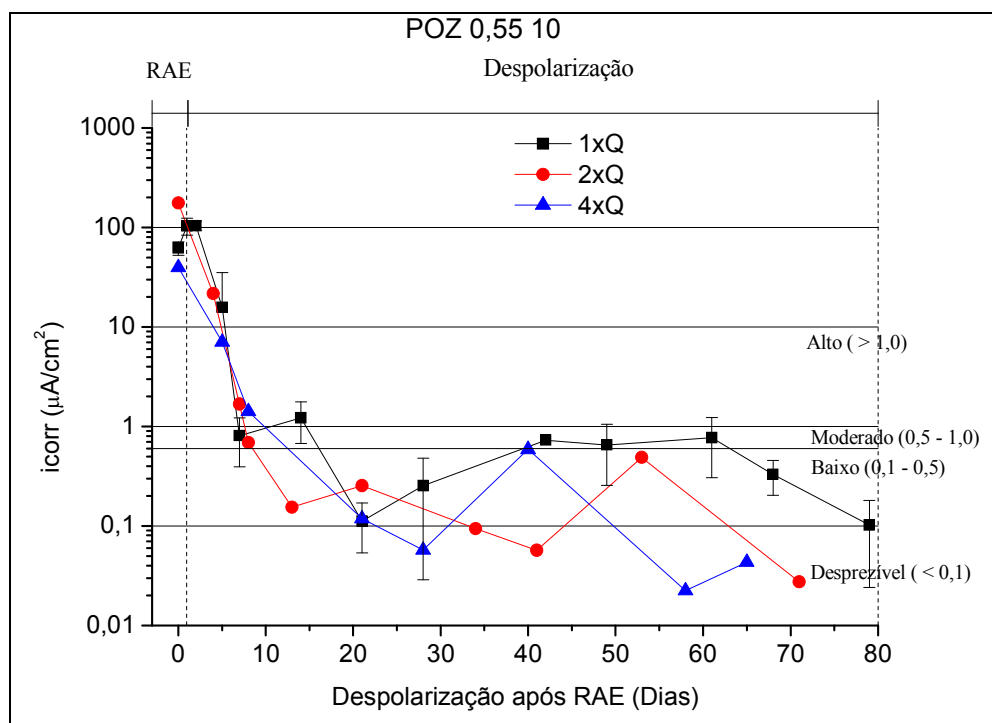


(a)

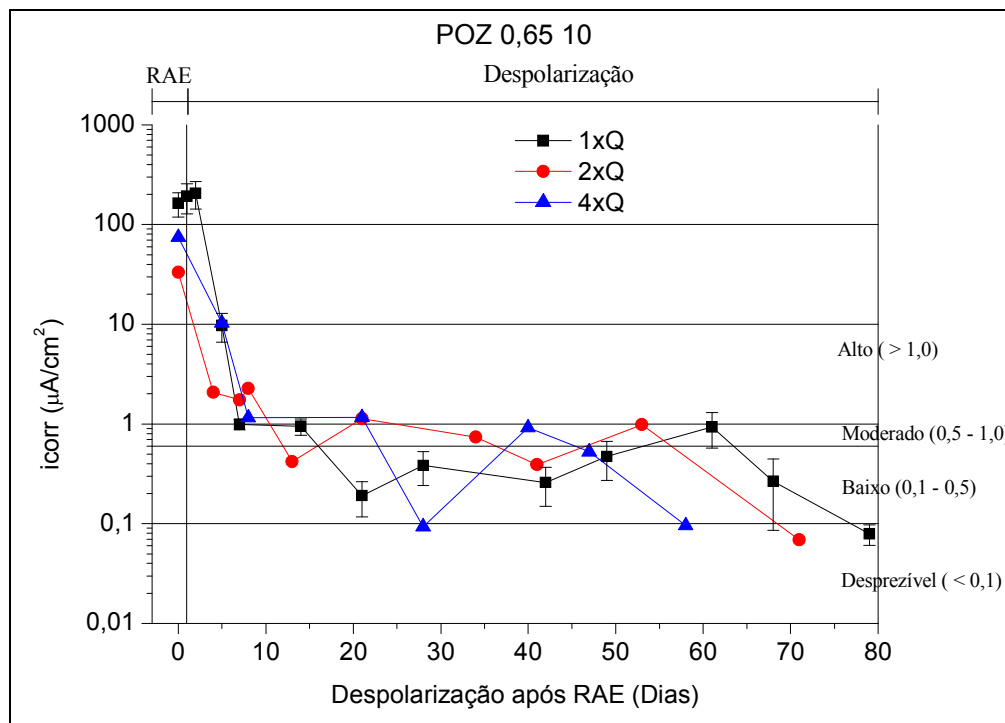


(b)

Figura 4.17 - Influência da densidade de carga passante sobre a repassivação das armaduras através de monitoramento eletroquímico após a RAE: potencial de corrosão (ESC) das armaduras: (a) CP IV – POZ 0,55 10 e (b) CP IV – POZ 0,65 10.



(a)



(b)

Figura 4.18 – Influência da densidade de carga passante sobre a repassivação das armaduras através de monitoramento eletroquímico após a RAE: velocidade de corrosão das armaduras: (a) CP IV – POZ 0,55 10 e (b) CP IV – POZ 0,65 10.

