

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**INFLUÊNCIA DA MICROFISSURAÇÃO CAUSADA NAS
PRIMEIRAS IDADES NA DURABILIDADE DE CONCRETOS
AO LONGO DO TEMPO (*SELF-HEALING*)**

Simone Dornelles Venquiaruto

Porto Alegre
2017

SIMONE DORNELLES VENQUIARUTO

**INFLUÊNCIA DA MICROFISSURAÇÃO CAUSADA NAS
PRIMEIRAS IDADES NA DURABILIDADE DE CONCRETOS
AO LONGO DO TEMPO (*SELF-HEALING*)**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia, modalidade acadêmica.

Porto Alegre

2017

SIMONE DORNELLES VENQUIARUTO

**INFLUÊNCIA DA MICROFISSURAÇÃO CAUSADA NAS
PRIMEIRAS IDADES NA DURABILIDADE DE CONCRETOS
AO LONGO DO TEMPO (*SELF-HEALING*)**

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA, Área de Construção Civil, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pela banca examinadora designada pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 12 de junho de 2017.

Prof^ª. Denise Coitinho Carpena Dal Molin
Doutora pela Universidade de São Paulo
Orientadora

Luiz Antonio Bressani
PhD pelo Imperial College de Londres
Coordenador do PPGEC

BANCA EXAMINADORA

Jairo José de Oliveira Andrade
Doutor pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Angela Borges Masuero
Doutora pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Águida Gomes de Abreu
Doutora pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a duas pessoas especiais,
Daniel Alcides Diehl e Lucília Bernardino da Silva.

“Nada é tão poderoso no mundo como uma ideia cuja
oportunidade chegou.”

Victor Hugo

AGRADECIMENTOS

Agradeço à minha orientadora Prof^a Dr^a Denise Dal Molin por todo conhecimento, carinho e orientação, repassados nesses anos de convivência. Você é um grande exemplo a seguir.

Agradeço à minha família, em especial aos meus pais Luiz e Sandra e a minha avó Catharina (*in memoriam*), pelo amor, apoio e incentivo. Obrigado por tudo, muito devo a vocês.

Daniel Alcides Diehl, obrigado por acreditar no meu potencial e por me estimular a seguir em frente. Sou muito grata pelo teu apoio.

Dedico um grande e sincero OBRIGADO à minha querida amiga Lucília Bernardino da Silva. Sou muito grata por todo o incentivo recebido nestes felizes anos de convivência. Colecionamos juntas muitas histórias, compartilhamos muitas angústias, mas também muitas risadas e bons cafés. Nossos reencontros sempre me trazem muita alegria.

Geilma Vieira, obrigado por todo companheirismo na execução da primeira etapa da pesquisa experimental. As tuas contribuições foram muito relevantes para o desenvolvimento deste trabalho.

Agradecimento especial aos laboratoristas Airton e Eder, pela dedicação e auxílio nas atividades de laboratório.

Aos professores do GMAT/NORIE, em especial, Angela B. Masuero, Ana Paula K., João Masuero e Bonin que sempre trazem excelentes contribuições, sejam através das aulas, sejam através das conversas informais. Agradeço pela dedicação e apoio.

Aos colegas do NORIE, especialmente àqueles da “sala de materiais”. Obrigado pela convivência e pelo crescimento intelectual

Agradeço à Rochelle Schneider dos Santos, que através de uma simples coleta de amostras, vislumbrou a possibilidade de aplicação de uma técnica de sensoriamento remoto como ferramenta auxiliar na identificação de microfissuras em concretos; ideia que gerou frutos.

Agradecimentos aos funcionários do NORIE e do PPGEC que sempre estão à disposição para nos auxiliar no que for preciso.

Aos laboratórios LAB SRGEO/UFRGS (Laboratório de Sensoriamento Remoto Geológico) e CME/UFRGS (Centro de Microscopia Eletrônica), pelo apoio na disponibilização dos equipamentos e na realização de ensaios.

Ao PPGEC/UFRGS por todo suporte e apoio à pesquisa.

Aos amigos que, direta ou indiretamente, colaboraram para a realização desta pesquisa, meus sinceros agradecimentos.

Acima de tudo agradeço a Deus, pela minha existência, por iluminar o meu caminho e pelas conquistas até o momento. Sou muito grata pela minha caminhada.

Ficha Catalográfica

V464i Venquiaruto, Simone Dornelles
Influência da microfissuração causada nas primeiras idades na durabilidade de concretos ao longo do tempo (*self-healing*) / Simone Dornelles Venquiaruto. – 2017.

267 f. : il. color.

Tese (doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS, 2017.

Orientadora: Denise Coitinho Carpena Dal Molin.

1. Concreto. 2. Penetração de íons cloreto. 3. Microfissuras. 4. Ensaios mecânicos. 5. Durabilidade de materiais. I. Dal Molin, Denise Coitinho Carpena, orient. II. Título.

CDU: 691.3(043)

RESUMO

VENQUIARUTO, S.D. Influência da microfissuração causada nas primeiras idades na durabilidade de concretos ao longo do tempo (*self-healing*). 2016. Tese (Doutorado em Construção) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A racionalização e industrialização da construção promoveram profundas modificações no processo construtivo e nas técnicas gerenciais no Brasil. Muitas empresas construtoras, para garantir competitividade no mercado, buscaram soluções capazes de aumentar a velocidade de suas obras, tais como a redução do período de escoramento. A retirada antecipada do escoramento submete a estrutura a carregamento precoce, podendo desencadear a microfissuração do concreto. Como consequência, as deformações instantâneas e lentas tendem a aumentar e, conseqüentemente, manifestações patológicas podem ocorrer com maior intensidade. Objetivando simular o dano causado pela retirada antecipada do escoramento em idades iniciais, este trabalho investigou a influência do carregamento precoce por compressão axial na durabilidade de concretos distintos. O programa experimental foi executado em duas etapas. A primeira, investigou a influência da microfissuração causada por carregamento precoce na durabilidade de concretos produzidos com três tipos de cimento (CPV-ARI, CPIV RS e CPII Z) e três relações água/cimento (0,35, 0,50 e 0,70). Os carregamentos dos corpos de prova foram realizados em laboratório nas idades de 1, 3 e 7 dias. Para cada idade de carregamento foram rompidas, até o limite, duas amostras de referência e, a partir do valor médio de ruptura obtido, determinava-se os percentuais de carga (25%, 50% e 75%) que seriam aplicados nos concretos. Após o período de cura de 28 dias, as amostras foram ensaiadas à Penetração de Íons Cloreto e à Absorção Capilar de Água. A segunda etapa do programa experimental investigou a influência do prolongamento da cura na recuperação do dano causado pelo carregamento dos concretos nas primeiras idades. Foram produzidos concretos com dois tipos de cimento (CPV-ARI e CPIV) e uma relação água/cimento (0,50). Parte dos concretos receberam pré-carregamento de 75% da carga de ruptura na idade de 3 dias e parte permaneceu intacta, para servir como referência. Os ensaios mecânicos e de durabilidade (penetração de íons cloreto) foram executados ao longo do tempo (3, 7, 28 e 91 dias). Os resultados da Etapa 1 mostraram que, para todas as misturas investigadas, houve elevação da penetração de cloretos e da absorção de água com o aumento da intensidade do carregamento e da relação água/cimento dos concretos. Também foi observado a existência de um processo de microfissuração causado pela ação dos pré-carregamentos dos concretos com pouca idade. Os melhores desempenhos foram obtidos para as misturas com cimentos pozolânicos e não submetidas ao carregamento. Os resultados observados na Etapa 2 mostraram que o aumento do período de cura dos concretos refletiu positivamente nos resultados dos ensaios mecânicos e de durabilidade. Nessa etapa, também foram realizados ensaios microestruturais complementares que permitiram observar que a continuidade da cura promoveu uma recuperação parcial das microfissuras (*self-healing*) nos concretos. No entanto, nem todas foram fechadas. Constatou-se que as magnitudes das microfissuras remanescentes eram tal que poderiam se tornar um caminho preferencial para a entrada de íons cloreto nos concretos. Conclui-se que todos os concretos analisados apresentaram a mesma tendência de comportamento, de redução da entrada de íons cloreto com o aumento do período de cura. No entanto, o diferencial dos resultados foi notado na intensidade dos valores observados, significativamente reduzidos para os cimentos pozolânicos.

Palavras-chave: Penetração de íons cloreto; absorção de água; durabilidade, microfissuração, pré-carregamento.

ABSTRACT

VENQUIARUTO, S.D. Influência da microfissuração causada nas primeiras idades na durabilidade de concretos ao longo do tempo (*self-healing*). 2016. Tese (Doutorado em Construção) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The rationalization and industrialization of the construction promoted deep changes in the constructive process and on the management techniques in Brazil. Most of the construction companies look for solutions that allow it to increase the speed of the constructions to ensure competitiveness on the market, such as the reduction on the time of structure execution, as well as the period of scores and anticipating the beginning of the masonry building. The early removal of the scores put the structure in an early loading without giving enough time to part of the cement hydration reactions happen, starting the concrete micro cracking process. Consequently, the instantaneous and slow deformations tend to increase and hence, pathologies may occur with greater intensity. This work researches the influence of early loading, by axial compression, in the durability of different types of concrete. The experimental program was implemented in two stages. The first stage investigated the influence of the micro cracking caused by pre loading on the durability of concretes produced with three different types of cement classified based on the Brazilian standards (CPV-ARI, CPIV RS and CPII Z) and three water/cement ratios (0.35, 0.50 and 0.70). The samples loading were realized in laboratory at the ages of 1, 3 and 7 days. Two reference samples were loaded until the limit, for each age of loading, and according to this average value of loading the percentage of loading to be applied on the samples in order to perform the durability tests were calculated (25%, 50% and 75%). The samples were placed in humid chamber for 28 days. After the cure period the samples were tested to Chloride ions penetration and water capillary absorption. The second stage of the experimental program investigated the influence of prolonged healing in the recovery of the damage caused by the concrete loading at early ages (microcracks). Concretes were produced with two types of cement (CPV-ARI and CPIV) and a water/cement ratio of 0,50. Part of the concrete received preload 75% of the tensile strength at age 3 days and some remained intact to serve as reference. The mechanical and durability tests were performed over time (3, 7, 28 and 91 days). The results of the first stage of the experimental program demonstrated that, for all the cements the increasing of the chloride penetration and water absorption is directly related with the increasing of the pre loading applied, to the increasing of the water/cement ratio on the mixture and the reduction of the age of the pre loading. The results obtained in Stage-1 confirmed the existence of a microcracking process caused by the action of the preload concrete at a young age. The best performances were observed for mixtures with pozzolan cement and not subjected to loading. The continued healing promoted a partial recovery of microcracks, verified by scanning electron microscopy images (SEM). However, not all were closed. It was found that the magnitude of the remaining microcracks were such that it could become a preferred path for the entry of chloride ions in concrete. All examined concrete showed the same trend behavior, reduction of the entrance of chloride ions with increasing curing period. However, the spread of results was noticed in the intensity of the observed values, significantly reduced for pozzolanic cements.

Key-words: Chloride ions penetration; water absorption; durability.

SUMÁRIO

| | |
|---|-----------|
| 1 INTRODUÇÃO | 25 |
| 1.1 HIPÓTESE | 28 |
| 1.2 OBJETIVOS | 28 |
| 1.3 ESTRUTURA DA TESE | 29 |
| 1.4 LIMITAÇÕES DA PESQUISA | 30 |
| 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA | 31 |
| 2.1 CONCRETO..... | 34 |
| 2.1.1 Microfissuração do concreto | 37 |
| 2.1.2 Agentes agressivos para o concreto | 45 |
| 2.1.2.1 Mecanismos de transporte de agentes agressivos | 45 |
| 2.1.2.1.1 Permeabilidade | 46 |
| 2.1.2.1.1.1 Influência da relação água/cimento | 48 |
| 2.1.2.1.1.2 Influência dos agregados | 50 |
| 2.1.2.1.1.3 Influência do tempo de cura | 52 |
| 2.1.2.2 Absorção..... | 53 |
| 2.1.2.3 Absorção de água por capilaridade | 55 |
| 2.1.2.4 Difusão | 56 |
| 2.1.2.5 Migração..... | 58 |
| 2.1.2.6 Mecanismos combinados | 59 |
| 2.2 PENETRAÇÃO DE CLORETOS..... | 60 |
| 2.3 ABSORÇÃO DE ÁGUA | 66 |
| 2.4 AUTOCICATRIZAÇÃO DE CONCRETOS MICROFISSURADOS (<i>SELF-HEALING</i>)..... | 68 |
| 2.4.1 Mecanismos da autocicatrização natural de concretos..... | 70 |
| 2.4.2 Fatores que influenciam a autocicatrização de concretos | 71 |
| 2.4.2.1 Influência da relação a/c | 72 |
| 2.4.2.2 Influência da cura..... | 72 |
| 2.4.2.3 Influência do tipo de cimento..... | 75 |
| 2.4.2.4 Influência da tensão aplicada | 76 |
| 2.4.2.5 Influência da largura da fissura | 77 |
| 2.4.2.6 Influência da idade de carregamento | 80 |
| 2.5 UTILIZAÇÃO DE ÍONS CLORETO COMO TÉCNICA PARA MONITORAR O PROCESSO DE AUTO CURA DE CONCRETOS (<i>SELF-HEALING</i>) | 81 |
| 3 PROGRAMA EXPERIMENTAL: ETAPA 1 | 85 |

| | |
|---|------------|
| 3.1 MÉTODOS E MATERIAIS..... | 85 |
| 3.1.1 Variáveis independentes e de resposta | 85 |
| 3.1.2 Método do programa experimental | 88 |
| 3.1.3 Detalhamento dos ensaios realizados | 94 |
| 3.1.3.1 Ensaio de penetração de íons cloreto | 94 |
| 3.1.3.2 Ensaio de absorção capilar pelo Método de Kelham | 95 |
| 3.1.3.3 Resistência à compressão axial | 96 |
| 3.1.4 Planejamento estatístico dos experimentos..... | 96 |
| 3.1.5 Caracterização dos materiais | 99 |
| 3.1.5.1 Cimento..... | 99 |
| 3.1.5.2 Agregados | 100 |
| 3.1.6 Proporcionamento dos materiais | 102 |
| 3.1.7 Dosagem experimental..... | 103 |
| 3.1.8 Definição dos traços utilizados na produção dos concretos | 103 |
| 3.1.9 Produção dos concretos | 104 |
| 3.1.9.1 Mistura dos materiais | 104 |
| 3.1.9.2 Moldagem e adensamento dos corpos de prova..... | 104 |
| 3.1.9.3 Cura dos corpos de prova..... | 104 |
| 3.2 RESULTADOS E DISCUSSÕES: ETAPA -1 | 106 |
| 3.2.1 Verificação da influência da cura na penetração de cloretos..... | 106 |
| 3.2.2 Penetração de íons cloreto | 109 |
| 3.2.2.1 Efeito Isolado da relação água/cimento sobre a penetração de íons cloretos..... | 113 |
| 3.2.2.2 Efeito isolado do percentual de carregamento sobre a penetração de íons cloretos..... | 116 |
| 3.2.2.3 Efeito Isolado da idade de pré-carregamento na penetração de íons cloretos | 119 |
| 3.2.2.4 Efeito da interação “carregamento versus relação água/cimento” na penetração de íons cloretos..... | 121 |
| 3.2.2.5 Efeito da interação “idade de carregamento versus percentual de carregamento” sobre a penetração de íons cloretos | 123 |
| 3.2.3 Absorção de água por sucção capilar | 125 |
| 3.2.3.1 Efeito isolado da “relação água/cimento” sobre a absorção capilar..... | 129 |
| 3.2.3.2 Efeito isolado do “percentual de pré-carregamento” na absorção de água | 131 |
| 3.2.3.3 Efeito isolado da “idade de carregamento” sobre a absorção de água | 132 |
| 3.2.3.4 Efeito da interação “idade de carregamento versus percentual de carregamento” na absorção de água..... | 134 |
| 3.2.3.5 Taxa de absorção capilar de água em função da penetração de cloretos | 136 |

| | |
|---|-----|
| 3.2.4 Resistência à compressão axial | 138 |
| 3.2.4.1 Determinação das relações água/cimento para igualdade de resistência à compressão axial | 141 |
| 3.2.4.2 Penetração de íons cloreto para igualdade de resistência à compressão axial | 144 |
| 3.2.4.3 Taxa de absorção de água em função da igualdade de resistência à compressão axial..... | 155 |
| 3.2.5 Análise da microestrutura do concreto submetido a carregamento de compressão | 164 |
| 3.2.5.1 Determinação das espessuras das microfissuras | 165 |
| 3.2.5.2 Análise em MEV para as misturas confeccionadas com cimento CPV ARI | 166 |
| 3.2.5.3 Análise em MEV para as misturas confeccionadas com cimento CPIV RS | 168 |
| 3.2.5.4 Considerações sobre as análises de microscopia eletrônica de varredura..... | 170 |
| 3.3 CONSIDERAÇÕES GERAIS: ETAPA 1..... | 171 |
| 4 PROGRAMA EXPERIMENTAL: ETAPA 2 | 176 |
| 4.1 MÉTODOS E MATERIAIS..... | 177 |
| 4.1.1 Delimitação das Variáveis | 177 |
| 4.1.2 Método do programa experimental | 179 |
| 4.1.3 Detalhamento dos ensaios realizados | 182 |
| 4.1.3.1 Resistência à compressão axial | 182 |
| 4.1.3.2 Penetração de íons cloreto..... | 182 |
| 4.1.3.3 Porosimetria por intrusão de mercúrio..... | 182 |
| 4.1.3.4 Microscopia eletrônica de varredura (MEV) | 183 |
| 4.1.3.5 Ensaios de propagação de onda ultrassônica | 184 |
| 4.1.3.6 Detecção de microfissuras em concretos através de técnicas de sensoriamento remoto | 184 |
| 4.1.4 Planejamento estatístico dos experimentos | 187 |
| 4.1.5 Caracterização dos materiais | 188 |
| 4.1.5.1 Cimento Portland | 188 |
| 4.1.5.2 Agregados | 190 |
| 4.1.6 Dosagem experimental | 192 |
| 4.1.6.1 Moldagem, adensamento e cura dos concretos..... | 193 |
| 4.2 RESULTADOS E DISCUSSÕES: ETAPA 2..... | 194 |
| 4.2.1 Penetração de íons cloreto | 194 |
| 4.2.1.1 Penetração de íons cloreto para os concretos produzidos com cimento CPV ARI | 194 |
| 4.2.1.2 Penetração de íons cloreto para os concretos produzidos com cimento CPIV | 199 |
| 4.2.2 Resistência à compressão axial | 203 |

| | | |
|--------------|--|------------|
| 4.2.2.1 | Resistência à compressão axial <i>versus</i> penetração de cloretos | 204 |
| 4.2.3 | Porosimetria por intrusão de mercúrio | 207 |
| 4.2.3.1 | Volume de mercúrio acumulado | 207 |
| 4.2.3.2 | Volume de mercúrio intrudido em função do diâmetro dos poros | 210 |
| 4.2.4 | Microscopia eletrônica de varredura | 214 |
| 4.2.4.1 | Determinação das espessuras das microfissuras | 215 |
| 4.2.4.2 | Análise em MEV – JSM 6060 | 215 |
| 4.2.5 | Propagação de onda ultrassônica | 221 |
| 4.2.6 | Deteção de microfissuras em concretos através de técnicas de sensoriamento remoto | 222 |
| 4.3 | CONSIDERAÇÕES GERAIS: ETAPA 2..... | 225 |
| 5 | CONSIDERAÇÕES FINAIS | 229 |
| 5.1 | SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS..... | 232 |
| 6 | REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 233 |
| 7 | APÊNDICES | 248 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1.1 – Projeto de pesquisa integrado desenvolvido pelo NORIE. | 27 |
| Figura 2.1 – Mapas típicos de fissuração para concreto normal (média resistência): (a) após a retração por secagem. (b) após o carregamento de curto prazo. (c) para carregamento mantido por 60 dias a 65% da resistência à compressão aos 28 dias. | 36 |
| Figura 2.2 – Sistema de escoramento típico empregado em edifícios residenciais. | 42 |
| Figura 2.3 – Modelo esquemático de um ciclo de concretagem, escoramento, retirada de escoramento e execução de alvenaria de uma construção. | 43 |
| Figura 2.4 – Representação esquemática das formas de penetração de cloretos na estrutura de concreto. | 46 |
| Figura 2.5 – Dependências de fatores referentes à durabilidade em relação à permeabilidade. | 47 |
| Figura 2.6 – Representação esquemática da porosidade da pasta de cimento. | 48 |
| Figura 2.7 – Influência da relação água/cimento e do grau de hidratação sobre a resistência e a permeabilidade. | 49 |
| Figura 2.8 – Influência da relação água/cimento e da dimensão máxima do agregado na permeabilidade do concreto, onde Kq é a medida relativa do fluxo de água através do concreto em metros cúbicos por ano por metro quadrado de área para uma unidade de gradiente hidráulico. | 51 |
| Figura 2.9 – Interação entre o concreto e o ambiente agressivo. | 61 |
| Figura 2.10 – Influência de parâmetros relacionados com a qualidade do concreto e umidade do ambiente sobre o conteúdo crítico de íons cloreto. | 63 |
| Figura 2.11 – Influência da relação água/cimento sobre o coeficiente de difusão. | 64 |
| Figura 2.12 – Ações e mecanismos de penetração de cloretos em função da porosidade do concreto. | 65 |
| Figura 2.13 – Mecanismos de autocicatrização natural no concreto. | 70 |
| Figura 2.14 – (a) Dimensão das amostras e argamassa e (b) Amostra de argamassa, anel de aço embutido e núcleo expansivo. | 77 |
| Figura 2.15 – Visão esquemática do mecanismo da <i>self-healing</i> em argamassas curadas por cinco meses em ambiente com 100% de umidade relativa (UR). | 78 |
| Figura 2.16 – Aspecto visual de uma microfissura de 64 μ m depois de 1, 3 e 5 meses em ambiente com 100% de U.R. (argamassa com relação a/c=0,35). | 79 |
| Figura 3.1 – Padronização da identificação dos corpos de prova de concreto. | 90 |