Pela Figura 4.17, foi possível observar que os potenciais de corrosão se estabilizaram em um período de aproximadamente dois meses, tendendo a valores menos eletronegativos do que -200mV (ESC) para os concretos submetidos a 1xQ e aproximadamente -250mV (ESC) para os concretos submetidos a 2xQ e 4xQ. Isso mostra que as armaduras submetidas a um tempo excedente de tratamento, provavelmente, demoram mais tempo para completar a despolarização, devido aos efeitos da polarização aplicada. Além disso, como já visto anteriormente, segundo Elsener (2001), as medidas de potencial de corrosão tendem a ser mais eletronegativas com o aumento da alcalinidade do concreto e por isso os valores mais eletronegativos encontrados (-250mV/ESC) podem não indicar corrosão, mas sim armaduras passivas em ambientes alcalinos. Desse modo, considerando um período de dois meses de despolarização, as medidas de potencial de corrosão indicam que o aumento excessivo da densidade de carga passante não influencia de forma relevante a repassivação das armaduras.

Da mesma forma, a Figura 4.18 mostra que o aumento da densidade de carga passante, de 1xQ para 2xQ e 4xQ, não influencia de forma relevante os valores de velocidade de corrosão das armaduras observados durante o período de despolarização.

Na presente pesquisa, foram aplicadas aproximadamente 1xQ (284 e 310 A.h/m²_{concreto}), 2xQ (568 e 597 A.h/m²_{concreto}) e 4xQ (1142 e 1163 A.h/m²_{concreto}), para os concretos POZ 0,55 10 e POZ 0,65 10, respectivamente. Com base nos resultados, observou-se que a densidade de carga passante, excedente àquela necessária para a realcalinização completa do concreto de cobrimento, não apresenta influência relevante na repassivação das armaduras. Os resultados apresentados nas Figuras 4.17 e 4.18 estão em acordo com os encontrados por Yeih e Chang (2005), os quais mostraram que, para valores de 0 a 480 A.h/m²_{concreto}, há uma notável influência da densidade de carga passante na RAE sobre o pH no entorno das armaduras e, conseqüentemente, sobre a repassivação destas. Entretanto, essa influência passa a ser desprezível para densidades de carga passante excedente a 480 A.h/m²_{concreto}.

5 CONCLUSÕES

O presente trabalho procurou investigar a influência de características do concreto e da espessura de cobrimento da armadura na realcalinização eletroquímica de concretos carbonatados. Diante do conteúdo exposto neste trabalho, pode-se concluir sobre:

a) Influência da relação água/cimento no comportamento do processo de RAE.

Essa análise ficou comprometida em função da não incorporação do ARI 0,55 10 nos procedimentos de RAE e intervalos diários para o monitoramento do avanço da realcalinização. No entanto, para os concretos estudados, a influência da relação água/cimento apresentou-se de forma pouco relevante sobre a resistência ôhmica do sistema, com leve tendência de maior resistência para concretos menos porosos. Essa observação também pode ser feita em relação à densidade de carga passante necessária para a completa realcalinização do cobrimento e sobre o tempo de aplicação do tratamento, com diferenças da ordem de 8% entre os concretos POZ 0,55 10 e POZ 0,65 10.

b) Influência do tipo de cimento no comportamento do processo de RAE.

O tipo de cimento teve influência relevante sobre a resistência ôhmica do sistema, a densidade de carga passante necessária para a completa realcalinização do cobrimento, o tempo de aplicação do tratamento, a alcalinidade relativa do concreto e o tempo estimado de despolarização até a repassivação das armaduras.

Os concretos moldados com cimento Portland CP IV – Pozolânico, embora tenham apresentado valores de resistência ôhmica menores (consequência dos maiores índices de vazios obtidos), necessitaram de maior densidade de carga passante para realcalinizar toda a espessura do cobrimento e, conseqüentemente, maior tempo de aplicação do tratamento. Esse comportamento mostra que há uma maior dificuldade em restabelecer a alcalinidade dos concretos compostos com adições minerais, o que pode estar associado aos seus menores

patamares de alcalinidade antes do tratamento. Desse modo, comparando as propriedades do concreto carbonatado antes do tratamento, tais como porosidade e alcalinidade, esta última parece ter maior influência na eficiência da RAE.

Por outro lado, embora os concretos moldados com cimento Portland CP V – ARI tenham recebido menor densidade de carga passante, apresentaram alcalinidades maiores após o tratamento, reforçando o conceito de que a realcalinização eletroquímica dos concretos compostos com adições é mais difícil do que a de um concreto sem adições.

Com base nas curvas de tendência dos potenciais de corrosão, os concretos moldados com cimento Portland CP IV – Pozolânico requerem maior tempo estimado para a completa despolarização e, conseqüentemente, repassivação das armaduras, o que deve estar relacionado aos seus menores níveis de alcalinidade e, portanto, uma maior dificuldade em restabelecer a película de passivação.

c) Influência da espessura de cobrimento da armadura no comportamento do processo de RAE.

A espessura de cobrimento da armadura tem influência sobre a resistência ôhmica do sistema, a densidade de carga passante necessária para a completa realcalinização do cobrimento, o tempo de aplicação do tratamento, a alcalinidade do concreto realcalinizado e o tempo estimado de despolarização até a repassivação das armaduras.

Os corpos-de-prova de maior espessura de cobrimento, por apresentarem maior capa de concreto a ser vencida, apresentaram valores de resistência ôhmica maiores e, conseqüentemente, necessitaram de maior densidade de carga passante para a completa realcalinização do cobrimento e maior tempo de aplicação do tratamento. Isto proporcionou maior alcalinidade relativa para o concreto e um menor tempo estimado de despolarização até a repassivação, com base nas curvas de tendência dos potenciais de corrosão.

d) Eficiência do tratamento de RAE sobre a alcalinidade dos concretos.

A RAE é um tratamento eficiente em restabelecer a alcalinidade de toda a espessura do cobrimento dos concretos carbonatados. O tratamento proporciona ao concreto carbonatado valores de pH ligeiramente inferiores aos normalmente apresentados por concretos sãos, mas bem superiores aos concretos carbonatados.

A alcalinidade relativa dos concretos, proporcionada pelo tratamento, é função da densidade de carga passante. No entanto, há uma tendência de atenuação dessa influência com o crescimento da carga passante, que pode ser justificada pela aproximação dos valores referenciais máximos de pH.

A reação de eletrólise, no entorno da armadura, parece ser a principal responsável pelo desempenho da realcalinização eletroquímica observada nas condições de ensaio adotadas. Esse indício se atribui à forma observada para o avanço da frente de realcalinização, bem como ao emprego de condições não muito favoráveis para a ocorrência da eletro-osmose.

e) Eficiência do tratamento de RAE no que diz respeito à repassivação das armaduras.

Após o tratamento, os potenciais de corrosão (E_{corr}) mostram uma forte tendência de repassivação das armaduras. Por outro lado, embora haja uma tendência de diminuição dos valores de i_{corr} , estes necessitam de maior intervalo de tempo para fornecerem respostas conclusivas acerca da repassivação das barras. Nesse sentido, espera-se que, com um tempo maior de despolarização, as velocidades de corrosão continuem diminuindo até alcançar patamares que indicam a repassivação das armaduras.

Com base no potencial de corrosão, o parâmetro determinante do tempo de despolarização estimado para a repassivação das armaduras é, provavelmente, a alcalinidade do concreto proporcionada pelo tratamento. Todavia, a alcalinidade dos concretos realcalinizados é função da densidade de carga passante. Portanto, a densidade de carga passante suficiente para restabelecer a alcalinidade do concreto de cobrimento tem papel fundamental no tempo de despolarização estimado para a repassivação das armaduras. O que não se aplica ao excedente de carga em relação àquela suficiente para a realcalinização completa do concreto de cobrimento.

6 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Estudar a influência de diferentes intensidades de campo elétrico na RAE, para uma mesma densidade de carga passante, com intuito de verificar a que nível de campo elétrico o fenômeno de eletro-osmose é desencadeado de forma relevante.
- Avaliar o comportamento das medidas eletroquímicas durante um maior período de despolarização a partir do final do tratamento, a fim de comprovar a efetiva ação da RAE na repassivação as armaduras. Sugere-se que o monitoramento eletroquímico seja realizado durante pelo menos um ano após tratamento.
- Estudar a durabilidade do tratamento em condições aceleradas e natural, através de medidas eletroquímicas e verificação do avanço de uma nova frente carbonatação.
- Estudar outras soluções alcalinas alternativas para o tratamento de RAE.
- Estudar a eficiência do tratamento em estruturas reais de concreto armado que sofreram carbonatação ao longo de sua vida útil.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS - ASTM C-876. Standard test for half-cell potentials of uncoated reinforcing steel in concrete. Anual Book of ASTM Standards. Philadelphia. 1999.
2. AMÉRICO, P. O.; NEPOMUCENO, A. A. Cement content influence in rebar corrosion in carbonated mortars. **Materiales de Construcción**, v. 53, n. 271-272, p. 113-123. 2003.
3. ANDRADE, C. **Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras**. São Paulo: PINI. 1992. 104p.
4. ANDRADE, C.; ALONSO, C. On-site measurements of corrosion rate of reinforcements. **Construction and Building Materials**, v. 15, p. 141-145. 2001.
5. ANDRADE, C.; CASTELLOTE, M.; SARRÍA, J.; ALONSO, C. Evolution of pore solution chemistry, electro-osmosis and rebar corrosion rate induced by realkalisation. **Materials and Structures**, v. 32, p. 427-436. 1999.
6. ANSTICE, D. J.; PAGE, C. L.; PAGE, M. M. The pore solution phase of carbonated cement pastes. **Cement Concrete Research**, v. 35, n. 2, p. 377-383, feb. 2005.
7. ARAÚJO, F. W. C. **Contribuição da técnica de realcalinização do concreto carbonatado através da absorção / difusão de soluções alcalinas**. 2004. 147 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Goiás, Goiânia.
8. _____. **Estudo da repassivação da armadura em concretos carbonatados através da técnica de realcalinização química**. 2009. 212 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Construção Civil e Urbana) – CPGECC, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.
9. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739: Concreto - ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, ABNT, 1994.
10. _____. **NBR 9776: Agregados – determinação da massa específica de agregados miúdos por meio de frasco de Chapman**. Rio de Janeiro, ABNT, 1987.