| | |
|---|-----|
| Figura 3.2 – Etapa 1: passo a passo da aplicação dos carregamentos nos concretos em diferentes idades correspondente a um traço. | 91 |
| Figura 3.3 – Etapa 1: quantitativo das amostras (correspondente a um traço) destinadas aos ensaios mecânicos e de durabilidade. | 92 |
| Figura 3.4 – Redimensionamento das amostras e selamento da superfície lateral com resina epóxi..... | 92 |
| Figura 3.5 – Etapa 1: detalhamento da preparação das amostras e apresentação dos ensaios realizados, correspondentes a um traço. | 93 |
| Figura 3.6 – (a) ganho de massa das amostras em função da raiz quadrada do tempo; (b) ajuste do ganho de massa em duas fases. | 96 |
| Figura 3.7 - Fluxograma das etapas de pré-carregamento das amostras destinadas aos ensaios de resistência à compressão axial (correspondente a um traço). | 98 |
| Figura 3.8 - Representação esquemática da programação rupturas dos concretos (correspondente a um traço). | 98 |
| Figura 3.9 - Propriedades mecânicas dos cimentos segundo dados do fabricante | 100 |
| Figura 3.10 – Distribuição granulométrica dos agregados. Onde, (a) Distribuição granulométrica do agregado miúdo e (b) Distribuição granulométrica do agregado graúdo | 102 |
| Figura 3.11 – Resultados de penetração de cloretos em função do tempo de cura para as amostras com cimento CPV ARI. | 106 |
| Figura 3.12 – Resultados de penetração de cloretos em função do tempo de cura para as amostras com cimento CPIV RS. | 107 |
| Figura 3.13 – Comparação da penetração de cloretos entre os dados laboratoriais e os dados do modelo matemático para os concretos confeccionados com cimento CPV ARI. | 111 |
| Figura 3.14 – Comparação da penetração de cloretos entre os dados laboratoriais e os dados do modelo matemático para os concretos confeccionados com cimento CPII Z. | 112 |
| Figura 3.15 – Comparação da penetração de cloretos entre os dados laboratoriais e os dados do modelo matemático para os concretos confeccionados com cimento CPIV RS. | 112 |
| Figura 3.16 – Efeito isolado da relação a/c sobre penetração de cloretos no concreto. | 114 |
| Figura 3.17 – Efeito isolado do percentual de carregamento na penetração de cloretos aos 28 dias. | 117 |
| Figura 3.18 – Efeito isolado da idade de pré-carregamento na penetração de cloretos. | 120 |
| Figura 3.19 – Efeito da interação percentual de carregamento e relação água/cimento na penetração de cloretos de misturas com cimento CPV ARI. | 122 |

| | |
|--|-----|
| Figura 3.20 – Efeito da interação percentual de carregamento e idade de carregamento na penetração de cloretos para os concretos com cimento CP II Z. | 123 |
| Figura 3.21 – Efeito da interação percentual de carregamento e idade de carregamento na penetração de cloretos para os concretos com cimento CPIV RS. | 123 |
| Figura 3.22 – Absorção por sucção capilar: Dados do experimento versus dados do modelo matemático para as misturas com cimento CPV ARI..... | 127 |
| Figura 3.23 – Absorção por sucção capilar: Dados do experimento versus dados do modelo matemático para as misturas com cimento CP II-Z. | 128 |
| Figura 3.24 – Absorção por sucção capilar: dados do experimento versus dados do modelo matemático para as misturas com cimento CP IV-RS. | 128 |
| Figura 3.25 – Efeito isolado da relação água/cimento sobre a absorção de água por sucção capilar..... | 129 |
| Figura 3.26 – Efeito isolado do percentual de pré-carregamento sobre a absorção de água por sucção capilar..... | 131 |
| Figura 3.27 – Efeito isolado da idade de carregamento dos concretos sobre a absorção de água por sucção capilar. | 133 |
| Figura 3.28 – Interação dos fatores “idade de carregamento” e “percentual de carregamento” na absorção de água por sucção capilar. | 134 |
| Figura 3.29 – Absorção capilar média em função da penetração de cloretos média para as misturas com cimento CPV ARI. | 136 |
| Figura 3.30 – Absorção capilar média em função da penetração de cloretos média para as misturas com cimento CPII Z. | 136 |
| Figura 3.31 – Absorção capilar média em função da penetração de cloretos média para as misturas com cimento CPIV RS. | 137 |
| Figura 3.32 – Resistência à compressão axial dos concretos com cimento CPV ARI para a idade de 28 dias..... | 138 |
| Figura 3.33 – Resistência à compressão axial dos concretos com cimento CPII Z para a idade de 28 dias. | 139 |
| Figura 3.34 – Resistência à compressão axial dos concretos com cimento CPIV RS para a idade de 28 dias..... | 139 |
| Figura 3.35 – Variação da resistência à compressão axial em função da relação água/cimento para as misturas com cimento CPV ARI. | 143 |
| Figura 3.36 – Variação da resistência à compressão axial em função da relação água/cimento para as misturas com cimento CPII Z. | 143 |

| | |
|---|-----|
| Figura 3.37 – Variação da resistência à compressão axial em função da relação água/cimento para as misturas com cimento CPIV RS. | 143 |
| Figura 3.38 – Penetração de cloretos em função da relação a/c: misturas com cimento CPV ARI..... | 147 |
| Figura 3.39 – Penetração de cloretos em função da relação a/c: misturas com cimento CPII Z. | 147 |
| Figura 3.40 – Penetração de cloretos em função da relação a/c: misturas com cimento CPIV RS..... | 148 |
| Figura 3.41 – Resultados de penetração de cloretos para igualdade de resistência de 20MPa. | 149 |
| Figura 3.42 – Resultados de penetração de cloretos para igualdade de resistência de 35 MPa. | 150 |
| Figura 3.43 – Resultados de penetração de cloretos em função da idade de carregamento para as misturas com cimento CP II-Z. | 153 |
| Figura 3.44 – Resultados de penetração de cloretos em função da variação da resistência à compressão axial..... | 153 |
| Figura 3.45 – Resultados de penetração de cloretos em função da variação do percentual de carregamento dos concretos..... | 154 |
| Figura 3.46 – Absorção de água por sucção capilar em função da relação água/cimento para as misturas com cimento CPV ARI. | 157 |
| Figura 3.47 – Absorção de água por sucção capilar em função da relação água/cimento para as misturas com cimento CPII Z. | 157 |
| Figura 3.48 – Absorção de água por sucção capilar em função da relação água/cimento para as misturas com cimento CPIV RS. | 158 |
| Figura 3.49 – Resultados de absorção de água por sucção capilar para igualdade de resistência de 20 MPa. | 160 |
| Figura 3.50 – Resultados de absorção de água por sucção capilar para igualdade de resistência de 35 MPa. | 160 |
| Figura 3.51 – Absorção de água por sucção em função do percentual de carregamento aplicado nos concretos. | 162 |
| Figura 3.52 – Absorção de água por sucção em função da idade de carregamento dos concretos..... | 162 |
| Figura 3.53 – Absorção de água por sucção em função da resistência à compressão axial. .. | 163 |
| Figura 3.54 – Microscopia eletrônica de varredura da matriz do concreto de referência. Ampliação de 110x..... | 166 |

| | |
|--|-----|
| Figura 3.55 – Microscopia eletrônica de varredura (elétrons secundários) da matriz submetida a 50% de pré-carregamento na idade de 7 dias..... | 167 |
| Figura 3.56 – Microscopia eletrônica de varredura (elétrons secundários) da matriz do concreto de referência. Ampliação de 110 vezes..... | 168 |
| Figura 3.57 – Microscopia eletrônica de varredura (elétrons secundários) da matriz submetida a 50% de pré-carregamento na idade de 7 dias. Ampliação de 350 vezes..... | 169 |
| Figura 4.1 – Quantitativo de moldagem e carregamento dos concretos por tipo de cimento. | 180 |
| Figura 4.2 – Passo a passo do redimensionamento das amostras por tipo de cimento..... | 181 |
| Figura 4.3 – Amostras destinadas ao ensaio de porosimetria. Onde, (a) Amostras após o redimensionamento e (b) Amostras imersas em álcool isopropílico. | 183 |
| Figura 4.4 – Redimensionamento e preparação das amostras destinadas ao ensaio de MEV. | 184 |
| Figura 4.5 – Radiação incidente em superfícies com e sem fissuras..... | 185 |
| Figura 4.6 – Equipamento Hi Brite Contact Probe em operação. | 186 |
| Figura 4.7 – Propriedades mecânicas dos cimentos utilizados segundo dados do fabricante. | 190 |
| Figura 4.8 – Distribuição granulométrica do agregado miúdo (NBR NM 248, ABNT 2003) | 191 |
| Figura 4.9 – Distribuição granulométrica do agregado graúdo (NBR NM 248, ABNT 2003). | 192 |
| Figura 4.10 – Penetração de cloretos em função do tempo para as misturas confeccionadas com cimento CPV ARI. | 194 |
| Figura 4.11 – Penetração de cloretos em função da idade de cura para as misturas confeccionadas com cimento CPV ARI. | 198 |
| Figura 4.12 – Penetração de cloretos em função do percentual de carregamento para as misturas confeccionadas com cimento CPV ARI..... | 199 |
| Figura 4.13 – Penetração de cloretos em função do tempo para as misturas confeccionadas com cimento CPIV..... | 199 |
| Figura 4.14 – Penetração de cloretos em função da idade de cura para as misturas confeccionadas com cimento CPIV. | 202 |
| Figura 4.15 – Penetração de cloretos em função do percentual de carregamento para as misturas confeccionadas com cimento CPIV. | 202 |
| Figura 4.16 – Resistência à compressão axial para as idades de controle de 3, 7, 28 e 91 dias. | 203 |

| | |
|--|-----|
| Figura 4.17 – Resistência à compressão axial versus penetração de cloretos para as misturas confeccionadas com cimento CPV ARI. | 204 |
| Figura 4.18 – Resistência à compressão axial versus penetração de cloretos para as misturas confeccionadas com cimento CPIV. | 206 |
| Figura 4.19 – Volume de mercúrio intrudido acumulado em função do diâmetro dos poros. | 208 |
| Figura 4.20 – Volume de mercúrio intrudido em função do diâmetro dos poros. | 211 |
| Figura 4.21 – Volume de mercúrio intrudido (mL/g) e percentual de mercúrio intrudido por faixa de poros para as amostras coletadas na idade de 3 dias. | 211 |
| Figura 4.22 – Volume de mercúrio intrudido (mL/g) e percentual de mercúrio intrudido por faixa de poros para as amostras coletadas na idade de 28 dias. | 212 |
| Figura 4.23 – Diâmetro crítico das amostras coletadas nas idades de 3 e 28 dias. | 214 |
| Figura 4.24 – Microscopia eletrônica de varredura por elétrons secundários (Ampliação de 110 x) da matriz do concreto de referência, onde: (a) Idade de cura de 3 dias; (b) Idade de cura de 91 dias. | 215 |
| Figura 4.25 – Microscopia eletrônica de varredura por elétrons secundários da matriz dos concretos pré-carregados, confeccionados com cimento CPV ARI e com idade de 3 dias. | 217 |
| Figura 4.26 – Microscopia eletrônica de varredura por elétrons secundários da matriz dos concretos pré-carregados, confeccionados com cimento CPV ARI e com idade de 28 dias. | 219 |
| Figura 4.27 – Microscopia eletrônica de varredura por elétrons secundários da matriz dos concretos pré-carregados, confeccionados com cimento CPV ARI e com idade de 91 dias. | 220 |
| Figura 4.28 – Velocidade de onda ultrassônica e resistência à compressão axial em função da idade de cura dos concretos. | 221 |
| Figura 4.29 – Fator de reflectância em função do comprimento de onda. | 223 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|--|-----|
| Tabela 3.1 – Penetração de íons cloreto em função da carga total passante. | 94 |
| Tabela 3.2 – Representação esquemática do número de amostras destinadas ao ensaio de absorção por sucção capilar por tipo de cimento. | 97 |
| Tabela 3.3 – Representação esquemática do número de amostras destinadas ao ensaio de Penetração de Íons Cloreto por tipo de cimento. | 97 |
| Tabela 3.4 – Propriedades químicas dos cimentos, segundo dados do fabricante. | 99 |
| Tabela 3.5 – Propriedades físicas dos cimentos, segundo dados do fabricante. | 100 |
| Tabela 3.6 – Caracterização física do agregado miúdo. | 101 |
| Tabela 3.7 – Caracterização física do agregado graúdo. | 101 |
| Tabela 3.8 – Traços unitários, temperatura e umidade ambiente dos concretos produzidos. | 103 |
| Tabela 3.9 – ANOVA da penetração de cloretos em função dos tipos de cura dos concretos. | 108 |
| Tabela 3.10 – Avaliação estatística dos dados (ANOVA) para as misturas com cimento CPV ARI. | 109 |
| Tabela 3.11 – Avaliação estatística dos dados (ANOVA) para as misturas com cimento CPII Z. | 109 |
| Tabela 3.12 – Avaliação estatística dos dados (ANOVA) para as misturas com cimento CPIV RS. | 110 |
| Tabela 3.13 – Modelos matemáticos da penetração de íons cloreto por tipo de cimento. ... | 110 |
| Tabela 3.14 – ANOVA dos modelos matemáticos de penetração de íons cloreto por tipo de cimento. | 111 |
| Tabela 3.15 – Variação da penetração de cloretos (%) em função da relação água/cimento das misturas. | 115 |
| Tabela 3.16 – Modificação da penetração de cloretos (%) em função da variação dos carregamentos aplicados nos concretos. | 122 |
| Tabela 3.17 – Modificação da penetração de cloretos (%) em função da variação do percentual de carregamento aplicado em diferentes idades, para as misturas com cimento CP II-Z. | 124 |
| Tabela 3.18 – Modificação da penetração de cloretos (%) em função da variação do percentual de carregamento aplicado em diferentes idades, para as misturas com cimento CP IV-RS. | 124 |

| | |
|--|-----|
| Tabela 3.19 – Avaliação estatística dos dados (ANOVA) para as misturas confeccionadas com cimento CPV ARI..... | 125 |
| Tabela 3.20 – Avaliação estatística dos dados (ANOVA) para as misturas confeccionadas com cimento CPII Z. | 126 |
| Tabela 3.21 – Avaliação estatística dos dados (ANOVA) para as misturas confeccionadas com cimento CPIV RS. | 126 |
| Tabela 3.22 – Modelos matemáticos da absorção de água por sucção capilar por tipo de cimento. | 126 |
| Tabela 3.23 – Análise de variância (ANOVA) dos modelos matemáticos de absorção de água por sucção capilar por tipo de cimento. | 127 |
| Tabela 3.24 – Modificação da absorção de água por sucção capilar (%) em função da variação da relação água/cimento das misturas. | 130 |
| Tabela 3.25 – Modificação da absorção de água por sucção capilar em função da variação dos carregamentos aplicados nos concretos. | 131 |
| Tabela 3.26 – Modificação da absorção de água por sucção capilar (%) em função da variação da intensidade do carregamento aplicado nos concretos. | 135 |
| Tabela 3.27 – Modificação da absorção de água por sucção capilar (%) em função da idade em que as solicitações foram impostas nos concretos. | 135 |
| Tabela 3.28 – Constantes de Abrams para os concretos investigados. | 142 |
| Tabela 3.29 – Relação água/cimento dos concretos investigados para igualdade de resistência à compressão (20MPa e 35MPa) aos 28 dias. | 144 |
| Tabela 3.30 – Constantes de Abrams para os valores de Penetração de Cloretos. | 146 |
| Tabela 3.31 – Penetração de cloretos total (Coulombs) para igualdade de resistência à compressão axial de 20MPa e 35MPa aos 28 dias. | 149 |
| Tabela 3.32 – Variação da penetração de cloretos (%) em função da idade de carregamento dos concretos. | 151 |
| Tabela 3.33 – Análise de variância (ANOVA) dos resultados de penetração de cloretos em igualdade de resistência à compressão axial..... | 152 |
| Tabela 3.34 – Constantes de Abrams para os resultados de absorção de água por sucção capilar. | 156 |
| Tabela 3.35 – Absorção de água por sucção capilar para igualdade de resistência à compressão axial aos 28 dias..... | 159 |
| Tabela 3.36 – Análise de variância (ANOVA) dos resultados de absorção de água por sucção capilar em igualdade de resistência à compressão axial. | 161 |

| | |
|---|-----|
| Tabela 4.1 – Quantitativo de amostras ensaiadas à penetração de íons cloreto por tipo de cimento. | 187 |
| Tabela 4.2 – Quantitativo de amostras ensaiadas à resistência à compressão axial por tipo de cimento. | 187 |
| Tabela 4.3 – Quantitativo de amostras ensaiadas à propagação de onda ultrassônica por tipo de cimento. | 187 |
| Tabela 4.4 – Detalhamento das amostras e quantificação das leituras realizadas com o Espectrorradiômetro. | 188 |
| Tabela 4.5 – Propriedades químicas dos cimentos investigados, segundo informações do fabricante. | 189 |
| Tabela 4.6 – Propriedades físicas dos cimentos investigados, segundo informações do fabricante. | 189 |
| Tabela 4.7 – Caracterização física do agregado miúdo. | 191 |
| Tabela 4.8 – Caracterização física do agregado graúdo. | 191 |
| Tabela 4.9 – Valores do consumo de cimento, traço unitário e abatimento dos concretos produzidos. | 192 |
| Tabela 4.10 – Análise de variância (ANOVA) dos resultados de penetração de cloretos para as misturas confeccionadas com cimento CPV ARI. | 197 |
| Tabela 4.11 – Análise de variância (ANOVA) dos resultados de penetração de cloretos para as misturas confeccionadas com cimento CPIV. | 201 |

LISTA DE SIGLAS

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM: American Society for Testing and Materials

ANOVA: Análise de variância

CME UFRGS: Centro de Microscopia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul

LAB SRGE0: Laboratório de Sensoriamento Remoto Geológico

LAMTAC: Laboratório de Materiais e do Ambiente Construído

MEV: Microscopia Eletrônica de Varredura por Elétrons Secundários

NBR: Norma Regulamentadora Brasileira

NORIE: Núcleo Orientado para a Inovação da Edificação

PPGEC: Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

RS: Rio Grande do Sul

UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

1 INTRODUÇÃO

Com o passar do tempo os profissionais da construção civil passaram a desenvolver projetos cada vez mais arrojados, impulsionados pelas novas tendências arquitetônicas. Os edifícios tornaram-se mais altos, houve redução da espessura das lajes e do número de pilares, para melhor aproveitamento de área. Para vencer estes desafios, os projetistas tiveram de conceber sistemas mais leves e buscar soluções estruturais seguras e economicamente viáveis (DIAS, 2006).

O surgimento de novas tipologias propiciou a concepção de estruturas muito mais sujeitas a deformações, comparadas com as estruturas tradicionais. Além disso, as alvenarias também ficaram mais rígidas, em função do desenvolvimento de blocos vazados mais resistentes e de dimensões maiores, o que reduziu a capacidade das paredes de absorver deformações. Consequentemente, houve um aumento na incidência de manifestações patológicas nas edificações, incluindo fissuras em alvenarias, problemas nos revestimentos e em esquadrias.

Paralelamente, a racionalização e a industrialização da construção promoveram profundas modificações no processo construtivo e nas técnicas gerenciais no Brasil. Algumas empresas construtoras, para garantir competitividade no mercado, buscaram soluções capazes de aumentar a velocidade de suas obras, tais como a redução do tempo de execução da estrutura, do período de escoramento e antecipação do início das alvenarias. A retirada antecipada do escoramento submete a estrutura a carregamento precoce, sem que haja tempo suficiente para ocorrer parte das reações de hidratação de cimento, podendo desencadear a microfissuração do concreto. Como consequência, as deformações instantâneas e lentas tendem a aumentar, podendo intensificar a incidência de manifestações patológicas nas edificações, preocupando construtores de todo o país.

Embora a evolução tecnológica tenha permitido a obtenção de concretos com resistências mais elevadas, ainda é necessário aprofundar o entendimento do comportamento do concreto em estruturas esbeltas e submetidas a deformações excessivas, como tem ocorrido atualmente.

Os materiais empregados para fabricação do concreto, a cura e a análise de suas propriedades devem ser cuidadosamente estudados para que se possa reduzir o potencial de deformação.

Os materiais e o proporcionamento dos concretos estruturais produzidos atualmente diferem muito dos tradicionalmente empregados na produção de concretos, nos últimos 12 a 15 anos. As estruturas tornaram-se mais esbeltas, o que, conseqüentemente, implicou na redução da dimensão máxima dos agregados e influenciou significativamente no módulo de elasticidade. Os concretos atuais geralmente apresentam elevadas resistências à compressão, aos sete dias, mas não possuem reservas de resistência (adições minerais), como apresentavam os concretos produzidos há alguns anos atrás (MEDEIROS, 2006).

No estudo das propriedades mecânicas de um concreto que passou por um processo de racionalização e cujos métodos de dosagem foram modificados, levar em conta apenas a resistência à compressão não é mais suficiente, tornando-se relevante o estudo do módulo de elasticidade e da resistência à tração do concreto. Quando o concreto apresenta baixo módulo de elasticidade, pode ocorrer uma deformação instantânea excessiva, causando o surgimento de microfissuras que, embora só possam ser identificadas microscopicamente, podem exercer grande influência no comportamento mecânico e na durabilidade da estrutura a longo prazo.