11. _____. **NBR 9778: Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica.** Rio de Janeiro, ABNT, 2005.
12. _____. **NBR 9779: Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água por capilaridade.** Rio de Janeiro, ABNT, 1995.
13. _____. **NM 67: Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone.** Rio de Janeiro, ABNT, 1996.
14. _____. **NBR NM 248: Agregados – determinação da composição granulométrica.** Rio de Janeiro, ABNT, 2003.
15. BAKKER, R. F. M. Initiation period. In: SCHIESSL, P. (Ed.) **Corrosion of steel in concrete.** New York, RILEM : Chapman and Hall, p. 22-55. 1988.
16. BANFILL, P. F. G. Features of the mechanism of re-alkalisation and desalination treatments for reinforced concrete. In: International Conference on Corrosion and Corrosion Protection of Steel in Concrete. **Proceedings ...** University of Sheffield, 1994. p. 1489 – 1498.
17. _____. Re-alkalisation of reinforced concrete: present problems and future possibilities. In: Concrete repair, rehabilitation and protection. **Proceedings ...** E & FN Spon, 1996. p. 473 – 481.
18. _____. Re-alkalisation of carbonated concrete: effect on concrete properties. **Construction and Building Materials**, v. 11, n. 4, p. 255 – 258, june. 1997.
19. BANFILL, P. F. G.; AL-KADHIMI, T. K. H. The effects of re-alkalisation and chloride removal on alkali-silica expansion in concrete. In: EUROCORR 98 – European Corrosion Congress. **Proceedings ...**, Utrecht, 1998. CD- ROM.
20. BAUER, E.; NEPOMUCENO, A. A.; LARA, P. L. O.; PEREIRA, C. H. A. F. Avaliação da carbonatação de concretos produzidos no DF. In: 48 Congresso Brasileiro do Concreto. Rio de Janeiro, 2006. **Anais ...** 48CBC0176.
21. BENTUR, A.; DIAMOND, S.; BERKE, N. S. Steel corrosion in concrete - fundamentals and civil engineering practice. London: E & FN SPON, 1997. 201 p.

22. BERTOLINI, L.; BOLZONI, F.; ELSENER, B.; PEDEFERRI, P.; ANDRADE, C. La realcalinización y la extracción electroquímica de los cloruros en las construcciones de hormigón armado. **Materiales de Construcción**, v. 46, n. 244, p. 45-55, octubre – noviembre - diciembre. 1996.

23. BERTOLINI, L.; ELSENER, B.; PEDEFERRI, P.; POLDER, R. B. **Corrosion of steel in concrete: prevention, diagnosis, repair**. Weinheim: WILEY-VCH, 2004. 392p.

24. BERTOLINI, L.; CARSANA, M.; REDAELLI, E. Conservation of historical reinforced concrete structures damaged by carbonation induced corrosion by means of electrochemical realkalisation. **Journal of Cultural Heritage**, v. 9, n. 4, p. 376-385, sept - dec. 2008.

25. BROOMFIELD, J. P. **Corrosion of steel in concrete: understanding, investigation and repair**. London and New York: E & FN Spon, 1997. 240p.

26. CASCUDO, O. **O controle da corrosão de armaduras em concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas**. São Paulo: PINI. 1997. 237p.

27. _____. Inspeção e diagnóstico de estruturas de concreto com problemas de corrosão da armadura. In: **CONCRETO, Ensino, Pesquisa e Realizações**. Vol II. IBRACON, 2005, cap. 35, p. 1071-1108.

28. CASTELLOTE, M., ALONSO, C., ANDRADE, C. Determination of the OH content in the aqueous phase of hardened cementitious materials by an empirical leaching method. **Materiales de Construcción**, v. 52, p. 39 – 56. 2002.

29. CASTELLOTE, M.; LLORENTE, I.; ANDRADE, C. Influence of the external solution in the electroosmotic flux induced by realkalisation. **Materiales de Construcción**, v. 53, n. 271-272, p. 101-111. 2003.

30. CASTELLOTE, M.; LLORENTE, I.; ANDRADE, C.; TURRILLAS, X.; ALONSO, C.; CAMPO, J. In-situ monitoring the realkalisation process by neutron diffraction: electroosmotic flux and portlandite formation, **Cement Concrete Research**, v. 36, n. 5, p. 791–800, may .2006.

31. _____. Neutron diffraction as a tool to monitor the establishment of the electro-osmotic flux during realkalisation of carbonated concrete, **Physica B**, v. 385-386, part 1, p. 526-528, nov. 2006.

32. CHATTERJI, S. Simultaneous chloride removal and realkalisation of old concrete structures. **Cement and Concrete Research**, v. 24, n. 6, p.1051-1054, june. 1994.
33. ELSENER, B. Half-cell potential mapping to assess repair work on RC structures. **Construction and Building Materials**, v. 15, n. 2-3, p. 133 – 139, mar - apr. 2001.
34. FIGUEIREDO, E. J. P. Efeitos da Carbonatação e de Cloretos no Concreto. In: **CONCRETO, Ensino, Pesquisa e Realizações**. Vol II. IBRACON, 2005, cap. 27, p. 829-855.
35. GEMELLI, E. **Corrosão de materiais metálicos e sua caracterização**. Rio de Janeiro: LTC. 2001. 183p.
36. GENTIL, V. **Corrosão**. 5. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2007. 353 p.
37. GONZÁLEZ, J. A.; FELIÚ, S.; RODRÍGUEZ, P.; LÓPEZ, W.; ALONSO, C.; ANDRADE, C. Some questions on the corrosion of steel in concrete. Part II: Corrosion mechanism and monitoring, service life prediction and protection methods. **Materials and Structures**, v. 29, p. 97-104, mar. 1996.
38. GONZÁLEZ, J.A.; COBO, A.; GONZÁLEZ, M.N.; OTERO, E. On the effectiveness of realkalisation as a rehabilitation method for corroded reinforced concrete structures. **Materials and Corrosion**, v. 51, p. 97-103. 2000.
39. HELENE, P. R. L. **Corrosão em armaduras para concreto armado**. São Paulo: PINI. 1986. 46p.
40. _____. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. 1993. 231 f. Tese (Livre Docência) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.
41. HO, D. W. S.; LEWIS, R. K. Carbonation of concrete and its prediction. **Cement and Concrete Research**, v. 17, p. 489-504. 1987.
42. HONDEL, A. W. M. Van den.; POLDER, R. B. Laboratory investigation of electrochemical realkalisation of reinforced concrete. In: EUROCORR 98 – European Corrosion Congress. **Proceedings ...**, Utrecht, 1998. CD- ROM.

43. HOUST, Y. F.; WITTMANN, F. H. Depth profiles of carbonates formed during natural carbonation. **Cement and Concrete Research**, v. 32, n. 12, p. 1923-1930, dec. 2002.
44. JONES, M. R.; DHIR, R. K.; MAGEE, B. J. Concrete containing ternary blended binders: resistance to chloride ingress and carbonation. **Cement and Concrete Research**, v. 27, n. 6, p. 825-831, june. 1997.
45. MATTILA, J. S.; PENTTI, M. J. The performance of different realkalisation methods. In: Concrete repair, rehabilitation and protection. **Proceedings ...** E & FN Spon, 1996. p. 483 – 491.
46. MEHTA, P.K; MONTEIRO, P.J.M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. Revisores e Coordenadores: Nicole P. Hasparyk, Paulo Helene e Vladimir A. Paulon. São Paulo: IBRACON. 2008. 674p.
47. MEIRA, G. R. **Agressividade por cloretos em zona de atmosfera marinha frente ao problema da corrosão em estruturas de concreto armado**. 2004. 369 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.
48. MEIRA, G. R.; PADARATZ, I. J.; BORBA JÚNIOR, J. C. Carbonatação natural de concretos: resultados de cerca de quatro anos de monitoramento. In: XI Encontro Nacional de Tecnologia no Ambiente Construído. Florianópolis, 2006. **Anais ...** p. 3029-3037.
49. MIETZ, J. **Electrochemical rehabilitation methods for reinforced concrete structures – a state of the art report**. European Federation of Corrosion Publications, n. 24, 1998.
50. MILLER, J. B. Structural aspects of high powered electro-chemical treatment of reinforced concrete. In: International Conference on Corrosion and Corrosion Protection of Steel in Concrete. **Proceedings ...** University of Sheffield, 1994. p. 1499-1514.
51. _____. The perception of the ASR problem with particular reference to electrochemical treatments of reinforced concrete. In: EUROCORR 97 – Corrosion of reinforcement in concrete – monitoring, prevention and rehabilitation. **Proceedings ...**, Trondheim, Norway, 1997. p. 141-149.
52. MIRANDA, J. M.; GONZÁLEZ, J. A.; OTERO, E.; COBO, A. Consideraciones sobre la repassivacion-rehabilitacion de lãs estructuras corroídas de concreto armado. In. **VII Congresso Latinoamericano de Patologia de la Construcción – IX Congresso de Control de Calidad em la Construcción – CONPAT**, Mérida, México, 2003. CD-ROM