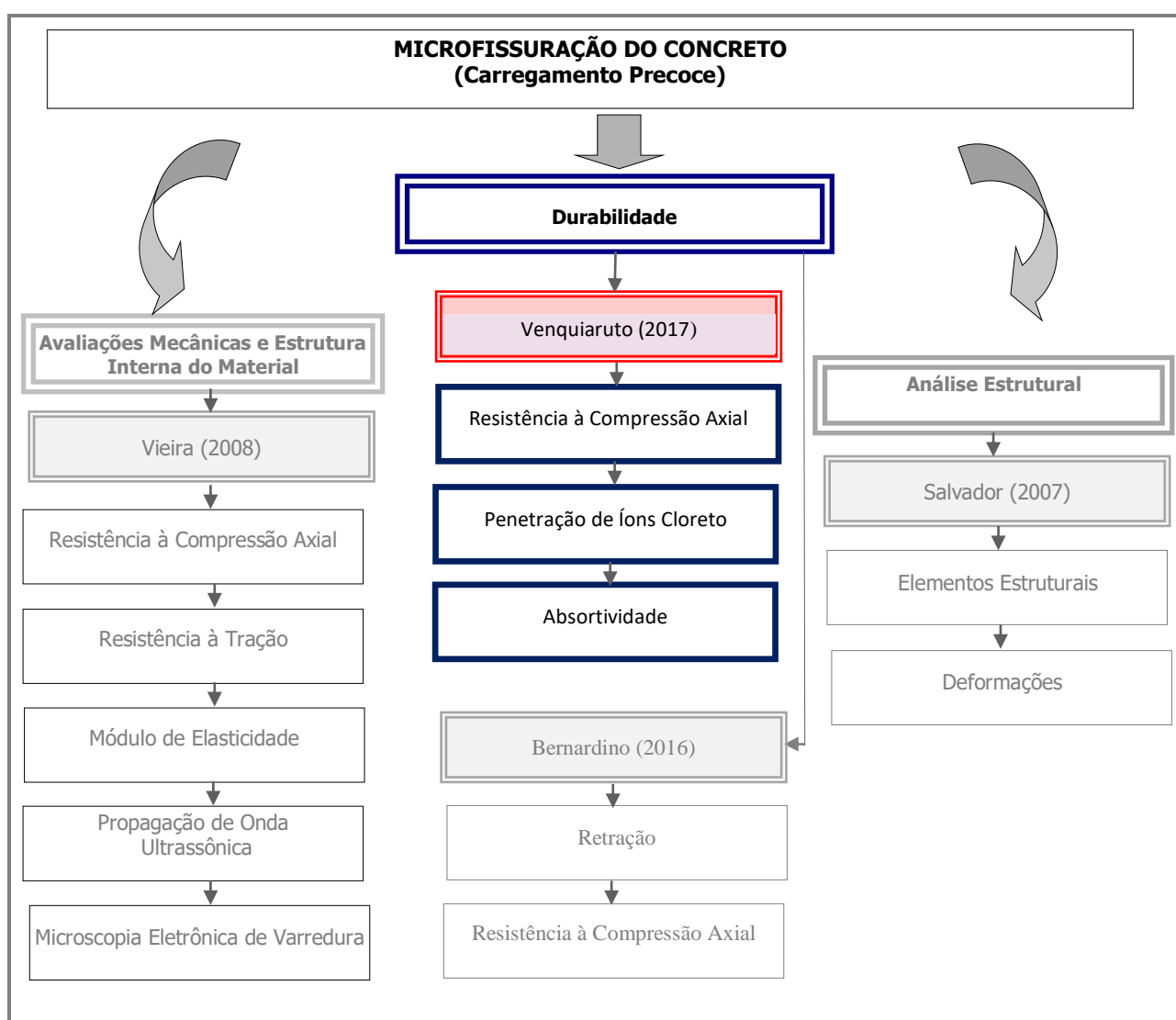
A existência de microfissuras também está relacionada com a resistência à tração do concreto, propriedade que depende da aderência entre o agregado e pasta, e que pode ser afetada quando o processo de cura não é realizado adequadamente.

A presença de microfissuras facilita o ingresso de agentes agressivos ao concreto e pode desencadear a ocorrência de problemas patológicos. Pode-se, por isso, dizer que o módulo de elasticidade e a resistência à tração são indicativos da qualidade de concretos submetidos a carregamentos precoces e que se constituem em importantes parâmetros para a avaliação da durabilidade da estrutura.

Diante do exposto, conclui-se que as deformações excessivas causadas pelo carregamento precoce podem trazer reflexos negativos não só com relação ao comportamento mecânico da estrutura, pois afetam diretamente a capacidade resistente do concreto, como também contribuem para a redução da sua durabilidade, devido à formação de microfissuras que facilitam o ingresso de agentes agressivos nas estruturas de concreto.

Esta pesquisa faz parte de um macroprojeto (Figura 1.1) desenvolvido pelo Núcleo Orientado para Inovação da Edificação (NORIE) que objetiva estudar o problema do carregamento precoce em concreto sob a ótica das propriedades mecânicas e de durabilidade. Este estudo, de modo específico, pretende abordar a influência da microfissuração causada por deformações excessivas nas primeiras idades na durabilidade das estruturas. O trabalho almeja contribuir para o maior entendimento do problema, sob o ponto de vista da tecnologia do concreto, a fim de que os efeitos das deformações excessivas em estruturas com as tipologias e técnicas de execução atualmente adotadas, possam ser evitados ou reduzidos.

Figura 1.1 – Projeto de pesquisa integrado desenvolvido pelo NORIE.



Fonte: Elaboração Própria.

1.1 HIPÓTESE

A hipótese a ser testada neste trabalho é a de que o carregamento precoce aplicado em concretos nas primeiras idades provoca o aparecimento de microfissuras, que modificam a microestrutura do concreto, tornando-o mais suscetível ao ingresso de agentes agressivos, mais especificamente íons cloreto e água; mas que estas microfissuras tendem a se auto reparar (self healing) com o passar do tempo.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo principal deste trabalho consiste em verificar a influência do carregamento precoce nas propriedades de durabilidade, mais especificamente na penetração de íons cloreto e absorção de água por sucção capilar, de concretos confeccionados com diferentes tipos de cimento.

Os objetivos específicos são:

- avaliar os reflexos de diferentes níveis de pré-carregamento nas propriedades de penetração de íons cloreto e absorção de água;
- avaliar os reflexos de diferentes idades de pré-carregamento nas propriedades de penetração de íons cloreto e absorção de água;
- analisar a influência da interação das variáveis relação água/cimento, idade de carregamento e percentuais de carregamento, nas propriedades de penetração de íons cloreto e absorção de água;
- avaliar a influência do tipo de cimento na penetração de íons cloreto e absorção de água;
- avaliar o comportamento dos concretos em igualdade de resistência à compressão axial nas propriedades de penetração de íons cloreto e absorção de água, na idade de 28 dias, após sofrerem carregamento precoce.

- avaliar a influência da continuidade da cura dos concretos na minimização dos danos ocasionados pelos carregamentos nas primeiras idades (microfissuras), frente suas propriedades mecânicas e de durabilidade.
- validar o uso de sensoriamento remoto (como técnica não destrutiva) para detectar microfissuras em concretos submetidos ao carregamento precoce.

1.3 ESTRUTURA DA TESE

A tese está organizada em 6 capítulos, estruturados de forma a apresentar um seguimento lógico a respeito do estudo do comportamento mecânico e de durabilidade de concretos submetidos a um processo de microfissuração nas primeiras idades.

O *Capítulo 1* apresenta as considerações iniciais da pesquisa, com uma breve introdução ao tema de estudo. Na sequência são apresentados a hipótese a ser testada, os objetivos gerais e específicos e as limitações da pesquisa.

O *Capítulo 2* expõe a revisão da literatura dos assuntos pertinentes ao trabalho.

Os *Capítulos 3 e 4* apresentam o detalhamento do programa experimental, que foi elaborado em duas etapas distintas (Etapa 1 e Etapa 2, respectivamente). No *Capítulo 3* são expostas as análises do comportamento de concretos submetidos a diferentes carregamentos nas primeiras idades frente à penetração de íons cloreto, absorção de água e resistência à compressão axial, para a idade de controle de 28 dias. Nessa etapa, também são apresentadas as delimitações das variáveis independentes e de controle, o planejamento estatístico do experimento, as caracterizações dos materiais utilizados e o proporcionamento dos mesmos. Finalizando o programa experimental da Etapa 1, são apresentadas as análises de imagens de microscopia eletrônica de varredura (MEV) de algumas amostras. Por fim, realiza-se o fechamento do capítulo, com a exposição das conclusões parciais obtidas até o fechamento dessa etapa do trabalho.

O *Capítulo 04* apresenta os resultados e discussões dos ensaios de controle correspondentes à Etapa 2 do programa experimental. A continuidade dos experimentos laboratoriais teve como objetivo aprimorar o entendimento do comportamento de concretos pré-carregados nas idades iniciais frente as suas propriedades mecânicas (resistência à compressão axial) e de

durabilidade (penetração de íons cloreto) ao longo do tempo, quando submetidos a diferentes períodos de cura submersa. Nesse capítulo são informadas as novas delimitações da pesquisa, o planejamento estatístico do experimento, as caracterizações e o proporcionamento dos materiais utilizados. Para melhor embasamento e validação dos resultados dos ensaios mecânicos e de durabilidade, foram realizados ensaios microestruturais (MEV, ultrassom e porosimetria por intrusão de mercúrio) em determinadas amostras dos concretos investigados. Também foi aplicada uma inédita técnica de sensoriamento remoto em alguns exemplares, objetivando a detecção de microfissuras. Finalizando o capítulo, são apresentados os resultados e as discussões dos ensaios de controle e sequencialmente, as considerações e conclusões parciais desta etapa experimental.

O *Capítulo 5* faz um fechamento desse estudo, apresentando as considerações finais do trabalho e indicando algumas sugestões para novas pesquisas.

O *Capítulo 6* exhibe a bibliografia utilizada e os Apêndices pertinentes ao trabalho.

1.4 LIMITAÇÕES DA PESQUISA

O tema deste trabalho surgiu após o constante enfoque promovido pelo Sinduscon de São Paulo, acerca do problema das deformações excessivas que vêm ocorrendo em estruturas de concreto nos últimos anos.

Por ser um tópico novo, quase não há disponibilidade de trabalhos para a revisão bibliográfica e comparação com outros trabalhos científicos de natureza semelhante, o que representa um limitador desta pesquisa.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Os avanços nas áreas de cálculo estrutural e tecnologia de materiais possibilitaram a adoção de edifícios caracterizados por um maior número de pavimentos, maiores vãos entre pilares, redução na altura de lajes e vigas, tornando as estruturas mais suscetíveis a deformações. Em paralelo, também ocorreram mudanças nos processos gerenciais, observando-se que algumas empresas buscaram soluções para aumentarem o ritmo de suas obras, garantindo competitividade no mercado da construção (BERNARDINO, 2016).

Conseqüentemente, nos últimos anos, houve um considerável aumento na incidência de manifestações patológicas decorrentes de deformações excessivas em estruturas de concreto. França (2005) relata que esse problema pode ser atribuído à redução do período de escoramento da estrutura, prática que vem sendo adotada por empresas da construção civil, como forma de aumentar a velocidade de execução de suas obras, garantindo competitividade no mercado.

Segundo Silva (2007), além das deformações inerentes ao concreto, também podem ocorrer deformações excessivas, sob determinadas condições, influenciando as propriedades do concreto e o seu desempenho ao longo do tempo. Nas idades iniciais, quando suas propriedades mecânicas começam a se desenvolver, o concreto está ainda mais vulnerável a essas deformações.

Um dos possíveis efeitos do carregamento precoce da estrutura é a microfissuração na matriz que, em pequenas idades, tendem a surgir simplesmente pela retirada prematura do escoramento e, com isso, aumentam a suscetibilidade do concreto à entrada de agentes agressivos. Assim, uma carga precoce pode tanto aumentar significativamente a permeabilidade do concreto como comprometer a sua durabilidade ao longo do tempo. Aurich (2008) reforça que a ocorrência de fissuras pode ocasionar a deterioração prematura do concreto, aumentando a permeabilidade da estrutura e tornando-a mais suscetível à degradação.

As fissuras podem ter diversas origens e ocorrem quando a capacidade resistente do concreto é ultrapassada pela magnitude das tensões atuantes. A fissuração do concreto pode ser causada por variações volumétricas decorrentes da retração por secagem, que é um fenômeno inerente aos compósitos cimentícios. Pode, também, ser desencadeada por falhas em alguma das etapas da execução da estrutura, como a remoção antecipada do escoramento, após o lançamento do concreto (BERNARDINO. 2016).

Nehdi e Soliman (2011) afirmam que as tensões que causam microfissuração do concreto nas primeiras idades são resultantes de uma combinação de três tipos de deformações (dilatação térmica, retração autógena e retração por secagem). Para os autores, a remoção antecipada do escoramento, combinado ao efeito de todos os processos inerentes ao concreto nas primeiras idades pode intensificar alterações microestruturais, afetando o adequado desenvolvimento das propriedades mecânicas do concreto em idades mais avançadas e a durabilidade da estrutura.

A durabilidade de concretos submetidos à tensão externa frente à atuação de agentes agressivos ainda é pouco estudada. Neste sentido, tanto Hearn quanto Kermani estudaram a permeabilidade de concretos submetidos a estes esforços nos anos 90. O primeiro não encontrou efeitos significativos da tensão aplicada sobre a permeabilidade à água, enquanto o segundo concluiu que a permeabilidade aumenta significativamente quando o nível de tensão excede a tensão de ruptura da peça em 40% (BANTHIA et al. 2005).

Assim, ocorre que as estruturas de concreto armado em geral são projetadas visando à resistência das ações atuantes finais, as quais correspondem à fase de ocupação. Para isso, se considera a resistência do concreto aos 28 dias. Contudo, as solicitações durante o período de construção são extremamente importantes e passíveis de causar danos à estrutura, conforme descrito anteriormente.

Em contrapartida, alguns trabalhos (SALVADOR, 2007; VIEIRA, 2008 e BERNARDINO, 2016) apontam que as solicitações impostas aos concretos nas primeiras idades não interferem tão negativamente nas propriedades mecânicas e na retração dos concretos.

Salvador (2007) realizou um estudo experimental de caráter exploratório, buscando analisar a influência do carregamento precoce nas deformações de vigas de concreto armado produzidas com cimento CPV ARI e CPIV 32. As vigas foram submetidas a dois tipos de pré-

carregamento, um de curta duração, ao qual foram aplicados três níveis de carregamentos aos três dias de idade e outro, de longa duração, em que foram aplicados carregamentos em idades de acordo com as ações construtivas decorrentes de dois ciclos de execução rápidos. Segundo o autor, as normas e a literatura estão corretas em afirmar que quanto mais cedo for aplicado o carregamento, maiores serão as deformações em termos absolutos. Também observou que os níveis de fissuração observados até os 28 dias de idade, apresentaram uma tendência de aumento decorrente do pré-carregamento. No entanto, o pré-carregamento parece não ter afetado a resistência à compressão do concreto extraído das vigas produzidas com cimento CPV ARI.

Vieira (2008) analisou o efeito de diferentes níveis de resistências com a produção de concretos com relações água/cimento de 0,35, 0,50 e 0,70, quando submetidos a um carregamento precoce em diferentes idades (1, 3 e 7 dias) e diferentes percentuais de carregamento (0%, 25%, 50% e 75%). Os resultados, aos 28 dias, mostraram que à medida que a idade de carregamento foi aumentada, as propriedades mecânicas foram melhoradas para todos os cimentos. Por outro lado, a autora verificou uma tendência de crescimento da resistência à compressão axial com a aplicação dos percentuais de pré-carregamento, principalmente para o cimento CPV ARI. A partir de análises de microscopia eletrônica, Vieira (2008) atribuiu o aumento da resistência dos concretos à recuperação de algumas microfissuras e ao efeito de compactação (quebra dos cristais mais frágeis e preenchimento de vazios), ocasionado pelo pré-carregamento dos concretos nas primeiras idades.

Bernardino (2016) avaliou a influência do carregamento precoce na retração por secagem de concretos confeccionados com cimentos CPV ARI e CPIV RS, nas relações a/c 0,35; 0,50 e 0,70. Nas idades 1, 3 e 7 dias, parte dos concretos foram submetidos a carregamentos de 25%, 50% e 75% da carga média de ruptura à tração na flexão (NBR 12142, ABNT, 1991) e parte não foi submetida a carregamentos, para servirem como referência. Todos os concretos passaram por dois processos de cura (7 e 28 dias) e a determinação da retração por secagem, foi realizada de acordo com as prescrições da ASTM C 157, 2014. A autora concluiu que o efeito de compactação causado pelo pré-carregamento nas primeiras idades, associado à cura prolongada, promoveu a redução das porosidades total e efetiva, através da continuidade da hidratação. Ao mesmo tempo, a formação de novos compostos resistentes contribuiu para a densificação da matriz e, também, para a autocicatrização (*self-healing*) das fissuras. A combinação desses fatores, segundo a autora, promoveu não só a redução da saída da água

dos concretos, como também o aumento da sua capacidade resistente, favorecendo a redução da retração por secagem nos concretos pré-carregados.

Nesse contexto, quando em idades iniciais, tanto pela ação de carregamentos ou pela movimentação da estrutura provisória de escoramento, o concreto é solicitado, passa a ocorrer um processo de deformação. Essa deformação irá acompanhar a estrutura por toda a sua vida útil. Esse aspecto também é de fundamental importância na microfissuração do concreto, uma vez que a formação de microfissuras pode facilitar o ingresso de agentes agressivos. Em função do exposto, este trabalho vem com intuito de contribuir para um melhor entendimento acerca da durabilidade de concretos microfissurados nas primeiras idades.

2.1 CONCRETO

O concreto é o material mais utilizado na construção civil da atualidade, estando nesta posição há mais de 50 anos. Seu consumo mundial chega à casa dos 11 bilhões de toneladas ao ano, e seu alto consumo se justifica pelo seu desempenho, muito superior à madeira e ao aço quanto à resistência à ação da água. Além disso, a facilidade na moldagem simplifica seu uso, visto que se podem executar peças de concreto em praticamente qualquer dimensão e formato. Finalmente, o baixo custo do concreto comparado a outros materiais estruturais torna-se fator decisivo na escolha deste. Ainda, a facilidade de manutenção, resistência ao fogo e ao carregamento cíclico são características positivas, segundo Mehta e Monteiro (2008) e Taylor (1990).

O concreto é um material compósito, constituído basicamente de cimento, agregados e água, podendo ser utilizados aditivos e adições para a melhoria de seu desempenho. Contudo, Mehta e Monteiro (2008) afirmam que, apesar de ser um material compósito, muitas das características do concreto não seguem as regras das misturas. Por exemplo, sob cargas de compressão, tanto o agregado quanto a pasta de cimento hidratada, quando separadamente testados, apresentarão rompimento elástico enquanto que o concreto em si apresenta comportamento inelástico antes de romper. Ainda, a resistência do concreto normalmente é menor que a resistência individual destes dois componentes. Os autores explicam essas anomalias de comportamento do concreto por sua microestrutura, especialmente pelo importante papel da zona de transição na interface entre agregados e a pasta de cimento.

Segundo Paulon e Kirchheim (2011), a zona de transição representa uma pequena região próxima às partículas de agregado graúdo, que se apresenta na forma de uma camada delgada, normalmente com espessura de 10 a 50 μm em volta do agregado graúdo, sendo normalmente mais fraca do que os outros dois componentes do concreto - o agregado e a matriz pasta de cimento hidratada. Por este motivo a zona de transição exerce tanto influência na resistência quanto na durabilidade do concreto. Por outro lado, cada uma das fases citadas tem caráter multifásico, ou seja, cada partícula de agregado pode conter vários minerais, além de fissuras e vazios. Somado a isso, a microestrutura do concreto não é uma característica intrínseca do material, porque os dois constituintes da microestrutura (a pasta de cimento hidratada e a zona de transição na interface) estão sujeitos a alterações com o tempo, umidade e temperatura ambientes (RAMACHANDRAN et al. 2002).

Na formação dessa zona frágil entre a pasta e os agregados o que ocorre é que, no concreto fresco, há o aprisionamento de água em torno das partículas de agregado graúdo, formando um filme, ocasionando assim uma maior relação água/cimento na região e, portanto, uma zona mais frágil que a matriz. Devido a esta alta relação, a reação de íons de cálcio, aluminato, hidroxila e sulfato na hidratação do cimento produz etringita e hidróxido de cálcio que, nesta região, são de tamanho maior, produzindo assim uma pasta mais porosa. Finalmente, com a formação de C-S-H e mais etringita e hidróxido de cálcio há o fortalecimento desta zona (TAYLOR, 1990).

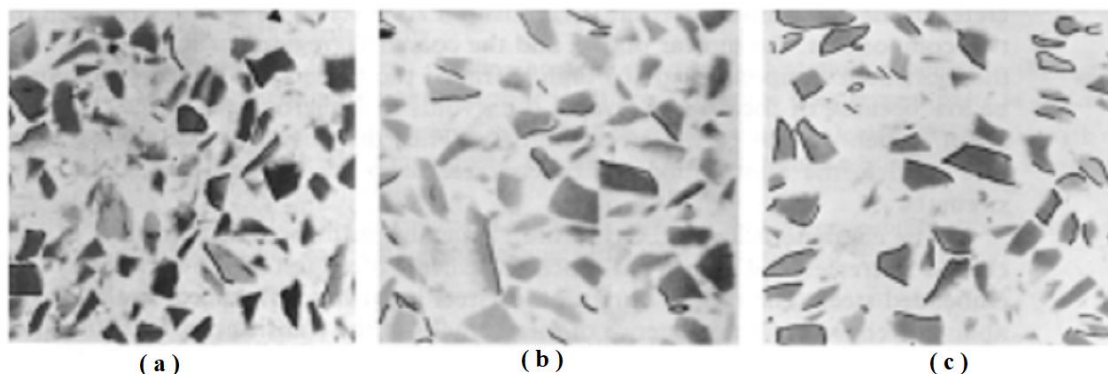
A zona de transição, na interface, é considerada como a fase limitante do concreto. A ruptura ocorre em um nível de tensão relativamente mais baixo do que a resistência dos outros dois componentes do concreto, ou seja, agregado e pasta ou argamassa de cimento hidratada (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

Na zona de transição, pode também ocorrer a formação de microfissuras, as quais dependem de muitos parâmetros tais como tamanho do agregado, distribuição granulométrica, consumo de cimento, relação água/cimento, grau de adensamento do concreto no estado fresco, condições de cura, umidade ambiente e histórico térmico da mistura (HELENE, 1993).

Pode haver microfissuras na zona de transição mesmo antes da estrutura ser carregada, devido a movimentos diferenciais durante o esfriamento e a secagem da estrutura. Ainda, cargas de impacto de curta duração, retração por secagem e cargas mantidas a altos níveis de tensão

provocam o aumento do número e tamanho das microfissuras nessa área, conforme a Figura 2.1 (MEHTA E MONTEIRO, 2008).

Figura 2.1 – Mapas típicos de fissuração para concreto normal (média resistência): (a) após a retração por secagem. (b) após o carregamento de curto prazo. (c) para carregamento mantido por 60 dias a 65% da resistência à compressão aos 28 dias.