53. MIRANDA, J.M.; GONZÁLEZ, J.A.; COBO, A.; OTERO, E. Several questions about electrochemical rehabilitation methods for reinforced concrete structures. **Corrosion Science**, v. 48, n. 8, p. 2172-2188. 2006.
54. MONTEIRO, E. B. **Avaliação do método de extração eletroquímica de cloretos para reabilitação de estruturas de concreto com problemas de corrosão de armaduras**. 2002. 211 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Construção Civil) – CPGECC, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.
55. MOREIRA, C. **Realcalinização de estruturas de concreto carbonatado com utilização de gel saturado de solução alcalina**. 2006, 122 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Goiás, Goiânia.
56. NEPOMUCENO, A. A. Mecanismo de Transporte de Fluidos no Concreto. In: **CONCRETO: Ensino, Pesquisa e Realizações**. Vol II. IBRACON, 2005, cap. 26, p. 793-827.
57. NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. 2. ed. São Paulo: PINI, 1997. 828 p.
58. ODDEN, L. The repassivating effect of electro-chemical realkalisation and chloride extraction. In: International Conference on Corrosion and Corrosion Protection of Steel in Concrete. **Proceedings ...** University of Sheffield, 1994. p. 1473-1488.
59. PAULETTI, C.; POSSAN, E.; DAL MOLIN, D. C. C. Carbonatação acelerada: estado da arte das pesquisas no Brasil. **Revista Ambiente Construído - ANTAC**, v. 7, n. 4, p. 7-20, out - dez. 2007.
60. PAPADAKIS, V. G.; Effect of supplementary cementing materials on concrete resistance against carbonation and chloride ingress. **Cement and Concrete Research**, v. 30, n. 2, p. 291-299, feb. 2000.
61. POLDER, R. B.; HONDEL, H. J. Van den. Electrochemical realkalisation and chloride removal of concrete – state of the art, laboratory and field experience. In: RILEM International Conference on Rehabilitation of Concrete Structures. **Proceedings ...** Melbourne, 1992. p. 135-147.
62. POSSAN, E. **Contribuição ao estudo da carbonatação do concreto com adição de sílica ativa em ambiente natural e acelerado**. 2004. 153 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

63. ROY, S. K.; POH, K. B.; NORTHWOOD, D. O. Durability of concrete – accelerated carbonation and weathering studies. **Building and Environment**, v. 34, n. 5, p. 597-606, sept. 1999.
64. RUSSELL, D.; BASHEER, P. A. M.; RANKIN, G. I. B.; LONG, A. E. Effect of relative humidity and air permeability on prediction of the rate of carbonation of concrete. **Structures & Buildings** – Proceedings of Institute of Civil Engineers, v. 146, n. 3, p. 319-326, aug. 2001.
65. SÁ, R. R. **Influência da realcalinização por meio de absorção/difusão de solução alcalinas na resistência a compressão do concreto, na aderência de tintas e vernizes e na repassivação das armaduras**. 2006, 198 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Goiás, Goiânia.
66. SAETTA, A. V.; SCHREFLER, B. A.; VITALIANI, R. V. 2D Model for carbonation and moisture/heat flow in porous materials. **Cement and Concrete Research**, v. 25, n. 8, p. 1703-1712, dec. 1995.
67. SANJUÁN, M. A.; ANDRADE, C.; CHEYREZY, M. Concrete carbonation tests in natural and accelerated conditions. **Advances in Cement Research**, v. 15, n. 4, p. 171-180, oct. 2003.
68. SEIDLER, N.; DAL MOLIN, D. C. Influência das adições minerais e da resistência a compressão na carbonatação dos concretos. In: 48 Congresso Brasileiro do Concreto. Rio de Janeiro, 2006. **Anais ...** 48CBC0226.
69. SILVA, J. M. M. F. da. **Métodos electroquímicos para prevenção da deterioração e reparação de estruturas de betão armado: protecção catódica, dessalinização e realcalinização**. 2007. 94 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Instituto Superior Técnico - Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
70. SISOMPHON, K.; FRANKE, L. Carbonation rates of concretes containing high volume of pozzolanic materials. **Cement Concrete Research**, v. 37, n. 12, p. 1647-1653, dec. 2007.
71. TAYLOR, H. F. W. **Cement chemistry**. 2. ed. United Kingdom: Thomas Telford, 1997.
72. TUUTTI, K. **Corrosion of steel in concrete**. Sweden: CBI, 1982. 468p.

73. YEIH, W.; CHANG, J. J. A study on the efficiency of electrochemical realkalisation of carbonated concrete, **Construction and Building Materials**, v. 19, n. 7, p. 516 – 524, sept. 2005.

APÊNDICE A

As Tabelas AP1 e AP2 a seguir mostram as caracterizações dos agregados miúdos e graúdo empregados nesta pesquisa.

Tabela AP1 – Distribuição granulométrica e massa específica do agregado miúdo (areia) utilizado na pesquisa.

Abertura das peneiras (mm)	Massa retida (g)	Porcentagem retida simples	Porcentagem Retida Acumulada
9,5	0	0,0%	0,0%
4,8	3,66	0,4%	0,4%
2,4	53,2	5,3%	5,7%
1,2	101,83	10,2%	15,9%
0,6	179,15	17,9%	33,8%
0,3	273,03	27,3%	61,1%
0,15	215,78	21,6%	82,7%
Resíduo	173,35	17,3%	100,0%
Total	1000	100,0%	199,5%
Dimensão máxima característica		4,8 mm	
Módulo de finura		1,99 mm	
Massa específica aparente		2,62 g/cm ³	

Tabela AP2 – Distribuição granulométrica e massa específica do agregado graúdo (pedra granítica britada) utilizado na pesquisa.