Fonte: Ngab et al¹, 1981, *apud* Mehta e Monteiro, 2008.

Fissuras podem prejudicar a durabilidade de estruturas de concretos pela criação de caminhos preferenciais para a penetração de vários tipos de agentes potencialmente agressivos (líquidos, gases e íons) (JACOBSEN, MARCHAND e GERARD, 1996).

Um dos fatores mais importantes para a durabilidade do concreto é a sua permeabilidade, a qual será descrita posteriormente, e que é influenciada basicamente por dois fatores: a porosidade e a interconectividade entre os poros da pasta de cimento e a presença de microfissuras no concreto. A primeira é função principalmente da relação água/cimento e graus de compactação e hidratação. Já a quantidade e a localização das microfissuras são determinadas pelo nível de tensão interna e externa aplicada à peça, sendo que a tensão interna é resultado de retração, gradientes térmicos, mudanças bruscas no ambiente hidrotérmico e fatores que causam instabilidade volumétrica (BANTHIA et al. 2005).

¹ Ngab, A. J.; Slate, F. O.; Nilson, A.M., J. ACI, Proc., v. 78, n4, 1981.

2.1.1 Microfissuração do concreto

A microfissuração é um fator que pode comprometer a durabilidade do concreto ao longo do tempo, motivo pelo qual é de extrema importância que seja compreendida. Segundo Neville (1997) e Mehta e Monteiro (2008), as microfissuras presentes na interface entre a pasta e o agregado passam a aumentar em abertura, comprimento e número quando se atinge aproximadamente 30% da carga de ruptura da peça, sendo a tensão final a que resistem amplamente influenciada pela relação água/cimento. Já por volta de 70 a 90% da carga de ruptura passa a ocorrer a fissuração rápida, quando as fissuras se interligam e, se a carga for mantida, com o tempo pode ocorrer a ruptura.

No estudo das propriedades mecânicas de um concreto que passou por um processo de racionalização e cujos métodos de dosagem foram modificados, levar em conta apenas a resistência à compressão não é mais suficiente, tornando-se relevante o estudo do módulo de elasticidade e da resistência à tração do concreto. Segundo Vieira (2008), quando o concreto apresenta baixo módulo de elasticidade, pode ocorrer uma deformação instantânea excessiva, causando o surgimento de microfissuras que, embora só possam ser identificadas microscopicamente, exercem grande influência no comportamento mecânico da estrutura e de sua durabilidade.

Embora a localização das primeiras fissuras se dê na zona de transição entre a pasta e o agregado graúdo, este impede a abertura de fissuras de forma única mais larga, bloqueando-as. Por isso, a heterogeneidade da mistura é benéfica.

O volume dos vazios e as microfissuras presentes na zona de transição exercem grande influência na rigidez e no módulo de elasticidade do concreto. Contudo, a ruptura do concreto se dá prioritariamente nessa zona de transição, zona frágil da peça. Isso ocorre pelo fato de que a microestrutura da pasta de cimento nessas áreas difere do restante da mistura, visto que, nessa zona, o tamanho e a concentração de compostos cristalinos, como o hidróxido de cálcio e a etringita, são maiores (NEVILLE, 1997; HELENE, 1993).

A durabilidade das estruturas de concreto depende da facilidade que os fluidos têm em ingressar no concreto e circular em seu interior, fator determinado, entre outros aspectos, pela microfissuração do sistema. Portanto, a microfissuração é um fator que determina a durabilidade das estruturas.

Castel et al. (1999) afirmam que as microfissuras não modificam significativamente a vida útil de uma estrutura, mas reduzem o tempo necessário para que os agentes agressivos alcancem a armadura por meio do cobrimento de concreto. Além disso, microfissuras favorecem a formação de etringita tardia, visto que cria espaços para a cristalização deste mineral (EKOLU et al. 2007).

Assim, a existência de microfissuras passa a ser um fator determinante na entrada de agentes agressivos em estruturas de concreto. Nesse sentido, Nepomuceno (1992) cita uma pesquisa de Hart e Lucas (1987), os quais comparam vigas com diferentes aberturas de fissuras submetidas à ação de íons cloreto, verificando que o volume de íons que penetra é proporcional à abertura das fissuras.

Dados experimentais indicam que a penetração de íons cloreto ocorre mais rápido em concreto fissurado (CASTEL et al, 1999; BANTHIA e BHARGAVA, 2007; OZBAY et al., 2013; SAHMARAN, YLDIRIM e ERDEM, 2013; entre outros). Com isso, confirma-se que a presença de fissuras é fator preponderante na entrada de agentes agressivos, entre os quais estão os cloretos.

Pane and Hansen (2008), destacam que a performance do concreto a longo prazo é extremamente afetada pelo desempenho do concreto nas idades iniciais em sobreviver aos problemas neste período de tempo visando garantir o desempenho satisfatório em idades avançadas. Portanto, é necessário cuidado nas idades iniciais em relação à fissuração neste período.

Há aproximadamente uma década pesquisadores vêm desenvolvendo trabalhos sobre os efeitos das microfissuras na difusão e permeabilidade aos cloretos (TOONGOENTHONG e MAEKAWA, 2005; SONG et al. 2006, entre outros). Nesse sentido, Mehta e Monteiro (2008) destacam que concretos armados e protendidos se rompem com frequência por efeito da corrosão de armadura, que tem sua taxa fortemente influenciada pela permeabilidade do concreto, por onde entram agentes agressivos. A presença da zona de transição entre a pasta e o agregado e entre a pasta e o aço é a principal razão pela qual o concreto é mais permeável do que a pasta hidratada ou a argamassa correspondente. Portanto, a fragilidade da zona de transição, com sua maior porosidade e a presença de microfissuras, facilita a entrada de agentes agressivos e, portanto, é prejudicial à durabilidade do concreto.

Taylor (1990) descreve que o concreto é um material extremamente durável se for propriamente dosado e produzido para o meio ambiente onde será inserido. Caso contrário, ele irá deteriorar.

De acordo com Neville (1997), o termo durabilidade é relativo à capacidade de a estrutura continuar a desempenhar, durante a vida útil de projeto, suas funções planejadas e manter sua resistência e desempenho contra o processo de deterioração. Além disso, a manutenção é sempre necessária, visando tornar possível essa vida útil de projeto.

A durabilidade de materiais cimentícios é uma função de diversos fatores como o tipo e a composição do cimento, agregados, água de mistura, compactação, adições, aditivos e armadura. O processo de degradação dos materiais cimentícios pode resultar das propriedades de qualquer um destes constituintes, da reação entre eles, má compactação, entre outros. Ainda, outros fatores de degradação, como desgaste ou ação ambiental, podem também atuar nos materiais cimentícios e afetar sua durabilidade (OBERHOLSTER et al. 1983).

As superfícies do concreto estão sujeitas a variadas condições ambientais durante sua vida útil, como secagem pela ação do sol e do vento; molhagem pela chuva, que contém compostos agressivos dissolvidos, provenientes da poluição; cloretos, oriundos de ambientes marinhos; ação do dióxido de carbono do ar, provocando a carbonatação, entre outras. Nos concretos estruturais, a camada superficial é a única barreira entre a armadura e o ambiente externo, que contém íons agressivos, responsáveis pela deterioração do concreto, reduzindo sua alcalinidade natural e, por consequência, propiciando a corrosão das armaduras, que é uma das mais comuns e graves manifestações patológicas em estruturas de concreto.

Segundo Jacobsen et al. (1996), fissuras em estruturas de concreto podem ter efeitos negativos em relação a parâmetros importantes como permeabilidade, grau de ingresso de cloretos e também proteção das armaduras contra a corrosão. Contudo, normalmente assume-se que pequenas fissuras são menos prejudiciais para a durabilidade do que fissuras maiores, e normalmente as normas de dimensionamento de estruturas de concreto armado estabelecem como abertura máxima de fissuras valores entre 0,2 e 0,3mm.

Banthia et al. (2005), utilizaram corpos de prova cilíndricos de 100x200mm com um núcleo de 25mm, onde a água poderia circular com uma pressão de 1MPa, e submeteram à carga em idades iniciais, medindo a permeabilidade. Para corpos de prova de concreto com idade de um

dia, foram aplicadas cargas de 20% da carga última, quando houve um decréscimo na permeabilidade, e posteriormente 40% da carga última, quando a permeabilidade aumentou significativamente. Ainda, testaram em idade de 3 dias com carga de 30% da carga última um corpo-de-prova que com um dia havia sido testado com 40% da carga última, e notaram um significativo aumento da permeabilidade, concluindo que o histórico de carregamento da peça é um importante fator que governa a permeabilidade e, portanto, a facilidade de entrada de agentes agressivos, mostrando mais uma vez a importância do cuidado na aplicação de cargas precoces à estrutura.

Kwon et al. (2009) desenvolveram uma pesquisa sobre estruturas reais de concreto obtendo coeficientes de difusão em concretos com diferentes aberturas de fissuras (0.0, 0.1, 0.2, e 0.3 mm). Assim, preveem a vida de serviço usando a relação entre coeficientes de difusão em concretos fissurados e a abertura das fissuras para a penetração de cloretos.

Castel, François e Arliguiea (1999) estudaram a penetração de gás carbônico em vigas microfissuradas, quantificando o efeito das microfissuras perante esta penetração. A carbonatação do concreto nesse trabalho foi estudada em duas vigas de concreto armado com 13 anos de idade, submetidas à carbonatação atmosférica. As vigas foram expostas ao meio ambiente no sudoeste da França em um local coberto e mantidas em carga constante. Como a rede de microfissuras era impossível de ser caracterizada, a tensão de tração no aço foi escolhida como o principal parâmetro do estado de microfissuração. Com base nesse parâmetro, os autores propuseram um modelo que prediz o aumento da profundidade de carbonatação do concreto em função da tensão na barra de aço.

Já Antoni (2008) estudou o efeito do carregamento na penetração de cloretos em concretos com e sem reforço de fibras, realizando testes que incluem a aplicação de carga nos corpos de prova durante o ensaio de penetração de íons cloreto. O autor usou três tipos de fibras de polipropileno com diferentes comprimentos e formatos para fazer o reforço. Com força de compressão estática os corpos de prova foram submetidos a diferentes níveis de tensão. O uso de carga cíclica também foi estudado para um tipo de fibra. Os resultados para carga estática mostram que há uma significativa redução na penetração de cloretos para baixo nível de carregamento na compressão. Por outro lado, o maior aumento na penetração de íons cloreto no concreto ocorreu nas amostras de concreto sem o reforço de fibras. O autor ainda concluiu que diferentes tipos de fibras utilizados nos exemplares proporcionaram diferentes níveis de penetração de íons cloreto quando submetidos a carregamento. Por outro lado, a penetração de

íons cloreto aumentou significativamente em exemplares submetidos a cargas cíclicas. Para um baixo nível de carga cíclica, a penetração de cloretos aumentou quando comparada à carga estática, apesar de que não haver aumento da penetração com o aumento do número de ciclos. Já sob nível moderado de carga cíclica, o concreto reforçado com fibras não apresentou aumento na penetração de cloretos, enquanto o concreto sem fibras apresentou um contínuo aumento.

Desde a moldagem, o concreto sofre três diferentes tipos de deformações com o passar do tempo (NEVILLE, 1997):

- a) deformação imediata ou elástica instantânea: ocorre simultaneamente à aplicação do carregamento, considerando que existe total reversibilidade se o ciclo de carga e descarga ocorrer num curto intervalo de tempo;
- b) deformação elástica retardada ou deformação parcial: ocorrerá em decorrência do aumento no tempo do ciclo de carga e descarga que provoca uma reversibilidade parcial da deformação;
- c) deformação por fluência ou lenta: se desenvolve vagarosamente com o tempo com a manutenção do carregamento.

Salvador (2007) destaca que ocorre a aplicação de algum nível de carregamento na estrutura de concreto no momento da retirada do escoramento ou reescoramento dos sistemas de formas, sendo que, quando precoce, este sistema leva à ocorrência de manifestações patológicas, visto que o concreto é solicitado sem ter atingido resistência suficiente para resistir aos níveis de tensão provocados pela movimentação do sistema de formas. A retirada do escoramento deve fazer, portanto, parte do projeto estrutural, prática ainda pouco utilizada na indústria da construção civil. A Figura 2.2 mostra um sistema de escoramento típico utilizado em obras de concreto armado no Brasil.

Figura 2.2 – Sistema de escoramento típico empregado em edifícios residenciais.



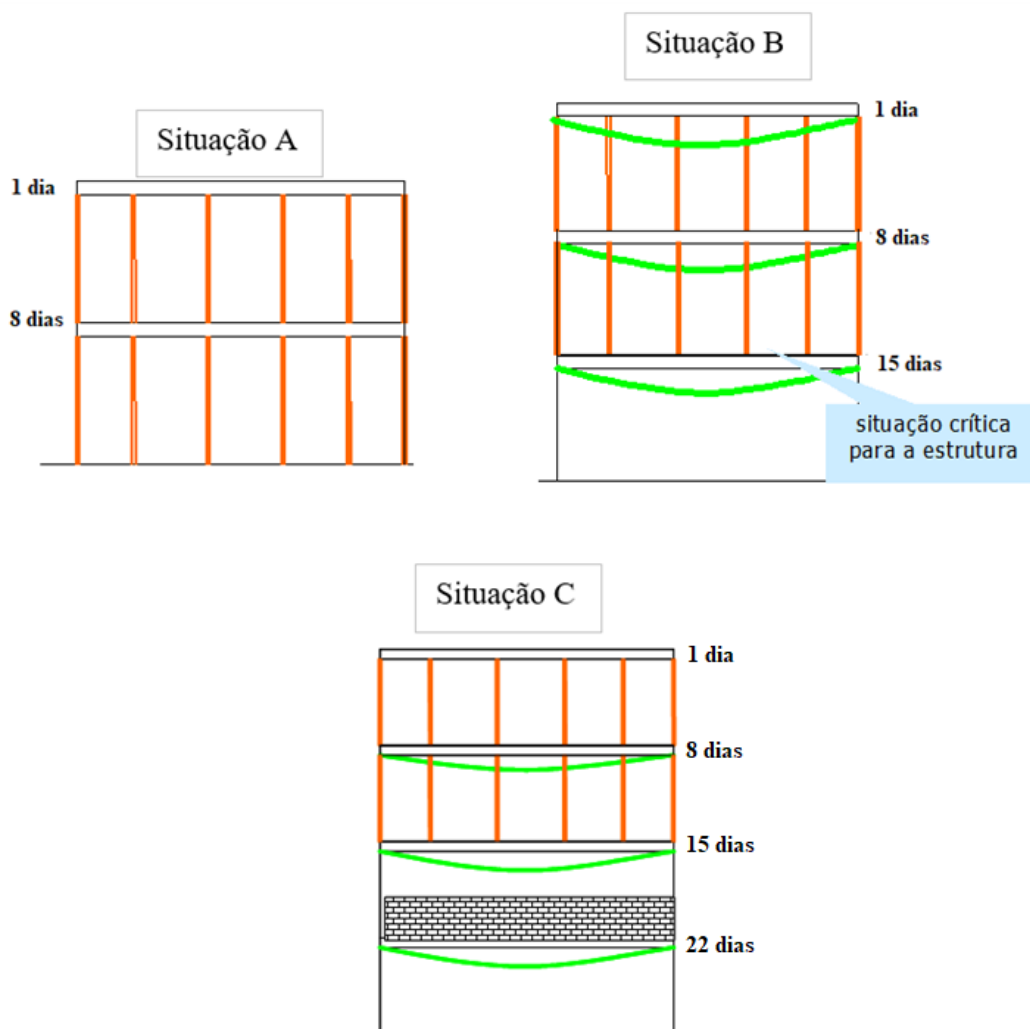
Fonte: Salvador, 2007.

Vieira (2008) apresenta um esquema (Figura 2.3) modificado de Prado² (1999), mostrando um ciclo de concretagem, escoramento e retirada do escoramento do processo de execução de uma edificação padrão.

² Prado, J. F. M. A.; Corrêa, M. R. S. Estruturas de edifícios em concreto armado submetidas a ações de construção. Cadernos de Engenharia de Estruturas, 2002. n.19, p. 51-79, São Carlos, São Paulo.

Influência da microfissuração causada nas primeiras idades na durabilidade de concretos ao longo do tempo (*self-healing*).

Figura 2.3 – Modelo esquemático de um ciclo de concretagem, escoramento, retirada de escoramento e execução de alvenaria de uma construção.



Fonte: Vieira (2008, a partir de Prado, 1999).

A situação A mostra um ciclo de concretagem de 7 dias, com dois jogos de escoramento. A situação B apresenta a concretagem do terceiro pavimento quando o escoramento do primeiro pavimento deverá ser deslocado, porém este tem apenas a idade de 15 dias e já suportará seu peso próprio e as cargas provenientes dos elementos superiores. O concreto ainda não desenvolveu resistência suficiente para suportar as cargas adicionais. Finalmente, a situação C mostra a execução antecipada das alvenarias, muito comum nas obras atuais, que provoca possíveis efeitos indesejáveis na estrutura inteira, visto que o concreto precisa suportar mais essa sobrecarga, apesar da pouca idade e resistência.

Salvador (2007) destaca a realização, desde 1999, de discussões no estado de São Paulo promovidas pelo SINDUSCON e coordenadas pelo professor Dr. Ricardo Leopoldo e Silva França, as quais passam a apontar problemas de desempenho, danos nas vedações, deformações excessivas e fatores críticos na execução das estruturas de concreto armado decorrentes das atuais técnicas utilizadas para determinação dos cronogramas físicos de execução de obras de concreto armado. Esses cronogramas apresentam prazos cada vez menores, forçando a aceleração de processos. A partir desses problemas, as normas técnicas da ABNT pertinentes ao assunto estão passando por revisões, visando incorporar esses novos conceitos adotados nos processos de execução.

Neste sentido, a NBR 14.931/2004 – Execução de estruturas de concreto: procedimento estabelece que a retirada das fôrmas e do escoramento pode ser realizada somente no momento em que o concreto apresentar resistência suficiente para resistir às ações que atuam na estrutura, enfatizando a probabilidade de grande deformação com o tempo quando o concreto é solicitado precocemente. Nesse momento, o módulo de elasticidade do concreto é muito baixo e pode acarretar deformações em níveis acima dos aceitáveis na estrutura.

Por outro lado, a NBR 12655/2015 – Concreto de cimento Portland: Preparo, controle e recebimento - estabelece que a resistência à compressão do concreto a determinado tempo e o módulo de deformação mínimo sejam especificados pelo responsável pelo projeto estrutural para cada etapa construtiva, inclusive a retirada de fôrmas e escoramento.

Finalmente, a NBR 6118/2014 – Projeto de estruturas de concreto: Procedimento – estabelece que seja obrigatória no projeto estrutural todas as informações necessárias para a execução da estrutura. Nesse sentido, devem ser levadas em conta todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura, considerando a parte da estrutura já executada e as estruturas provisórias auxiliares com seus pesos próprios e cargas acidentais de execução.

Contudo, em qualquer idade, inclusive no período de construção, as estruturas de concreto armado devem satisfazer às exigências de segurança e deformação estabelecidas pelas normas, sendo necessário considerar o processo construtivo no projeto estrutural (FREITAS, 2004).

Vieira (2008) destaca que muitos problemas podem ocorrer no caso de não levar em conta ações de construção no projeto de estruturas. Esses problemas facilmente poderiam ser evitados com a realização de ações como escoramento, reescoramento e evitando a retirada precoce do sistema de escoramento. Esse autor destaca ainda que, muitas vezes, colapsos de estruturas são causados por deficiências na etapa de construção e a maioria das causas desse problema são ações de construção não previstas ou insuficiente resistência do concreto.

2.1.2 Agentes agressivos para o concreto

Agentes agressivos são substâncias que causam deterioração do concreto armado e de seus componentes. Esses agentes estão presentes nos diversos ambientes onde o concreto está inserido, desde água até o ar, e alguns ainda são provenientes de contaminação nos materiais utilizados na fabricação.

O processo de degradação das estruturas de concreto raramente ocorre por uma única causa, senão por um conjunto de fatores que atuam na estrutura de forma a causar sua deterioração. Portanto, é necessário considerar a interação de diversos fatores que atuam simultaneamente.

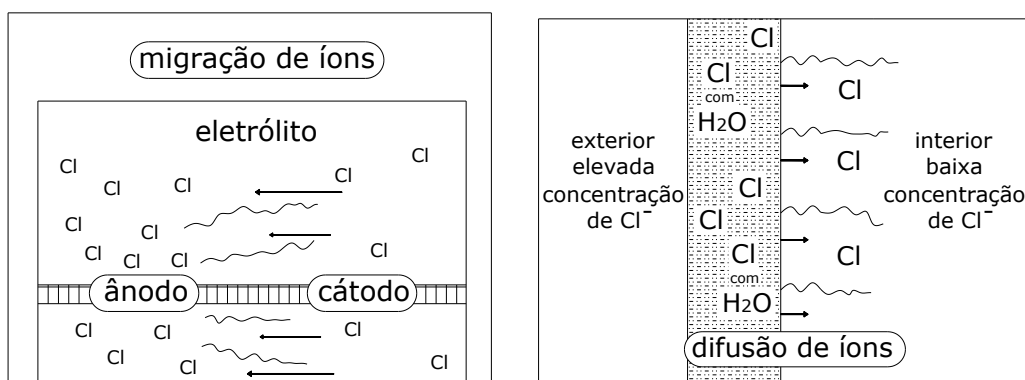
2.1.2.1 Mecanismos de transporte de agentes agressivos

Os agentes agressivos penetram no concreto desde o ambiente e se deslocam em seu interior através de uma estrutura de poros capilares contínuos ou de microfissuras, entre outros fatores. Esse transporte dos agentes agressivos pelos poros capilares pode se dar por diferentes mecanismos, como a permeabilidade, a sucção capilar, difusão, migração ou ainda por meio de mecanismos combinados.

Segundo Calçada (2004), esses mecanismos podem atuar de maneira simultânea ou sucessiva, conforme as condições de exposição às quais o concreto está submetido, tais como temperatura e umidade.

Helene (1993) apresenta um esquema dos principais tipos de mecanismos de transporte de cloretos para o interior do concreto, apresentados e discutidos a seguir (Figura 2.4).

Figura 2.4 – Representação esquemática das formas de penetração de cloretos na estrutura de concreto.