Abertura das peneiras (mm)	Massa retida (g)	Porcentagem retida simples	Porcentagem Retida Acumulada
76	0,00	0,0%	0,0%
50	0,00	0,0%	0,0%
38	0,00	0,0%	0,0%
25	0,00	0,0%	0,0%
19	0,00	0,0%	0,0%
12,5	0,00	0,0%	0,0%
9,5	62,47	6,2%	6,2%
4,8	585,70	58,6%	64,8%
2,4	325,73	32,6%	97,4%
1,2	14,85	1,5%	98,9%
0,6	2,15	0,2%	99,1%
0,3	0,98	0,1%	99,2%
0,15	1,23	0,1%	99,3%
Resíduo	6,89	0,7%	100,0%
Total	1000	100,0%	-
Dimensão máxima característica		12,5 mm	
Módulo de finura		5,65 mm	
Massa específica aparente		2,64 g/cm ³	

APÊNDICE C

A Figura AP1 a seguir mostra as imagens dos CP após a completa realcalinização do concreto de cobrimento na projeção da área exposta do aço, para os concretos: ARI 65 10, ARI 65 25, POZ 55 10 e POZ 65 10.

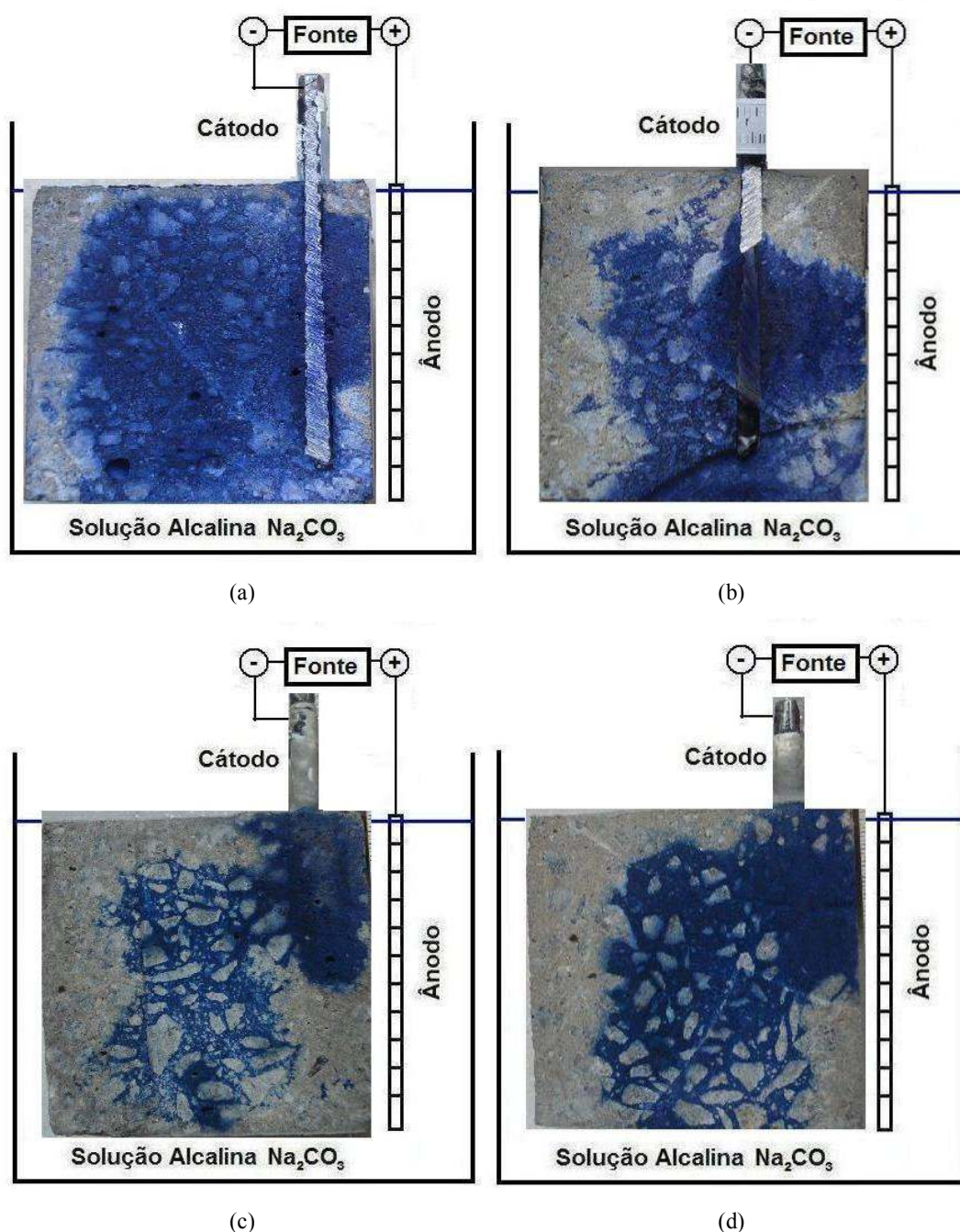


Figura AP1 - Verificação da completa realcalinização após a RAE através da aspersão de solução alcoólica de timolftaleína (a 1%) dos concretos: (a) ARI 65 10; (b) ARI 65 25; (c) POZ 55 10 e (d) POZ 65 10.

ANEXO A

As Tabelas AN1 e AN2 a seguir mostram as características físico-químicas dos cimentos empregados nesta pesquisa, as quais foram fornecidas pelos fabricantes. A Figura Anexo 1 mostra as características do aço empregado na pesquisa.

Tabela AN1 – Caracterização físico-química do cimento Portland do tipo V - ARI.