Fonte: Helene (1993).

2.1.2.1.1 Permeabilidade

Mehta e Monteiro (2008) definem permeabilidade como “a taxa do fluxo viscoso de fluidos através da estrutura dos poros” e ainda como “a propriedade que governa a taxa de fluxo de um fluido para o interior de um sólido poroso”.

Para Neville (1997), a permeabilidade é o escoamento de um fluido através de um meio poroso, e a permeabilidade do concreto é a facilidade com que os fluidos (líquidos e gases) ingressam e se deslocam no seu interior, salientando que o deslocamento se dá por diferença de pressão. Ele afirma que a permeabilidade do concreto é função, além da porosidade, das dimensões, distribuição, forma, tortuosidade e continuidade dos poros, e que, na pasta de cimento, esse fator varia com a evolução da hidratação.

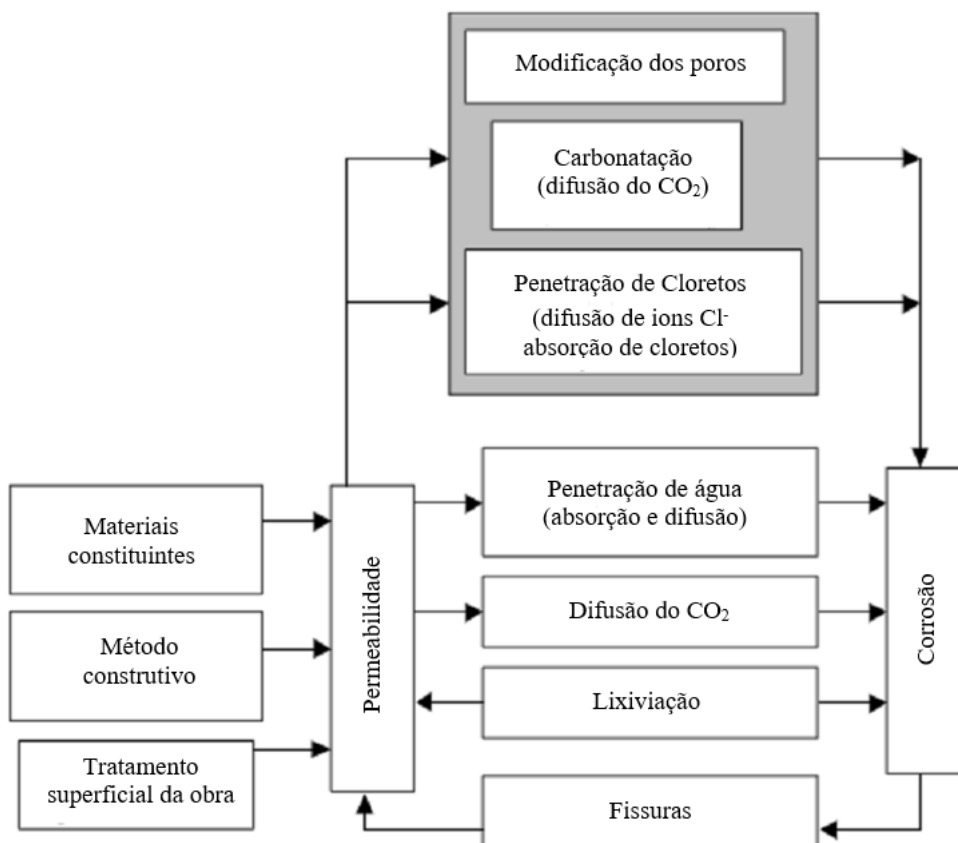
O termo permeabilidade, segundo Ramachandran (2002), refere-se à resistência que um material poroso tem ao fluxo de um líquido que satura seus poros. A granulometria dos agregados, bem como a natureza e o teor de aglomerante são fatores que influenciam a permeabilidade dos concretos, sendo que esta propriedade é diretamente proporcional à relação água/aglomerante e inversamente proporcional à resistência da pasta aglomerante.

Cascudo (1997), salienta que a penetração de água sob pressão é um dos principais parâmetros de qualidade do concreto já que representa a facilidade ou dificuldade com que uma determinada substância transpõe certo volume de concreto. Depende de fatores como: pressão exercida, geometria dos vazios, viscosidade do líquido, espessura do material, presença de ar nos poros e idade (HOFFMANN, 2001).

Influência da microfissuração causada nas primeiras idades na durabilidade de concretos ao longo do tempo (*self-healing*).

A Figura 2.5 representa a relevância da permeabilidade frente a estes agentes, que atuam todos por meio desta propriedade, bem como os fatores que intervêm na qualidade do concreto frente a esse parâmetro.

Figura 2.5 – Dependências de fatores referentes à durabilidade em relação à permeabilidade.



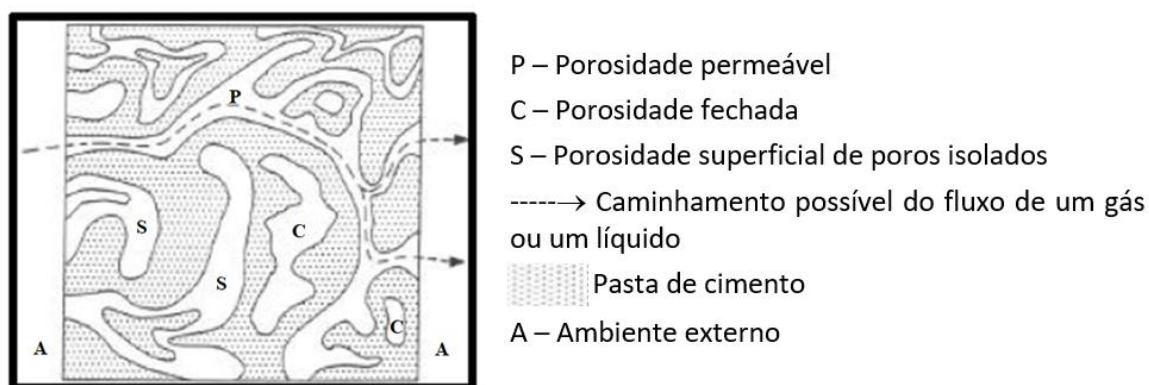
Fonte: Basheer, 1996.

Quando hidratado, o cimento, em suas diversas fases, forma um conglomerado entre estas, os agregados e uma fase aquosa, resultando em um sólido compacto e denso que contém em seu interior poros. Estes poros são, na verdade, um entremeado de canais e capilares, nem sempre comunicantes entre si. A configuração dos poros determina o mecanismo de transporte dominante no concreto e a porcentagem preenchida com água, juntamente com as microfissuras na matriz da pasta de cimento hidratada e da interface pasta-agregado (NEVILLE, 1997).

O concreto é um material em que diferentes tipos e tamanhos de poros estão aleatoriamente distribuídos, além de haver poros descontínuos na microestrutura da matriz e também nas

interfaces. Essa porosidade implica não apenas em diferenças nas propriedades mecânicas, mas também afetam a permeabilidade, permitindo o movimento de possíveis fluídos que podem degradar parcial ou totalmente o concreto. Assim, a porosidade pode ser afetada pelo processo de dissolução dos produtos presentes nos espaços dos poros, principalmente o $\text{Ca}(\text{OH})_2$ que pode se dissolver e aumentar ainda mais a porosidade da matriz. Uma forma de intervir na porosidade da pasta é a utilização de uma relação água/cimento baixa e um processo de cura intenso e adequado a cada tipo de cimento e tipologia da estrutura de concreto ou, ainda, a utilização de adições minerais ao cimento, tais como a sílica ativa e a escória de alto forno (SILVA et al., 2004). A Figura 2.6 mostra uma representação esquemática da porosidade da pasta de cimento.

Figura 2.6 – Representação esquemática da porosidade da pasta de cimento.



Fonte: Adaptado de Batista et al. (2004).

2.1.2.1.1.1 Influência da relação água/cimento

Segundo Powers³ (1968, *apud* Lima e Helene, 2001), pastas com altos teores de água tendem a desenvolver canais verticais durante o período de exsudação, e esses canais provavelmente não são completamente preenchidos com os produtos de hidratação.

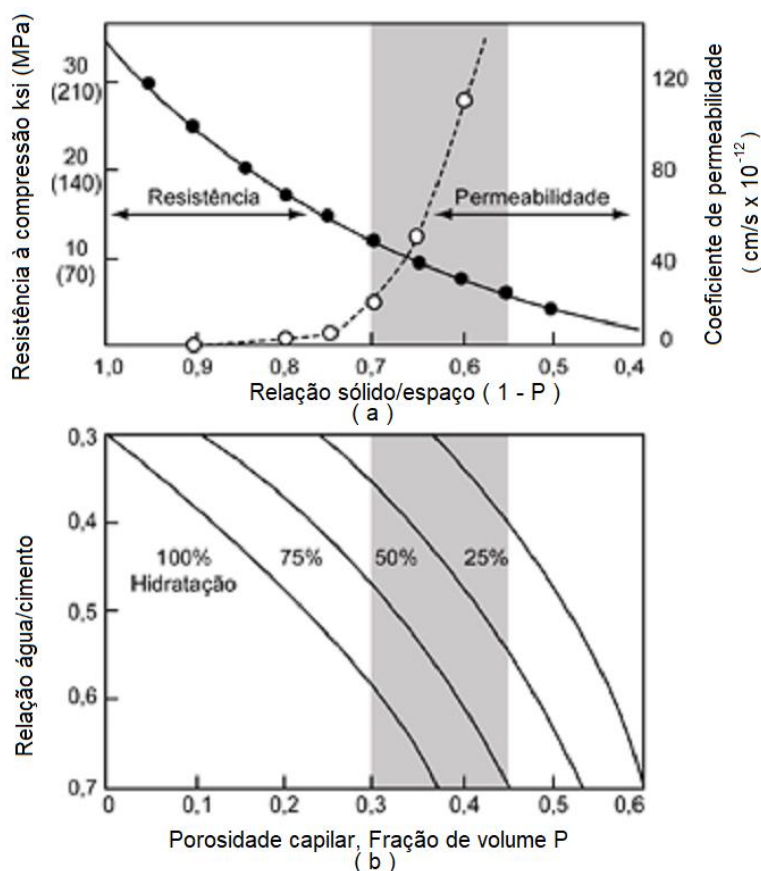
Para Mehta e Monteiro (2008), não é a porosidade total, mas a distribuição de tamanho de poros que realmente controla a resistência, a permeabilidade e as alterações volumétricas na pasta de cimento endurecida. A distribuição dos tamanhos dos poros é afetada pela relação água/cimento e a idade (grau) da hidratação do cimento. Poros grandes influenciam mais a

³ Powers, T.C. Properties of Fresh Concrete, Wiley, New York. Chaps 2, 9 and 11, 1968.

resistência à compressão e a permeabilidade; poros menores têm influência maior na retração por secagem e na fluência.

Lima e Helene (2001) afirmam que, para relação água/cimento constante, concretos com baixos teores de cimento têm menor retração por secagem e maior exsudação. O aumento da relação água/cimento, causado pela exsudação da água, provocará o descolamento entre a pasta e os agregados e o aumento da porosidade da pasta nessa região. O principal fator que influi na exsudação é, além da dosagem de água, o teor de finos para a reterem. A espessura da zona de transição é maior quanto maior for a relação água/cimento (COUTINHO, 1997). A permeabilidade será menor tanto quanto for menor a relação água/cimento (Figura 2.7), e que também o tipo de cimento influencia neste fator, já que cimentos mais grossos produzem pastas mais porosas.

Figura 2.7 – Influência da relação água/cimento e do grau de hidratação sobre a resistência e a permeabilidade.



Fonte: Mehta e Monteiro (2008).

Na Figura 2.7, Mehta e Monteiro (2008) mostram que a combinação entre os fatores água/cimento e o grau de hidratação irá determinar a porosidade da pasta de cimento hidratada, que é inversamente proporcional à resistência do material. A área sombreada indica a faixa de valores onde normalmente se encontra a porosidade capilar em pastas de cimento hidratadas. Relativo ao grau de hidratação, os autores destacam que a permeabilidade em uma pasta totalmente hidratada chega a ser 106 vezes menor que em uma pasta jovem.

Por outro lado, cimentos com alto teor de álcali geralmente produzem C-S-H mais gelatinoso e mais propenso à retração por secagem. A retração por secagem deve romper algumas ligações entre os poros de gel e o gel, aumentando a permeabilidade (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

2.1.2.1.1.2 Influência dos agregados

Larbi e Bijen (1990) consideram que, mesmo com a maior porosidade normalmente existente na região da interface, a permeabilidade do concreto é controlada pela pouca idade da pasta de cimento hidratada, que é a única fase contínua no concreto.

Segundo Isaia (1999), a permeabilidade da pasta de cimento hidratada é a mesma de um concreto com semelhante pasta de cimento. Porém, os agregados proporcionam um caminho mais tortuoso para o fluido, reduzindo a área efetiva de escoamento. Ele afirma que os agregados possuem poros descontínuos, e que são envolvidos pela pasta de cimento. Não colaboram, assim, para o aumento da permeabilidade do concreto.

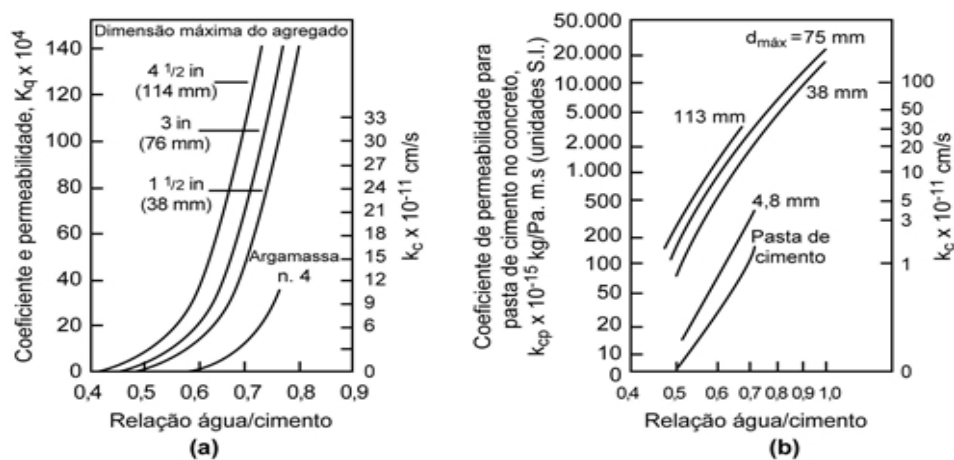
Já Mehta e Monteiro (2008) defendem a ideia de que a introdução de agregados pouco permeáveis na pasta diminui a permeabilidade do concreto, já que aqueles interceptariam o fluxo de líquido. Eles afirmam que a pasta de cimento deveria, portanto, possuir permeabilidade maior do que o concreto elaborado com a mesma pasta, mas demonstram que não é isso o que acontece na prática. A adição de agregados na pasta ou argamassa aumenta a permeabilidade do concreto. Além disso, citam que “quanto maior o tamanho do agregado, maior o coeficiente de permeabilidade”. A justificativa dos autores para essa evidência é o fato de que, quanto maior o tamanho do agregado, maior será a zona de transição, que é fraca e vulnerável a microfissuras, que causam aumento da permeabilidade.

Lima e Helene (2001) dizem que estudos numéricos criaram modelos computacionais que estimam a influência do teor de agregado nas propriedades da zona de transição

pasta/agregado, afirmando que, em concretos com volumes de pasta abaixo de 50%, a zona de transição pode interconectar-se. Segundo eles, apesar de a grande maioria dos agregados utilizados em concretos possuírem porosidade menor do que a pasta, a penetrabilidade de líquidos e gases depende da distribuição dos poros e da sua conectividade. Se o agregado é mais poroso do que a pasta, as partículas de agregado podem resultar em um caminho mais curto através do concreto. Caso contrário, os agregados atuam como obstáculo ao transporte, aumentando a tortuosidade do caminho e reduzindo a seção transversal efetiva (BUENFELD e OKUNDI, 1998). O tipo de agregado também contribui para as características da zona de transição, já que o grau de orientação do hidróxido de cálcio na região interfacial é afetado pela natureza mineralógica do agregado.

Nesse sentido, a Figura 2.8 mostra que a incorporação do agregado à pasta de cimento ou argamassa aumenta consideravelmente sua permeabilidade, devido à zona de transição com sua maior porosidade e à presença de microfissuras nessa região. Os autores destacam que estas microfissuras são muito pequenas, porém maiores que grande parte das cavidades capilares que existem na matriz cimentícia, e que sua propagação estabelece interconexões favoráveis ao aumento da permeabilidade do sistema.

Figura 2.8 – Influência da relação água/cimento e da dimensão máxima do agregado na permeabilidade do concreto, onde Kq é a medida relativa do fluxo de água através do concreto em metros cúbicos por ano por metro quadrado de área para uma unidade de gradiente hidráulico.



Fonte: Mehta e Monteiro (2008).

Isaia (1999) e Ferreira (1999), afirmam existirem vários fatores que contribuem para a formação da estrutura de poros, dentre os quais citam o tipo de cimento, a presença de adições

ou aditivos, a produção do concreto (lançamento, adensamento e cura), as características do agregado, e a quantidade de água. Conforme Kumar e Bhattacharjee (2002), o sistema de poros no concreto às vezes pode mudar com o grau de hidratação e com mudanças químicas que ocorrem devido à agressividade do meio ambiente.

2.1.2.1.1.3 Influência do tempo de cura

Neville (1997), afirma que, aumentando-se a cura por molhagem em concretos com alta relação água/cimento de um para 7 dias, há uma redução em 1/5 na permeabilidade à água.

É importante, contudo, diferenciar porosidade de permeabilidade. A primeira é a medida da proporção do volume total do concreto ocupada pelos poros, geralmente expressa em porcentagem. Dependendo da quantidade e da interligação desses poros, o concreto pode ser mais ou menos permeável. Então, concretos podem ser muito porosos e pouco permeáveis.

Silva (2007), quantifica que as pastas de cimento, as argamassas e os concretos têm grande distribuição de diâmetro de poros (poros médios ou mesoporos (0,01 – 0,05) μm e macroporos (0,05-1) μm). Segundo o autor, concretos de boa qualidade têm permeabilidade bem abaixo de 10%.

Wolf (1991), destaca que a estrutura da pasta de cimento, o agregado e a zona de transição determinam no concreto a facilidade com que os fluidos, líquidos ou gases penetram e se deslocam no material, sob os mais distintos gradientes de pressão.

Cascudo (1997), ressalta que, quanto maior for o diâmetro dos poros capilares e maior for a comunicação entre eles, mais acentuada será a penetração de líquidos sob pressão. Os principais fatores que determinam a formação da estrutura de poros e que, portanto, influenciam a facilidade com que fluidos, líquidos ou gases penetram e se deslocam pelo concreto, sob os mais distintos gradientes de pressão, são o tipo de cimento, a relação água/cimento, o grau de hidratação do cimento, o teor e tipo de adição, a presença de microfissuras ou fissuras (RASHEEDUZZAFAR, 1992).

O coeficiente de penetração de água sob pressão da pasta de cimento é da ordem de 10^{-4} a 10^{-5} cm/s. A porosidade diminui com o processo de hidratação do cimento, reduzindo assim o coeficiente de penetração de água sob pressão. No entanto, Mehta e Monteiro (2008), salientam que não há proporcionalidade entre esses dois fatores. Os autores relatam que

quando a relação água/cimento é alta e o grau de hidratação é baixo, a pasta de cimento terá alta porosidade capilar. Essa pasta conterà um número relativamente elevado de poros grandes e bem conectados e, conseqüentemente, terá um coeficiente de penetração de água sob pressão alta. No entanto, os poros são reduzidos a um pequeno tamanho, perdendo também sua interconexão, à medida que a hidratação progredir.

Kim et al. (2005), desenvolveram uma pesquisa com o propósito de investigar a influência do tempo de cura na permeabilidade dos concretos à penetração de cloretos em diferentes traços de concreto com diferentes relações água/cimento e com diferentes adições (cinza volante, sílica ativa e metacaulim). Para isso, a capacidade de resistência à penetração de cada matriz de concreto foi determinada após imersão em solução artificial de cloretos com 3,6% de NaCl por 330 dias. Antes da imersão em solução de cloretos, cada concreto foi curado por 7 e 28 dias, respectivamente. Os resultados mostraram que a resistência à penetração de íons cloretos e a concentração de cloretos diminuí com o aumento da profundidade no concreto e que altas relações água/cimento resultaram em diminuição na resistência à penetração. Adições minerais como substituição ao cimento possibilitaram redução do nível de cloretos em relação ao concreto sem adições, exceto para o metacaulim. Por fim, os autores observaram que a resistência à penetração de íons cloreto no concreto crescia com o aumento da idade dos exemplares.

2.1.2.2 Absorção

A absorção é um mecanismo no qual os líquidos, particularmente a água, podem ser transportados pelo concreto através de um corpo poroso. O ingresso da água por absorção depende das características do líquido e das características do concreto, bem como o teor de umidade no interior do concreto. Quanto menor forem os poros capilares, mais lenta será a penetração de água (FIGUEIREDO E NEPOMUCENO, 2004).

Neville (1997), diz que a absorção mede o volume dos poros do concreto e pondera que a absorção (volume de poros) e a facilidade com a qual um fluido penetra no concreto não segue, necessariamente, um comportamento regular. A absorção não pode, portanto, ser usada como uma medida de qualidade do concreto.

Para Silva Filho (1994), a absorção pode ser medida pela quantidade de água que pode preencher os espaços vazios da estrutura de um material, sob ação de uma pressão atmosférica

normal, considerando os efeitos da capilaridade, típicos do mecanismo de transporte da sucção capilar. O ingresso da água por sucção capilar depende das características do líquido (viscosidade, densidade e tensão superficial), das características do concreto (estrutura dos poros - raio, tortuosidade e continuidade dos capilares - e teor de umidade), o que torna bastante difícil o controle desse mecanismo em concretos, uma vez que a rede de poros está em constante modificação em função das reações de hidratação (HELENE, 1993). Além disso, para efeito de absorção capilar, deve-se considerar o maior ou menor grau de saturação do concreto, pois não pode haver absorção capilar em concretos saturados. Pereira (2001), ressalta que a absorção capilar ocorre principalmente em concretos aparentes e naqueles em contato com solos úmidos ou sujeitos a ciclos de molhagem e secagem.

O processo de penetração de agentes agressivos ocorre, com maior frequência, em áreas expostas, onde concreto das estruturas está numa condição não saturada. Assim, a determinação da absorção de água é um bom indicativo das condições da porosidade capilar da superfície do concreto, que é o caminho preferencial da penetração de gases e líquidos.

Ho e Lewis (1987), comentam que uma absorção lenta indica a existência de capilares de pequenos diâmetros, com maior profundidade alcançada, ao contrário de uma absorção rápida que indica a existência de capilares maiores com menor profundidade atingida e maior quantidade de água adsorvida. Isto demonstra que, nas estruturas expostas ao ar, a taxa de absorção de água por sucção capilar serve como indicativo do transporte de água no concreto.

Conforme Helene (1993), o mais importante é a intercomunicabilidade dos capilares, sendo menos relevante o seu diâmetro. Seus estudos demonstram que concretos de baixa relação água/cimento têm capilares de menor diâmetro e, ao mesmo tempo, muito menos intercomunicáveis, resultando em menor absorção de água e, também, menor profundidade de penetração dessa água.

É importante ressaltar que, para o estudo da durabilidade dos concretos na maioria das situações, a determinação da absorção de água é muito mais interessante do que a determinação da permeabilidade propriamente dita, pois, por meio da absorção capilar, os íons agressivos penetram no concreto.

A lei de Jurin considera o fluxo de água no concreto não saturado, e relaciona a altura de ascensão capilar no tempo de contato com a água:

$$h = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{\sigma \times r \times t}{\eta}}$$

Equação 1

Onde:

h: altura de ascensão capilar;

σ : tensão superficial da água ($\approx 75.10^{-4}$ kg/m);

r: raio do capilar;

t: tempo;

η : viscosidade da água ($\approx 13.10^{-5}$ kg.s/m²).

2.1.2.3 Absorção de água por capilaridade

A absorção de água por capilaridade é definida como a quantidade total de água absorvida por um material poroso, por m², durante um período pré-determinado. Como os capilares são os espaços ainda não preenchidos pelos compostos hidratados do aglomerante, a permeabilidade depende do prosseguimento da hidratação ao longo do tempo (POSSER et al., 2004).

Moura (2000) cita alguns pesquisadores que desenvolveram métodos de ensaio que contemplam a avaliação do fluxo nos poros, ao longo de um período de tempo (Mc Carter et al., 1992; Hall, 1989; Lewis, 1987; Ho et al., 1986; Fagerlund, 1982). Para Gopalan (1996), a determinação da absorvidade é de grande importância para verificação da durabilidade dos concretos. Ho et al.⁴ (1986, *apud* Moura, 2000) destacam que concretos com baixos valores de absorvidade representam concretos de melhor qualidade, já que, pela estrutura de poros, penetram, se difundem, ou percolam todos os agentes agressivos do meio ambiente.

Com o aumento da relação água/aglomerante há tendência de crescimento dos valores de absorção capilar, que pode ser atribuída a uma porosidade muito mais aberta e interconectada para os concretos com relação água/aglomerante elevada (Neville, 1997). Além disso, concretos de reduzida relação água/cimento apresentam capilares de menor diâmetro, ao mesmo tempo em que são muito menos intercomunicáveis, resultando normalmente em menores alturas de sucção e em menores volumes absorvidos, de acordo com Ferreira et al. (2004).

⁴ Ho, D.W.S. et al. Influence of slag cement on the water sorptivity of concrete. In: *International conference on fly ash, sílica fume, slag and natural pozolans in concrete*, 1986, Madri, Spain. Proceedings...Detroit: American Concrete Institute, 1986. V.2, p. 1463-1473 (ACI Special Publication, 91).

Segundo Helene (1993), a absorção de água no concreto é um fator muito difícil de se controlar por se tratar este de um material hidrófilo que possui grande afinidade com a água. Segundo este autor, quanto menor o diâmetro dos poros capilares maiores serão as pressões capilares e, portanto, maior a profundidade atingida pela água absorvida. Contudo, considera que, quanto maior o diâmetro dos capilares, menor será a profundidade e maior a quantidade total de água absorvida.

O autor ainda destaca que, em concretos com reduzida relação água/cimento, há capilares de menor diâmetro e que estes são menos intercomunicáveis, resultando menor absorção de água e menor profundidade de penetração.

O refinamento de poros provocado pela inserção das adições na matriz da pasta de cimento Portland, em geral, promove reduções significativas na absorção capilar dos concretos.

No ensaio de permeabilidade, a velocidade de penetração de água para o concreto é da ordem de 10^{-12} m/s. No ensaio de absorção capilar, a velocidade de penetração de água é da ordem de 10^{-6} m/s, ou seja, um milhão de vezes mais rápido do que no ensaio de permeabilidade (BUTLER⁵, 1997, *apud* CAMARINI, 2004). Logo, não se deve tomar a permeabilidade como fator determinante para a penetração de agentes agressivos no concreto.

2.1.2.4 Difusão

Difusão é o processo no qual o fluido se desloca por efeito de uma diferença de concentração. A difusão pode ser explicada como o mecanismo pelo qual o fluido se movimenta em função da existência de um gradiente de temperatura e/ou de umidade ou de um diferencial de potencial químico (o fluxo da substância que difunde tende a igualar as concentrações, eliminando o gradiente). Ao contrário dos mecanismos de transporte anteriores, não depende do fluxo de fluidos (SILVA FILHO, 1994). Quando o gradiente se mantém pela entrada e saída contínua da substância no sentido do extremo de maior concentração para o de menor, obtém-se um fluxo contínuo, também chamado estado estacionário.

Neville (1997), destaca que a difusividade aumenta com o aumento da relação água/cimento, contudo esta influência é bem menor no processo de difusão do que nos outros mecanismos de penetração de cloretos. Este fenômeno ocorre tanto para substâncias presentes em meio

⁵ Butler, A. Capillary absorption by concrete. Concrete, p.23-25, july-aug, 1997.

líquido como para aquelas em meio gasoso, mas a difusão por meio da água é quatro vezes maior do que pelo ar. Os dois principais agentes agressivos que comprometem as armaduras, o CO₂ e os íons cloreto, têm sua penetração controlada principalmente por este fenômeno. Na difusão de gases, o CO₂ e o O₂ são de grande interesse, pois o primeiro leva à carbonatação da pasta de cimento e o segundo torna possível a corrosão da armadura.

Para Mehta e Monteiro (2008), a difusão no concreto ocorre devido ao contato íntimo da solução presente nos poros com o meio ambiente, sendo o fenômeno mais intenso quanto maior a sua concentração na solução externa.

Cabe ressaltar que esses mecanismos podem atuar simultânea ou sucessivamente, ao longo do tempo, dependendo das condições de exposição (temperatura, umidade, dentre outras) a que o concreto esteja submetido.

Por outro lado, Calçada (2004), destaca que durante o processo de difusão os íons são carregados positivamente e, portanto, há movimentação de outros íons para manter a neutralidade do sistema. Com isso, podem ocorrer trocas iônicas entre a solução dos poros e a superfície do concreto.

Estudos sobre distribuição do tamanho de poros das pastas de cimento hidratado com adições minerais têm mostrado que os produtos da reação são bastante eficientes no preenchimento dos espaços, tamponamento e obstrução (efeito filler) dos poros capilares grandes, melhorando assim a resistência e diminuindo a permeabilidade do sistema (ISAIA, 1995; MORAIS, 2001; FERREIRA et al., 2004; MEHTA e MONTEIRO, 2008). Os autores afirmam que o uso de adições minerais no concreto diminui a sua permeabilidade, porém as condições de cura devem ser muito mais rigorosas do que no concreto sem adição para que esse benefício seja efetivo.

O fenômeno da difusão em concretos e argamassas em fluxo estacionário ou contínuo pode ser definido pela seguinte Equação 2 (CALÇADA, 2004):

$$J_m = -D \times \frac{\partial C}{\partial x} \quad \text{Equação 2}$$

Onde:

J_m: fluxo de massa;

D: coeficiente de difusão ou difusividade do material para a espécie em movimento;

∂C : gradiente de concentração;
 x: distância.

Contudo, quando o fluxo não é estacionário e varia com o tempo, como é a maioria dos casos de agentes agressivos penetrando no concreto, a equação que rege a difusão é a de equilíbrio de massa (OLLIVIER, 1998):

$$\frac{\partial C}{\partial t} = - \frac{\partial q_m}{\partial x} \quad \text{Equação 3}$$

Onde:

qm: fluxo de massa;
 t: tempo;
 C: concentração da substância em questão;
 x: distância.

Finalmente, substituindo-se as duas equações, obtém-se a 2ª Lei de Fick da difusão (Calçada, 2004):

$$\frac{\partial C}{\partial t} = - \frac{\partial}{\partial x} \left(- D \frac{\partial C}{\partial x} \right) = - D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad \text{Equação 4}$$

Onde:

qm: fluxo de massa;
 t: tempo;
 C: concentração da substância em questão;
 D: coeficiente de difusão.

2.1.2.5 Migração

A diferença de potencial é o que provoca a migração de íons no fenômeno da migração, a qual normalmente é originada por eletrodos positivo e negativo, sendo que os referidos íons se movimentam em direção ao eletrodo com sinal oposto ao seu. Por esse motivo, os íons se deslocam no interior do concreto no mesmo sentido do movimento por difusão, migrando de regiões mais para regiões menos concentradas.

Esse movimento ocorre principalmente entre regiões catódicas e regiões anódicas no momento em que se inicia o processo de corrosão de barras de aço no interior da estrutura, no caso de estruturas de concreto.

A movimentação no interior do concreto é governada pela equação de Nernst-Planck para o movimento de íons em eletrólitos, considerando somente a migração, descrevendo o comportamento iônico quando em solução e sob a ação de um campo elétrico:

$$J_j(x) = \frac{z_j F}{RT} D_j C_j \frac{\partial E(x)}{\partial(x)} \quad \text{Equação 5}$$

Onde:

$J_j(x)$: fluxo unidirecional da espécie j por migração ($\text{mol}/\text{cm}^2 \cdot \text{s}$);

D_j : coeficiente de difusão da espécie j (cm^2/s);

∂x : variação da distância (cm);

z_j : carga elétrica da espécie j ;

F : constante de Faraday (96.500 c/eq);

R : constante universal dos gases (8,314 J/mol.K);

T : temperatura absoluta (K);

C_j : concentração inicial no concreto da espécie j (mol/cm^3);

∂E : variação de potencial (V).

2.1.2.6 Mecanismos combinados

No concreto, normalmente os mecanismos de transportes de fluidos ocorrem simultaneamente ou sistematicamente, como já descrito. Calçada (2004) destaca que a difusão pura ou a permeabilidade pura somente ocorrem em concretos saturados, porém em concretos secos ou não saturados a sucção capilar é o fenômeno preponderante.

A autora ainda destaca que nos casos em que a espécie está dissolvida em uma solução, seu fluxo pode ser expresso pelo produto entre o fluxo da solução e a concentração da espécie nesta solução.

2.2 PENETRAÇÃO DE CLORETOS

A corrosão das armaduras é um dos fatores mais prejudiciais à durabilidade do concreto, visto que tem ligação direta com a possibilidade de colapso das estruturas. Um dos fatores que agride o concreto provocando esse fenômeno é a ação de cloretos, que podem ser provenientes de diversas fontes: podem ser incorporados na mistura por agregados contaminados, por água do mar ou água salobra, ou por aditivos que contenham cloretos, porém estes provêm principalmente do meio onde a estrutura está inserida. Neste caso, podem vir a partir de sais descongelantes (muito utilizados em países de clima frio), gotículas provenientes da água do mar, águas freáticas salobras em contato com a estrutura, entre outros (NEVILLE, 1997).

Sabe-se, como discutido anteriormente, que a entrada de agentes agressivos, como os cloretos, se dá pelos poros e microfissuras do concreto, ou seja, são função da permeabilidade. Portanto, a entrada e percolação de cloretos na estrutura é diretamente proporcional à relação água/cimento da mistura.

Segundo Helene (1993), os cloretos podem ser provenientes do contato entre o concreto e o meio onde está inserido, tais como a água do mar, atmosferas marinhas, a lavagem de fachadas e pisos de concreto com a utilização de ácido muriático (HCl), a inserção em atmosferas industriais, produtos armazenados em tanques industriais e ocasionalmente gases provenientes de incêndios de produtos à base de PVC. Por outro lado, em países de clima frio são utilizados sais de degelo que contêm cloreto de sódio, o que pode ser fonte de cloretos na estrutura de concreto.

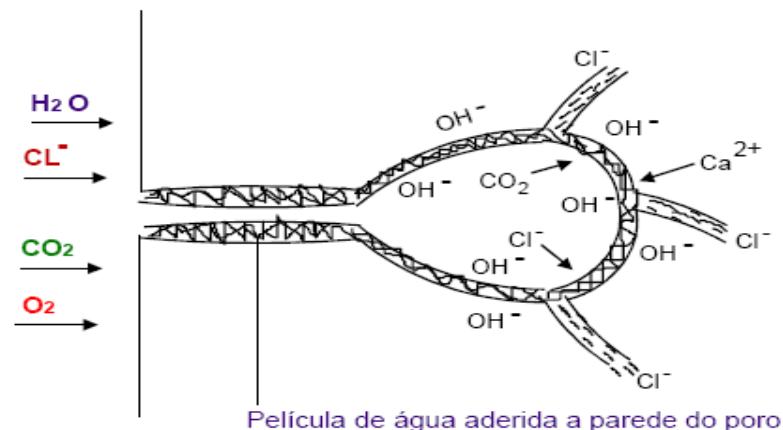
Independentemente da origem dos cloretos, estes são transportados para o interior do concreto e se movimentam neste pela água, ou por difusão dos íons na água e por absorção. Contudo é necessário que haja para isto um ciclo de molhagem e secagem da superfície, visto que, em concretos constantemente submersos, os cloretos penetram somente até certa parte da estrutura, onde permanecem, porém não existe oxigênio suficiente para provocar a corrosão da armadura. Quando há ocorrência dos ciclos, no período de molhagem, os sais penetram o concreto juntamente com a água que, no período de secagem, evapora deixando os sais no interior do concreto, porém com maior concentração perto da superfície. Por difusão, os sais tentam migrar para a zona de menor concentração, no interior da estrutura e, assim, ocorre sucessivamente a cada etapa do ciclo (NEVILLE, 1997).

Nesse contexto, Helene (1993) destaca que os cloretos oferecem risco a estruturas de concreto quando dissolvido em água. Como cristal sólido ele não penetra na porosidade do concreto, o qual possui dimensões muito mais reduzidas que a dos cristais usuais. Contudo, este pode se depositar por impactação na superfície do concreto e, mais tarde, penetrar ao ser dissolvido pela água da chuva.

Isso ocorre porque os mecanismos de transporte dos íons cloreto preponderantes no concreto são a absorção capilar e a difusão iônica. A primeira delas ocorre na camada superficial do concreto, visto que nesta ocorrem os ciclos de molhagem e secagem, enquanto a segunda sobrevém no interior da peça na presença do eletrólito.

Nesse contexto, Nepomuceno (1992), apresenta um esquema representando a interação entre o concreto e o ambiente contaminado, ilustrado na Figura 2.9.

Figura 2.9 – Interação entre o concreto e o ambiente agressivo.



Fonte: Nepomuceno (1992).

Há duas maneiras de os íons cloreto estarem presentes no concreto, descritas por Monteiro (2002):

- a) fixos, quimicamente combinados com as fases alumino-ferríticas para formar os cloroaluminatos, ou adsorvidos às paredes dos poros na estrutura espacial do silicato de cálcio hidratado (C-S-H);
- b) livres, precipitados ou dissolvidos na fase aquosa do concreto.

A relação entre os íons cloreto livres e íons cloreto combinados depende das características dos cimentos, da porosidade e das substâncias agressivas, sendo que a formação de íons cloreto combinados depende também do tipo de cátion disponível no extrato aquoso do concreto, que pode ser CaCl_2 ou NaCl . No primeiro caso, a quantidade de íons cloreto combinados é significativamente maior do que a quantidade de íons cloreto combinados do segundo caso (TUUTTI⁶, 1982, *apud* MONTEIRO, 2002).

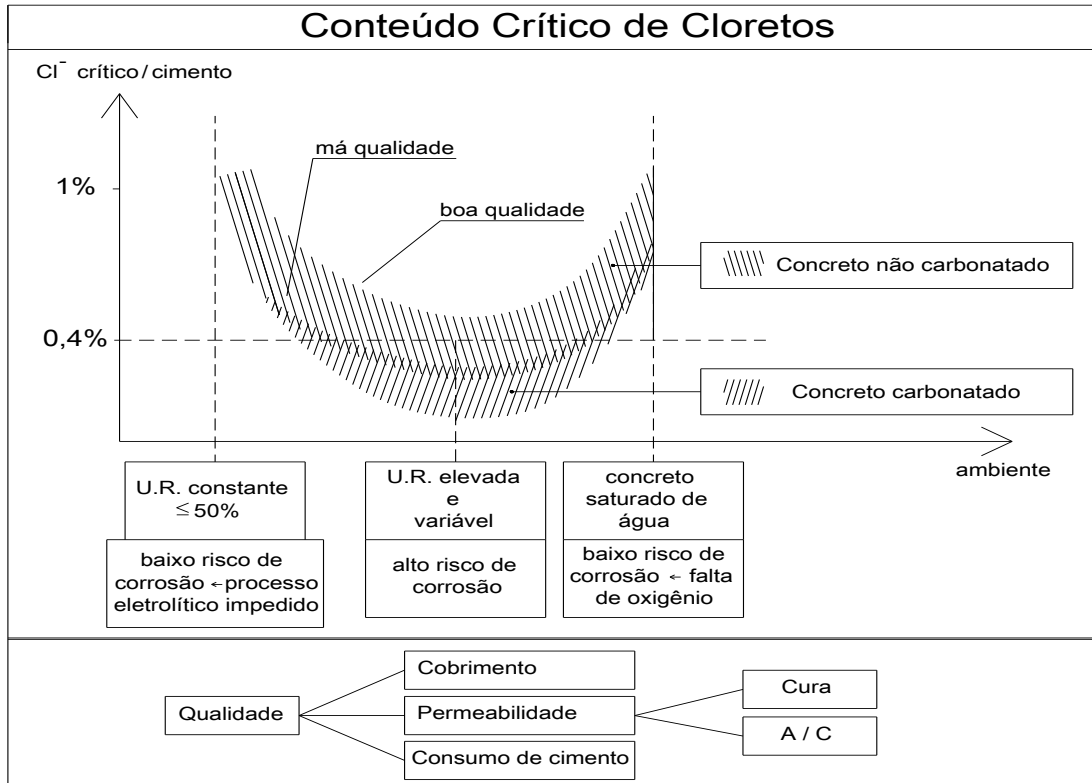
Cabe destacar, ainda, que, quanto maior a profundidade da secagem, maior será a penetração dos cloretos, visto que na próxima molhagem os íons podem ser carregados mais adentro da estrutura, acelerando o processo. Por isso, estruturas expostas à região de maré, por exemplo, sofrem menos com a corrosão de armadura do que estruturas a determinada distância do mar, visto que nas primeiras o ciclo de secagem é curto, enquanto nas segundas o ciclo é longo, pois são atingidas somente por respingos dessa água (NEVILLE, 1997).

Em concretos com matriz microfissurada, há maior facilidade de penetração de íons cloreto, assim como os demais agentes agressivos ao concreto, visto que essas microfissuras propiciam a interligação entre os poros, criando um caminho fácil para a percolação dos íons.

Contudo, existe um teor crítico de cloretos no concreto. Para tanto, o CEB (1992), considera a qualidade do concreto e a umidade do ambiente para a definição deste teor crítico, conforme ilustrado na Figura 2.10.

⁶ Tuuti, K. Corrosion steel in concrete. Stockolm: Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1982.

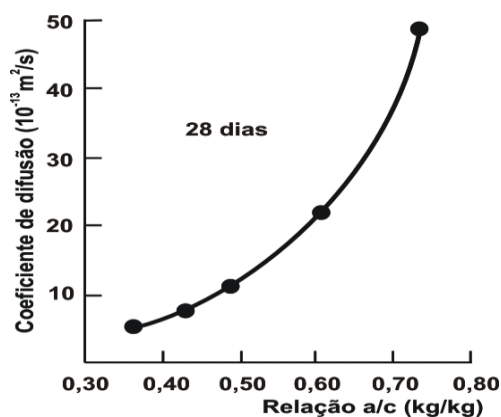
Figura 2.10 – Influência de parâmetros relacionados com a qualidade do concreto e umidade do ambiente sobre o conteúdo crítico de íons cloreto.



Fonte: CEB (1992).

Dentre os fatores intervenientes na penetração dos íons cloreto no concreto, pode-se citar a relação água/cimento como um dos principais, visto que influencia na porosidade, forma, volume e distribuição dos poros da matriz cimentícia, conforme citado anteriormente. Vários autores mostram aumentos consideráveis da velocidade de difusão de íons cloreto quando a relação água/cimento sofre um sensível aumento (Figura 2.11).

Figura 2.11 – Influência da relação água/cimento sobre o coeficiente de difusão.



Fonte: Ollivier⁷ (1998, *apud* Calçada, 2004).

Segundo Monteiro (2002), outro fator determinante na penetração dos íons cloreto no concreto é a composição química do cimento, principalmente pelo fato de que o silicato tricálcico se combina com o ferro aluminato de cálcio para formar os cloroaluminatos, provocando diminuição na concentração dos íons livres na solução aquosa.

Em geral, os fatores que influenciam o aumento da permeabilidade irão influenciar na penetração de íons cloreto, visto que este depende da permeabilidade da peça para se deslocar em seu interior.

Assim, a existência de microfissuras passa a ser um fator determinante na entrada desse agente agressivo em estruturas de concreto. Nesse sentido, Nepomuceno (1992), cita uma pesquisa de Hart e Lucas (1987), os quais comparam vigas com diferentes aberturas de fissuras submetidas a ação de íons cloreto, verificando que o volume de íons que penetra é proporcional à abertura das fissuras.