1 - COMPOSIÇÃO QUÍMICA		
Ensaio	Resultados (%)	Limites da NBR 5733/91
Perda ao Fogo - PF	1,15	≤4,5%
Dióxido de Silício - SiO ₂	18,96	
Óxido de Alumínio - Al ₂ O ₃	3,92	
Óxido de Ferro - Fe ₂ O ₃	2,95	
Óxido de Cálcio Total - CaO	61,06	
Óxido de Magnésio - MgO	3,08	
Anidrido Sulfúrico - SO ₃	3,19	3,5 a 4,0%
Óxido de Sódio - Na ₂ O	0,15	
Óxido de Potássio - K ₂ O	1,03	
Anidrido Carbônico - CO ₂	-	
Resíduo Insolúvel - RI	0,67	≤1,0%
Óxido de Cálcio Livre - CaO Livre	2,96	
2 - ENSAIOS FÍSICOS E MECÂNICOS		
Ensaio	Resultados	Limites da NBR 5733/91
Finura - Resíduos na peneira de 75mm (%)	0,1	≤8,0%
Finura - Resíduos na peneira de 44mm (%)	2,2	
Massa específica (g/cm ³)	3,14	
Área específica - Blaine (m ² /kg)	402	≥300 (m ² /kg)
Água da pasta de consistência normal (%)	29,0	
Tempo de início de pega (h:min)	02h40	≥1 h
Tempo de fim de pega (h:min)	03h18	h (facultativo)
Expansibilidade de Le Chatelier a quente (mm)	0,56	≤5 mm
Resistência à compressão na idade de 1 dia (MPa)	20,0	
Resistência à compressão na idade de 3 dias (MPa)	27,1	≥11 MPa
Resistência à compressão na idade de 7 dias (MPa)	36,3	≥24 MPa
Resistência à compressão na idade de 28 dias (MPa)	47,9	≥34 MPa

Tabela AN2 – Caracterização físico-química do cimento Portland do tipo IV - Pozolânico.

1 - COMPOSIÇÃO QUÍMICA		
Ensaio	Resultados (%)	Limites da NBR 5736/91
Perda ao Fogo - PF	4,47	≤4,5%
Dióxido de Silício - SiO ₂	25,75	
Óxido de Alumínio - Al ₂ O ₃	5,44	
Óxido de Ferro - Fe ₂ O ₃	2,44	
Óxido de Cálcio Total - CaO	51,56	
Óxido de Magnésio - MgO	4,51	≤6,5%
Anidrido Sulfúrico - SO ₃	2,69	≤4,0%
Óxido de Sódio - Na ₂ O	0,23	
Óxido de Potássio - K ₂ O	1,86	
Anidrido Carbônico - CO ₂	2,87	≤3,0%
Resíduo Insolúvel - RI	16,81	
Óxido de Cálcio Livre - CaO Livre	1,13	
2 - ENSAIOS FÍSICOS E MECÂNICOS		
Ensaio	Resultados	Limites da NBR 5736/91
Finura - Resíduos na peneira de 75mm (%)	2,4	≤8,0%
Finura - Resíduos na peneira de 44mm (%)	8,3	
Massa específica (g/cm ³)	2,97	
Área específica - Blaine (m ² /kg)	467	(m ² /kg)
Água da pasta de consistência normal (%)	29,6	
Tempo de início de pega (h:min)	04h00	≥1 h
Tempo de fim de pega (h:min)	05h10	≤12 h (facultativo)
Expansibilidade de Le Chatelier a quente (mm)	0,50	≤5 mm
Resistência à compressão na idade de 1 dia (MPa)	13,3	
Resistência à compressão na idade de 3 dias (MPa)	23,7	≥10 MPa
Resistência à compressão na idade de 7 dias (MPa)	29,3	≥20 MPa
Resistência à compressão na idade de 28 dias (MPa)	37,3	≥32 MPa

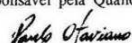
GERDAU		Gerdau Aços Longos S.A.	
Gerdau - Construção Civil		Rodovia BR 232, Km 12,7, s/n CEP 50950-000 - RECIFE/PE Fone: (81) 3452-7311 Fax: (81) 3452-7345	
CERTIFICAMOS QUE O PRODUTO ESTÁ DE ACORDO COM OS REQUISITOS DA NORMA TÉCNICA CITADA.			
Cliente COML GERDAU JPA		Nota Fiscal 536125	Certificado No 220568 - REC
Descrição do Produto VERGALHAO CA50		Data Emissão 21.08.2008	Folha No 1 DE 1
Norma/Qualidade ABNT NBR 7480			
Bitola	Corrida	Peso (Kg)	LE MPa
6,3mm	33085005	12428	631
6,3mm	33085053	1038	568
			LR MPa
			854
			LR/LE
			1,35
			Alng %
			12,86
			1,44
			14,29
			Dobr
			OK
			OK
Código das Propriedades Mecânicas		Observações	
L/E Limite de Escoamento L/R Limite de Resistência L/R/E Relação LR/LE Alng Alongamento Dobr Dobramento		Responsável pela Qualidade  Paulo Otaviano Araujo Junior CREA 1803937904	

Figura AN1 – Caracterização do aço empregado na pesquisa.