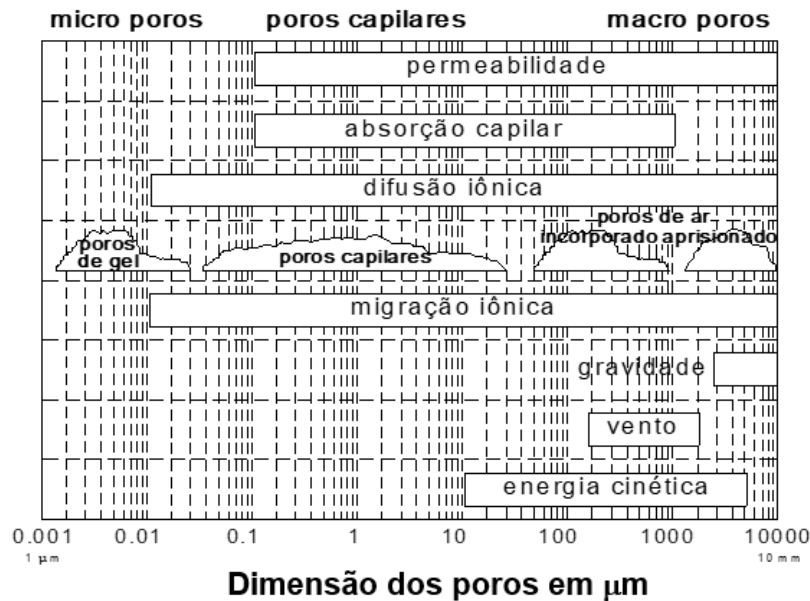
Com isso, confirma-se que a presença de fissuras é fator preponderante na entrada de agentes agressivos, entre os quais estão os cloretos.

Por outro lado, Helene (1993), destaca que a dimensão dos poros interfere na penetração dos cloretos, apresentando a ordem de grandeza da dimensão dos poros nos quais a penetração é máxima (Figura 2.12), dando ênfase ao fato de que, na prática, ocorre a simultaneidade de

⁷ Ollivier, J. P. Durability of concrete. Boletim técnico da Escola Politécnica da USP, BT/PCC/192, 129p., 1998.

ações e mecanismos que se sobrepõem, tornando complexa a tentativa de prever a penetração de íons cloreto no concreto.

Figura 2.12 – Ações e mecanismos de penetração de cloretos em função da porosidade do concreto.



Fonte: Helene (1993).

Nesse contexto, em estruturas submetidas a vários mecanismos de penetração simultaneamente ocorrerá maior penetração de cloretos.

Finalmente, a proporção de íons cloreto é fator determinante na penetração desses íons, visto que eles, durante o período de propagação, participam como catalisadores em reações para formarem produtos de corrosão, além de agirem como aceleradores do processo pelo aumento da condutividade do eletrólito, segundo Monteiro (2002). Ainda, é importante ter cuidado nas estruturas com a proporção de íons cloreto, ou da relação Cl^-/OH^- , visto que o aumento das concentrações de Cl^- que, devido à maior condutividade, diminui a resistividade e provoca o aumento da velocidade de corrosão.

Além disso, quando ocorre a carbonatação de estruturas contaminadas por íons cloreto, a redução de íons OH^- provoca o aumento da relação Cl^-/OH^- , podendo ocorrer também o aumento de íons cloreto livres pela instabilidade dos cloroaluminatos com a redução do pH (ALONSO e ANDRADE, 1990).

2.3 ABSORÇÃO DE ÁGUA

A água é agente fundamental tanto na criação quanto na destruição de diversos materiais. Por isso, é fator fundamental na durabilidade do concreto. Ela atua em processos físicos e químicos de deterioração, por meio do transporte de íons agressivos. Contudo, sua movimentação dentro da matriz cimentícia irá depender da permeabilidade do sólido.

Além da porosidade, a permeabilidade depende também das dimensões, distribuição, forma, tortuosidade e continuidade dos poros. Por este motivo, o gel de cimento tem uma porosidade de 28%, porém uma permeabilidade de apenas 7×10^{-16} m/s, o que ocorre devido à textura extremamente fina da pasta de cimento endurecida, sendo que os poros são muito maiores e, apesar de estarem em menor quantidade, promovem maior permeabilidade. A água pode circular com mais facilidade pelos poros capilares do que pelos poros de gel, que são muito menores, visto que a pasta é 20 a 100 vezes mais permeável que o gel.

O escoamento nos poros capilares do concreto, na penetração de água sob pressão, segue a lei de Darcy para fluxo laminar a partir de meio poroso:

$$\frac{dq}{dt} \frac{1}{A} = \frac{K_1 \times \rho \times g}{\eta} \times \frac{\Delta h}{L} \quad \text{Equação 6}$$

Onde:

dq/dt : velocidade de escoamento da água em m³/s;

A: área da seção transversal do elemento em m²;

Δh : diferença de altura da coluna hidráulica através do elemento em m;

L: espessura do elemento em m;

η : viscosidade dinâmica do fluido, em N.s/m²;

ρ : massa específica do fluido, em Kg/m³;

K' é a permeabilidade intrínseca do material, e é expresso em m², para qualquer fluido.

Para a água, tem-se:

$$K = \frac{K_1 \times \rho \times g}{\eta} \quad \text{Equação 7}$$

Onde:

K: coeficiente de permeabilidade do concreto em m;

Como a viscosidade da água varia de acordo com a temperatura, para água em temperatura ambiente (o que ocorre normalmente no concreto), a equação é reescrita como:

$$\frac{dq}{dt} \frac{1}{A} = K \frac{\Delta h}{L} \quad \text{Equação 8}$$

Quando o regime de escoamento é estável, K é determinado diretamente.

Por outro lado, a permeabilidade da pasta de cimento varia, diminuindo de acordo com a evolução do processo de hidratação. Na pasta fresca, o escoamento depende do tamanho, forma e concentração das partículas de cimento, e, na pasta madura, depende do tamanho, forma e concentração das partículas de gel e da descontinuidade dos capilares.

Outro fator importante para a permeabilidade é a relação água/cimento da mistura, e, quanto maior esta relação, maior será a permeabilidade do concreto. Além disso, o tipo de cimento interfere nesse fator, pois cimentos mais finos produzem uma matriz mais compacta, com menor permeabilidade (NEVILLE, 1997).

O fato é que há muitas lacunas a serem preenchidas no contexto da penetração de agentes agressivos em concretos microfissurados. O carregamento precoce é um dos causadores desse tipo de dano, e as microfissuras, um dos mais importantes meios de transporte desses agentes. É de fundamental importância que se estude e quantifique os prejuízos provocados pela microfissuração dos concretos, o que será desenvolvido a seguir no programa experimental.

2.4 AUTOCICATRIZAÇÃO DE CONCRETOS MICROFISSURADOS (*SELF-HEALING*)

O concreto submetido a danos ou sujeito a processos de degradação apresenta um potencial de auto-recuperação. Na última década, essa característica vem chamando a atenção da comunidade científica, principalmente devido à possibilidade de se constituir em uma ferramenta promissora para tornar obras de infraestrutura mais duráveis e sustentáveis (TANG, KARDANI, CUI, 2015). A pesquisa sobre a auto cura de materiais cimentícios obteve grande impulso a partir dos trabalhos apresentados pelo grupo de White et al. (2001).

O conceito da autocicatrização do concreto foi inspirado na área de ciências biológicas, a partir de auto reparação de tecidos de plantas, microrganismos e seres humanos. O objetivo da adoção de medidas que promovam os processos de auto cura é estender a vida útil de estruturas de concreto e de sistemas construtivos que utilizem materiais cimentícios (PETER et al., 2016).

Autocicatrização, auto-selagem e cicatrização autógena são termos em geral empregados como sinônimos, sendo que autocicatrização é o mais comum (ter Heide, 2005). Segundo o autor, a denominação “autógena” enfatiza que o concreto cicatriza sem nenhuma ajuda do exterior.

Segundo o Comitê Técnico do RILEM (ROOIJ et al., 2013), a autocicatrização (*self-healing*) foi definida como qualquer processo do próprio material que envolva a sua recuperação/melhoria de desempenho, após uma ação que tenha reduzido seu desempenho. De um modo geral, esse processo pode ser classificado como autonômico e autógeno.

No processo autonômico, a recuperação utiliza materiais que não estão presentes no sistema, mas que foram concebidos e incorporados para promoverem a autocicatrização.

Diversos pesquisadores (Ramachandran e Ramakrishnan (2001); Ghosh e Mandal (2005); Wang et al. (2014), Khaliq e Ehsan (2016), Zhang et al. (2016), entre outros.) têm focado suas pesquisas na recuperação de microfissuras em concretos pela atividade microbiana de bactérias. O processo de auto cura está diretamente relacionado à produção de carbonato de cálcio que depende de muitos fatores, incluindo o pH do concreto, carbono inorgânico dissolvido, locais de nucleação e presença de íons de cálcio em toda a mistura (HAMMES et. al., 2003). Além disso, outras variáveis como o tipo de bactérias, suas concentrações variadas,

Influência da microfissuração causada nas primeiras idades na durabilidade de concretos ao longo do tempo (*self-healing*).

vários procedimentos de cura e material usado para incorporação de bactérias também contribuem para a auto cura eficiente do concreto (KHALIQ e EHSAN, 2016).

Para Wang et al. (2014) as estratégias de auto cura são consideradas uma solução promissora para reduzir os elevados custos de manutenção e reparação das infraestruturas de concreto. Os pesquisadores investigaram um processo de auto cura bacteriana baseada no uso de esporos bacterianos encapsulados em hidrogel (bio-hidrogel). Para a análise da auto cura dentro dos espécimes, os autores utilizaram a microtomografia computadorizada de raios-X de alta resolução. A quantidade total e a distribuição dos produtos de cicatrização em toda a matriz foram investigadas. O estudo indicou que os espécimes incorporados com bio-hidrogel tinham eficiência de cura melhorada (entre 70% a 100% para microfissuras menores que 0,3mm) em comparação com os de referência com hidrogel puro apenas. A razão volumétrica total do produto de cicatrização nos espécimes com bio-hidrogel foi de 2,2%, que foi cerca de 60% maior do que para os com hidrogel puro (1,37%).

No processo autógeno a recuperação utiliza materiais que estão presentes no próprio sistema, ou seja, que não foram especificamente concebidos para a autocicatrização.

Um exemplo deste tipo de autocicatrização foi identificado em postes de concreto utilizados em Shiga (Japão), para a rede de suprimento de energia. Hosoda et al. (2012) investigaram o mecanismo de autocicatrização dessas fissuras (causadas pela corrosão da armadura devido à exposição às intempéries por 34 anos), extraíndo amostras do concreto dos postes para a realização de análises de microscopia e de difração de raios X. Os autores verificaram que as fissuras foram naturalmente preenchidas com CaCO_3 e etringita. Embora fissuras de aproximadamente 200 μm de largura não estivessem completamente curadas, as fissuras com uma largura menor (de 50 a 100 μm) foram bloqueadas com precipitados. Os precipitados, segundo os autores, foram observados principalmente perto da interface entre a matriz e a fissura.

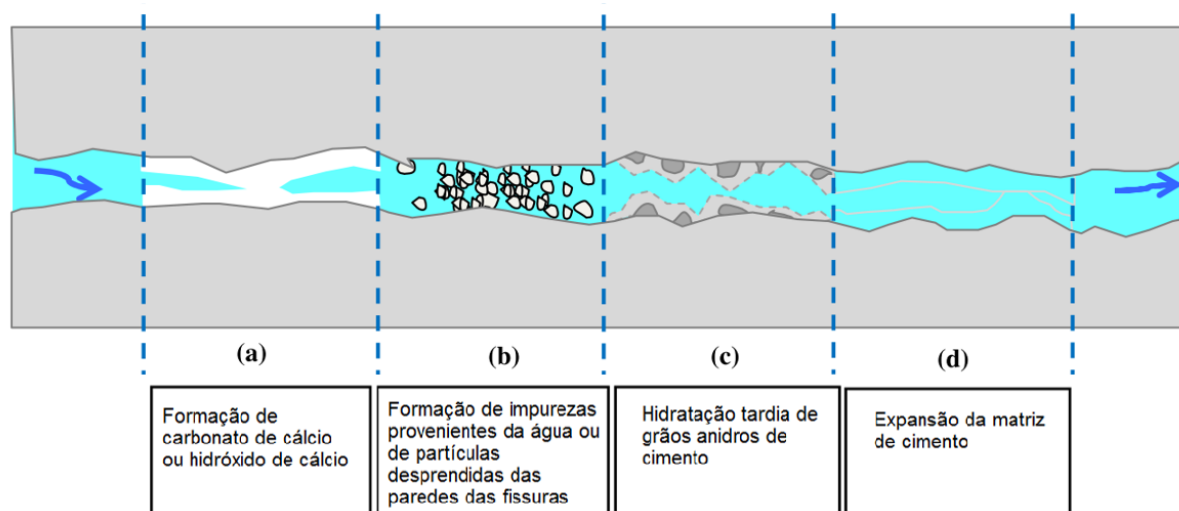
Em resumo, a autocicatrização das fissuras pode ser natural, ou artificial. No processo natural ou passivo, o fenômeno ocorre devido ao potencial para a autocicatrização dos materiais cimentícios. No processo artificial, são utilizados materiais específicos que, em função de suas propriedades (exemplo: ductilidade), potencializam a capacidade de autocicatrização do concreto, aumentando, assim, sua durabilidade (WU et al., 2012).

2.4.1 Mecanismos da autocicatrização natural de concretos

O concreto tem um potencial de cura inerente, chamado de cura autógena, que pode ocorrer em elementos comuns de concreto, mas seu poder é limitado e não é previsível. Neville, em 1981, já mencionou esse fenômeno e propôs as causas para a cura autônoma. Ele descobriu que as fissuras finas podem cicatrizar completamente sob condições úmidas e explicou esse fenômeno tanto pela hidratação retardada do cimento não hidratado quanto pela carbonatação. Mais tarde, esses processos foram estudados por Hearn (1998), Edvardsen (1999) e ter Heide (2005): todos os autores concordaram que os principais processos responsáveis pela auto cura foram a hidratação retardada para o concreto jovem enquanto a carbonatação era mais relevante para elementos de concreto mais antigos (ROIG-FLORES et al., 2015).

Com base na literatura (ter Heide, 2007; Wu et al., 2012; Lv e Cheh, 2013, entre outros), os principais mecanismos associados ao fenômeno da autocicatrização natural estão apresentados na Figura 2.13.

Figura 2.13 – Mecanismos de autocicatrização natural no concreto.



Adaptado de ter Heide (2007).

Pesquisas mais recentes (Wu et al., 2012; Lv e Cheh, 2013), confirmam que os principais mecanismos de auto cura de concretos correspondem aos esquemas de formação de carbonato de cálcio ou hidróxido de cálcio e de hidratação tardia de grãos anidros de cimento (itens (a) e (c) da Figura 2.13). Ou seja, a autocicatrização de fissuras em concretos jovens, está relacionada à hidratação tardia de grãos anidros de cimento, enquanto que, em concretos

maduros, ocorre principalmente devido à formação de carbonato de cálcio. Em muitos casos, mais de um desses processos pode ocorrer simultaneamente. Esta cicatrização pode ser parcial ou, em casos menos frequentes, pode haver a selagem completa da fissura (YANG et al., 2009).

O principal mecanismo de autocicatrização autógena ocorre através da produção de silicato de cálcio hidratado (C-S-H), produto da hidratação do cimento que confere resistência à pasta de cimento hidratada, portanto as propriedades mecânicas podem ser recuperadas (ver item c da Figura 2.13). Conforme Li et al. (2007), o silicato tricálcico (alita) e o silicato dicálcico (belita) reagem com a água, formando o C-S-H (silicato de cálcio hidratado) e CH (hidróxido de cálcio).

Como se sabe, o silicato tricálcico reage mais rapidamente, por conter mais cálcio reativo, sendo, portanto, responsável pela resistência do concreto nas primeiras idades. O silicato dicálcico reage mais lentamente, sendo responsável pela resistência nas idades mais avançadas (LI et al., 2007). A hidratação continuada ocorre quando alguns grãos de cimento contendo alita e belita não reagem completamente. Resultam, assim, em núcleos anidros, envolvidos por C-S-H hidratado e CH (hidróxido de cálcio), constituindo-se num encapsulado natural de minerais reativos, dispersos no concreto de modo mais ou menos uniforme. Quando ocorre a fissuração do concreto, esse material encapsulado é exposto à atmosfera e, na presença de água, começa a re-hidratar, havendo uma expansão volumétrica que pode preencher as fissuras, promovendo sua selagem parcial ou completa (LI et al., 2007).

A continuidade da hidratação de grãos anidros pode ocorrer em todas as misturas contendo cimento Portland. Sistemas cimentícios contendo adições de aluminossilicatos, como cinza volante, sílica ativa, cinza de alto forno, ou argila, podem favorecer a capacidade de autocicatrização devido à reação pozolânica (LI et al., 2007).

2.4.2 Fatores que influenciam a autocicatrização de concretos

Uma das condições essenciais para que ocorra a autocicatrização do concreto é que exista disponibilidade de grãos de cimento não hidratados, para que possam se re-hidratar e preencher as fissuras com os hidratos formados. Para tanto, outra condição básica é a presença de água para possibilitar a reação de hidratação dos cimentos remanescentes (LI e YANG, 2007; YANG et al., 2011; LI, 2013).

Entre os fatores que influenciam a autocicatrização natural do concreto, destacam-se composição do concreto, relação a/c, tipo de cimento, teor de agregado. Além disso, o grau do dano e a idade do concreto quando ocorreu a primeira fissura, as condições de umidade relativa para a autocicatrização do concreto, o período e o tipo de cura, entre outros (ZHONG e YAO, 2008).

2.4.2.1 Influência da relação a/c

O principal mecanismo da autocicatrização de fissuras em concretos jovens são a disponibilidade de grãos anidros de cimento e a presença da água. A hidratação irá ocorrer enquanto houver água disponível, enquanto houver acesso aos grãos anidros de cimento e enquanto houver espaço para a deposição dos produtos da hidratação. A taxa da hidratação será afetada quando houver fissuração, criando um caminho preferencial para a exposição do material anidro (HEARN, 1998).

Arougues (2012) afirma que não foi possível detectar um efeito claro da relação a/c das argamassas microfissuradas e estudadas sobre a cinética de auto cura. Para o autor, de um modo geral, os resultados sugerem que a relação a/c utilizada (0,35-0,60) não foi um fator chave para controlar a cinética e a auto cura de argamassas armazenadas em ambiente úmido (100% de umidade relativa).

2.4.2.2 Influência da cura

A umidade relativa exerce grande importância na capacidade de autocicatrização das fissuras (ABDEL-JAWAD e HADDAD,1992; TER HEIDE e SCHLANGEN, 2007; LI e YANG, 2007; YANG et al., 2011; ROIG-FLORES et al., 2015; HUNG, 2016).

Abdel-Jawad e Haddad (1992) estudaram o efeito do pré-carregamento por compressão axial (60%, 75%, 90% e 100% com relação à carga de ruptura) nas propriedades mecânicas de concretos com relações a/c 0,50 e 0,70. Os pré-carregamentos foram aplicados nos corpos de prova nas idades de 8, 16, 24 e 72 horas. Após o pré-carregamento, as amostras foram submetidas a dois tipos de cura (imersão em água e cura seca, em laboratório) e, posteriormente, foram analisadas quanto à capacidade de autocicatrização das fissuras e restabelecimento da resistência à compressão, através do ensaio de velocidade da onda ultrassônica. Para uma melhor análise do desempenho dos concretos, as amostras pré-carregadas foram comparadas com amostras de referência (não submetidas aos pré-

carregamentos). Os autores concluíram que os níveis de carregamento de até 90% da carga de ruptura, aplicados após a idade de 8 horas, não exerceram influência na resistência à compressão dos concretos. Observaram também, que a cura por imersão em água é essencial para o restabelecimento da resistência em corpos de prova submetidos às condições de cicatrização. Abdel-Jawad e Haddad (1992), também enfatizam que a completa cicatrização dos concretos não significa restabelecimento total da resistência à compressão.

Jacobsen, Marchand e Boisvert (1996) estudaram os efeitos da fissuração e da auto cura na migração de cloretos e na resistência à compressão axial de concretos ($a/c = 0,40$) submetidos a um processo de microfissuração por ciclos de gelo e degelo. Após 24 horas da confecção dos concretos, as amostras foram removidas dos moldes cilíndricos e submetidas à cura úmida (100% de umidade relativa) por um período de quatro meses. Posteriormente, foram submetidas a ciclos de gelo/degelo (realizado de acordo com A ASHTO T-1 6 1). Após o processo de microfissuração por gelo/degelo, as amostras foram armazenadas em água saturada com cal, a 20 °C, durante três meses, para permitir o processo de auto cura das amostras. Os resultados mostraram que a auto cura promoveu uma recuperação de aproximadamente 10% do valor inicial da resistência à compressão axial. Segundo os autores, a taxa de migração de cloretos nos concretos auto curados foi reduzida em 28-35%.

Ter Heide e Schlangen (2007), estudaram o efeito da autocicatrização de fissuras nas propriedades mecânicas em corpos de prova prismáticos (4 x 4 x 16cm), produzidos com cimentos de endurecimento rápido e lento. Com o objetivo de medir a abertura das fissuras formadas (50 μ m), os concretos produzidos foram pré-carregados à flexão (realizando-se medições das deformações através de dispositivos do tipo LVDT na face inferior dos corpos de prova (parte central)) na idade de 1 dia. Após as fissuras atingirem a espessura desejada, parte das amostras receberam a aplicação de forças de compressão nas intensidades de: 0,0; 0,5; 1,0 e 2,0 N/mm². Posteriormente, todos os concretos foram armazenados submersos em água e em câmaras climatizadas com umidade relativa de 95% e 60%, por 25 dias. Os resultados da pesquisa indicaram que a aplicação da força de compressão contribuiu para a recuperação da resistência. Os autores observaram que a resistência à flexão dos corpos de prova de referência foi menor do que a dos pré-fissurados e curados submersos em água e que, entre estes, os que receberam a aplicação da força de compressão apresentaram o melhor desempenho. Além disso, concluíram que apenas os corpos de prova armazenados submersos em água apresentaram recuperação total de suas capacidades resistentes. Os demais corpos de

prova, armazenados em ambientes com UR% de 60% a 95%, apresentaram quase nenhum aumento de resistência.

Roig-Flores et al. (2015) estudaram o efeito de auto cura de concretos com uma adição cristalina em comparação a concretos de referência em quatro tipos distintos de exposição ambiental: imersão em água; contato com água; câmara úmida (20°C e 95% \pm 5% de umidade relativa (UR)) e exposição ao ar em condições normais de laboratório (17 ° C e 40% de umidade relativa). As amostras cilíndricas (\varnothing 150-150 mm) foram pré-fissuradas com a idade de 2 dias, através de um teste de separação para atingirem uma largura de fissura entre 0-0,3mm e o tempo estabelecido para cicatrização foi de 42 dias. A cicatrização foi estudada por meio de testes de permeabilidade e o fechamento físico da fissura foi observado por microscópio óptico. Os resultados mostraram um comportamento de cicatrização diferente dependendo da exposição e da presença da mistura cristalina, demonstrando que a presença de água é necessária para as reações de cicatrização. Foi obtida uma taxa de auto cura mais estável para espécimes feitas com concreto contendo a adição cristalina do que para as amostras de referência. Os espécimes imersos em água e em contato com a água obtiveram taxas de cicatrização mais altas. No entanto, a exposição que mostrou o melhor comportamento de cicatrização foi a de imersão em água.

Em 2016, Roig-Flores et al. realizaram outro estudo para a análises das propriedades de auto cura de concretos de idade precoce, utilizando uma adição cristalina (4% pelo peso de cimento). Para tanto, esses pesquisadores analisaram a auto cura através da medição da permeabilidade a água de espécimes microfissurados. Foram estudadas duas classes de concreto (de resistência normal e de alto desempenho) e três condições de cura: imersão em água a 15 °C, a 30 ° C e cura por ciclos de molhagem e secagem. Os espécimes foram pré-fissurados aos 2 dias, para valores de largura de fissura na ordem de 0,10-0,40 mm. Os testes de permeabilidade foram realizados um dia após a pré-fissuração e antes da exposição aos diferentes ambientes de condicionamento, e no final de um período de condicionamento de 42 dias. Segundo os autores, os resultados dos ensaios de permeabilidade à água mostraram uma capacidade de cicatrização quase perfeita para espécimes curados sob água a 30 °C, melhor do que para espécimes curados sob água a 15 °C, enquanto insuficiente para a exposição de cura que envolvia os ciclos de molhagem e secagem dos espécimes.

O estudo desenvolvido por Hung (2016) investigou o desempenho de auto cura a médio prazo de argamassas (240 x 60 x 15mm) com três proporções em peso de cinza volante por cimento

(1,2; 1,6 e 2,0) e com a/c de 0,32. Em todas as misturas foi adicionada uma fração volumétrica de 2% de fibras de álcool polivinílico (PVA). Os espécimes foram desmoldados após 24 h e mais tarde curados à temperatura ambiente (23 ± 2 °C) durante 28 dias. Posteriormente, foram deixados à cura ao ar em ambiente laboratorial com $60 \pm 5\%$ de UR e 23 ± 2 °C, até a idade de 180 dias, quando foram submetidos a um processo de microfissuração. Após esse processo, os espécimes foram expostos a três ambientes diferentes: submerso em água, em ambiente externo de alta umidade ($21,4$ °C e $77,4\%$ de UR) e em ambiente de laboratório, com umidade controlada (23 ± 2 °C e $50 \pm 5\%$), por 7, 28 ou 90 dias antes da avaliação do desempenho de auto cura. O desempenho de auto cura a médio prazo foi quantificado utilizando um teste de frequência de ressonância seguido de um teste de tensão uniaxial. Os resultados dos ensaios sugerem que, enquanto a água está presente no ambiente, os compósitos cimentícios têm moderada capacidade de auto cura a médio prazo, e podem recuperar parcialmente suas propriedades mecânicas de tensão.

2.4.2.3 Influência do tipo de cimento

A autocicatrização de concretos produzidos com o cimento Portland de endurecimento rápido e com o cimento Portland com escória de alto forno, de endurecimento lento foi estudada por ter Heide e Schlangen (2007). O concreto produzido com o cimento de endurecimento rápido, na idade de 1 dia, apresentou resistência muito mais elevada em relação ao concreto com cimento de escória de alto forno, como esperado. Após a autocicatrização, na idade de 15 dias, ambos os concretos apresentaram recuperação da resistência à flexão, contudo, o concreto com cimento Portland de endurecimento rápido apresentou ganho notável de resistência. Esse resultado, segundo os autores, pode ser associado ao fato desse tipo de cimento apresentar maior quantidade de grãos anidros de cimento e, conseqüentemente, maior potencial para autocicatrização das fissuras.

Zhang, Qian e Ma (2014) investigaram as propriedades mecânicas e o comportamento de auto cura de amostras prismáticas de argamassas com diferentes relações de cinzas volantes/cimento (cv/c: 1,2; 2,2 e 4,0). As propriedades mecânicas das misturas foram determinadas pelos ensaios de resistência à compressão axial. O comportamento de autocura dos espécimes foi investigado pelo teste de sortividade e teste rápido de penetração de cloreto. Todos os espécimes foram desmoldados na idade de 24 h, e depois curados a $95 \pm 5\%$ de U.R, a 20 °C, até a idade de 28 dias. Aos 28 dias, exceto para as amostras de referência, as argamassas foram pré-carregadas de modo a produzir microfissuras. Após o pré-

carregamento, parte das amostras foi ensaiada quanto às suas propriedades mecânicas e de auto cura, e parte foi acondicionada em cura em água por mais 30 e 60 dias. Os autores concluíram que tanto a resistência à compressão quanto a largura das microfissuras diminuíram com o aumento do volume de cinzas volantes nas argamassas. Os resultados dos testes de sortividade mostraram que a mistura com a maior relação de cinzas volantes/cimento apresentaram melhor comportamento de auto cura. Com relação ao teste rápido de cloretos, concluíram que inicialmente as microfissuras forneceram um caminho preferencial para a carga passante em comparação com os das amostras virgens (referência). No entanto, depois da continuidade da cura em água, as microfissuras foram seladas devido ao comportamento de auto cura, reduzindo a carga passante a valores próximos aos das amostras de referência.

Hung (2016) também concluiu em sua pesquisa sobre a avaliação de auto cura de compósitos cimentícios com adições minerais, nas idades de (7, 28 e 90 dias), que as misturas com maiores volumes de cinzas volantes apresentaram um maior potencial de continuar a auto cura a médio prazo, quando submetidos à cura submersa em água. Ensaios de microscopia eletrônica de varredura e análises de raios - X de dispersão de energia foram empregados para observar a microestrutura da fissura cicatrizada e para identificar o produto de cura, a médio prazo. Segundo o autor, os principais componentes da precipitação foram CaCO_3 e C-S-H. Em particular, a proporção de C-S-H no produto de cicatrização, segundo o autor, aumentou juntamente com a quantidade de cinzas volantes e a duração da exposição à água.

2.4.2.4 Influência da tensão aplicada

O tipo de tensão aplicada (compressão, tensão ou flexão), a taxa e o nível de carregamento, exercem influência na geração de fissuras no elemento de concreto, bem como no padrão das fissuras geradas, de acordo com Banthia e Bhargava (2007).

Pesquisadores como KERMANI⁸, 1991, *apud* HOSEINI et al., 2009; SAMAHA e HOVER⁹, 1992, *apud* HOSEINI et al., 2009; LIM et al., 2000; BHARGAVA e BANTHIA, 2006, tem observado que concretos submetidos a um carregamento à compressão entre 30% e

⁸ Kermani A. Permeability of stressed concrete. *Build Res Inf.* 1991; 19 (6):360-6.

⁹ Samaha, H.R, Hover, K.C. Influence of microcracking on the mass transport properties of concrete. *ACI Master*, 1992; 89 (4): 416-24.

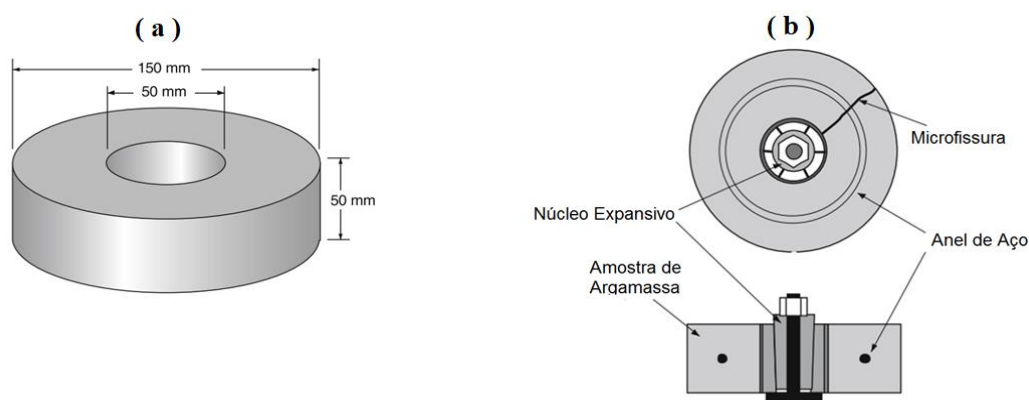
40% da carga última de ruptura apresentaram pequeno aumento na permeabilidade de concretos a íons cloreto.

2.4.2.5 Influência da largura da fissura

As fissuras devem estar conectadas para influenciar a migração de água e cloretos. A geometria das fissuras, em particular a largura e a tortuosidade impactam significativamente a permeabilidade do concreto (BREYSSE e GERARD¹⁰, 1997; GERARD et al.¹¹, 1996, *apud* HOSEINI et al., 2009).

Gagné e Argouges (2012) investigaram a auto cura natural de argamassas usando medições de fluxo de ar através de uma única microfissura de geometria controlada (Figura 2.14). As argamassas foram confeccionadas com relação água/cimento (a/c) nas razões de 0,35, 0,45 e 0,60. Para cada tipo de argamassa, foram criadas três categorias de microfissuras: 50 ± 15 , 105 ± 15 e 220 ± 35 μm . As argamassas foram fissuradas na idade de 28 dias e 6 meses e posteriormente armazenadas ao ar, a 23°C e 100% de umidade relativa (UR), durante 5 meses; para simular as condições ambientais para estruturas de concreto ao ar livre. Foi introduzido nas amostras um anel de aço embutido para simular uma barra de reforço que equilibra as tensões internas, após a fissuração.

Figura 2.14 – (a) Dimensão das amostras e argamassa e (b) Amostra de argamassa, anel de aço embutido e núcleo expansivo.



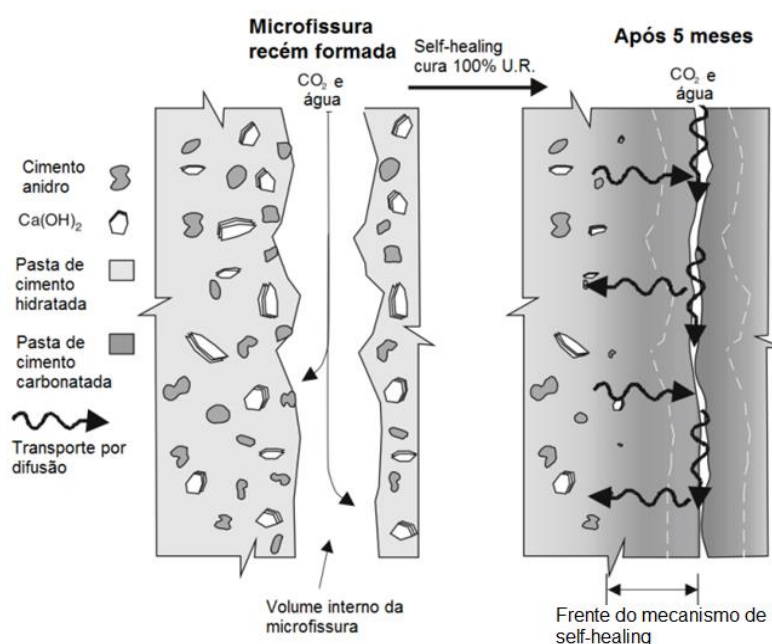
Adaptado de Gagné e Arouges (2012).

¹⁰ Breysse, D., Gerard, B., Transport of fluids in cracked concrete: In: Reinhardt HW, editor. RILEM report n.16: penetration and permeability of concrete. E&FN. Spon, 1997. P. 123-54.

¹¹ Gerard, B., Breysse, D., Ammouche, A., Houdusse, O. Didry, O. Cracking and permeability of concrete under tension. RILEM. Mater Struct, 1996; 29(3): 141-51.

Durante o primeiro mês, observou-se que a cinética de auto cura foi notavelmente mais rápida. O mecanismo de auto cura envolveu, principalmente, a carbonatação e a formação de produtos de hidratação secundária no volume de microfissuras (Figura 2.15).

Figura 2.15 – Visão esquemática do mecanismo da *self-healing* em argamassas curadas por cinco meses em ambiente com 100% de umidade relativa (UR).

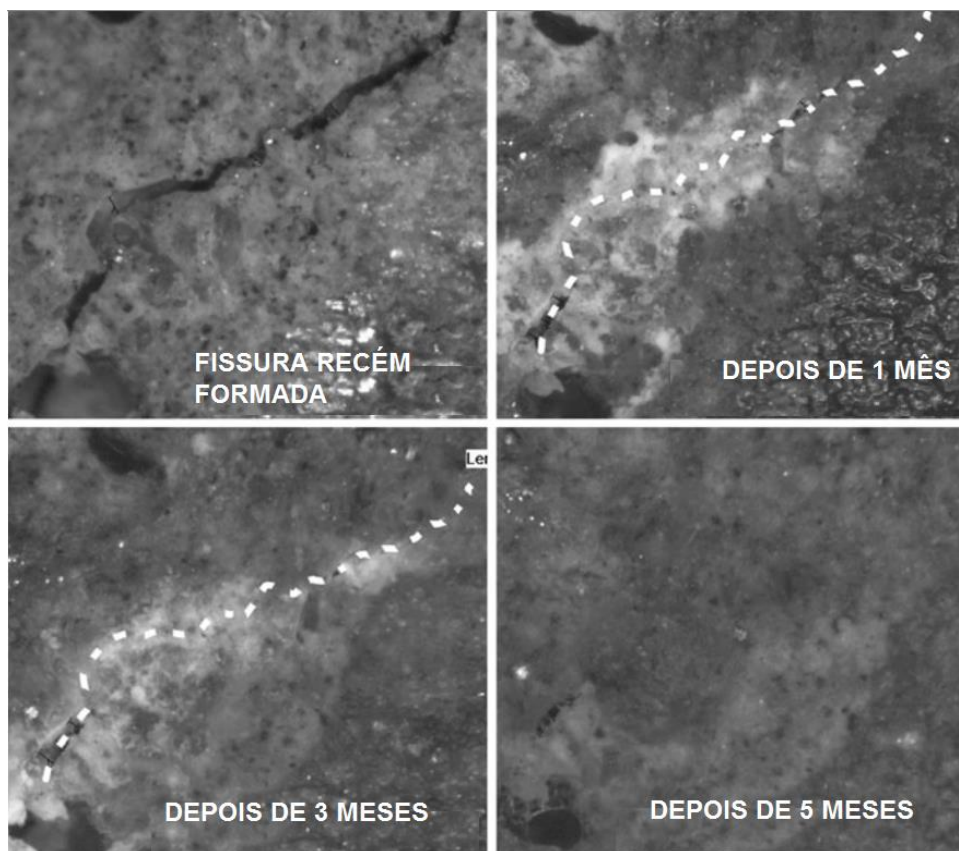


Adaptado de Gagné e Arouges (2012).

Os autores concluíram que para microfissuras finas ($50 \mu\text{m}$), a taxa de auto cura foi lenta ($5\text{-}10 \mu\text{m}/\text{mês}$). Para fissuras maiores ($200\mu\text{m}$), a taxa de auto cicatrização foi mais rápida ($15\text{-}30 \mu\text{m}/\text{mês}$), pois não havia limitação de espaço para a formação de produtos de auto cura e também porque a abertura efetiva da fenda permanece alta o suficiente para o fornecimento de CO_2 externo e de água. Para aberturas de microfissuras superiores a $300\mu\text{m}$, o nível de auto cura natural final foi inferior a 20% após 5 meses.

A Figura 2.16 apresenta o mecanismo de *self-healing* observado por Gagné e Arouges (2012) em uma argamassa com relação a/c de 0,35.

Figura 2.16 – Aspecto visual de uma microfissura de 64 μ m depois de 1, 3 e 5 meses em ambiente com 100% de U.R. (argamassa com relação a/c=0,35).



Adaptado de Gagné e Arouges (2012).

A Figura 2.16 mostra o aspecto visual num dado local de uma microfissura com abertura inicial de 64 μ m ($a/c = 0,35$). Imediatamente após a fissuração, a microfissura é claramente visível, de modo que a abertura da fenda pode ser medida usando um microscópio de vídeo. No entanto, após 5 meses, a 100% de U.R., a microfissura quase desapareceu, tornando-se difícil medir a abertura da microfissura residual.

Em suas pesquisas, Li e Yang (2007) observaram que para a ocorrência de auto cura, os materiais cimentícios devem apresentar microfissuras com largura menor do que 150 μ m. Segundo os autores, o desempenho mais satisfatório de auto cura é alcançado quando para larguras de microfissuras inferiores a 50 μ m.

Com relação ao comprimento das fissuras, alguns pesquisadores (SAMAHA e HOVER¹², 1992; ALDEA et al.¹³, 2000; *apud* HOSEINI et al., 2009) verificaram não haver efeito significativo na permeabilidade.

Para Hager et al. (2010), o tamanho máximo da microfissura e, mais importante, a largura da microfissura e sua variação dimensional (dilatação e contração), continuam a ser questões abertas.

2.4.2.6 Influência da idade de carregamento

Banthia et al. (2005) observaram em sua pesquisa que cargas impostas em concretos com idades precoces de 1 e 3 dias (quando o concreto ainda não adquiriu significativa resistência), tendem a aumentar a permeabilidade. Segundo os autores, a aplicação precoce de carga, que muitas vezes ocorre em obras, pode aumentar significativamente a permeabilidade das estruturas em serviço e interferir na sua durabilidade. No entanto, perguntas como qual o nível de estresse é aceitável, e a partir de qual idade pode ser aplicado, permanecem sem resposta.

Ter Heide e Schlangen (2007) observaram claramente que existe um decréscimo da recuperação da resistência de concretos pré - fissurados em idades maiores, com relação aos pré-fissurados em idades menores.

Argouges (2012) concluiu em sua pesquisa que a idade no momento da fissuração das argamassas (28 dias e 6 meses) somente desempenhou um papel menor na cinética de auto cura (*self-healing*) das microfissuras.

Segundo Hung (2016), estudos extensivos têm demonstrado que compósitos cimentícios jovens submetidos a um processo de microfissuração têm potencial para alcançar auto cura eficaz.

¹² Samaha, H. R., Hover, K.C. Influence of microcracking on the mass transport properties of concrete. ACI Master [1992, 89 (4), 416-24.

¹³ Aldea, C-M, Ghandehari, M., Shash, S.P., Karr, A. Estimation of water flow through cracked concrete under load. ACI Master, [2000; 97 (5):567-75.

2.5 UTILIZAÇÃO DE ÍONS CLORETO COMO TÉCNICA PARA MONITORAR O PROCESSO DE AUTO CURA DE CONCRETOS (*SELF-HEALING*)

De acordo com o anexo nacional francês do EC2-Part1.1 (2005), para ambientes que contêm cloreto, o limiar máximo de largura de fissuração prescrito é igual a 200 μm . No entanto, para alguns pesquisadores (Know et al., 2009), microfissuras ainda menores podem aumentar a profundidade de penetração de cloretos em estruturas de concreto.

Darquennes et al. (2016) reforçam que é fundamental compreender melhor a influência da fissuração na difusão de cloretos para melhorar a vida útil das estruturas de concreto. Segundo os autores, existem poucos estudos abordando o efeito da microfissuração sobre o íon cloreto.

Algumas pesquisas disponíveis na literatura (Ismais et al., 2008; Ozbay et al. (2013); Sahmaran, Yildirim, Erdem (2013); Darquennes et al. (2016); entre outros) têm apontado a penetração a íons cloreto como uma técnica eficaz para monitorar a auto cura de argamassas e concretos submetidos a danos mecânicos.

Para quantificar a capacidade de auto cura na durabilidade de compósitos cimentícios, Darquennes et al. (2016), realizaram testes de migração de cloretos em misturas de argamassa com cimentos de escória de alto forno microfissuradas em idade precoce. Foram estudadas três composições de argamassa: uma argamassa de cimento Portland puro, uma argamassa de cimento de escória de alto forno e uma argamassa misturada com 50% de cimento Portland puro e 50% de escória de alto forno moída. O coeficiente de migração de cloretos foi determinado por testes de migração acelerada de cloreto. As amostras cilíndricas (110 mm de diâmetro e 220 mm de altura) foram armazenadas numa sala a $23\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 1\text{ }^{\circ}\text{C}$ e $45\% \pm 5\%$ de umidade relativa, após a mistura. Os moldes foram removidos após 2 dias e os espécimes foram armazenados sob água a $23\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 1\text{ }^{\circ}\text{C}$, até as datas dos ensaios (7, 21 e 28 dias). Os autores concluíram que as argamassas com escória de alto forno apresentaram uma melhor resistência à penetração de cloretos. No entanto, na presença de microfissuras, as propriedades de transporte foram fortemente modificadas. Neste caso, segundo os autores, o parâmetro principal que afetou a migração do cloreto foi a largura das microfissuras e não as características do material. Os autores também observaram que microfissuras com larguras

superiores a 100 μm reduziram significativamente os benefícios do uso da escória de alto forno para limitar a penetração de cloretos.

Ozbay et al. (2013) estudaram a capacidade de auto recuperação de compósitos cimentícios contendo dois teores distintos de cinza volante (55% e 70% em massa de material total de cimento). Um teste de resistência à compressão foi aplicado para gerar microfissuras nas amostras cilíndricas, que foram pré-carregadas até sua capacidade máxima de deformação de 85% aos 28 dias. Após o pré-carregamento, as amostras foram expostas a diferentes regimes contínuos de cura (cura submersa, cura ao ar e cura por ciclos de secagem e molhagem) até a idade de 60 dias. A extensão do dano foi determinada por meio de testes de permeabilidade rápida a cloretos, por ensaios de ruptura à compressão axial e por observação microscópica, após o processo de cura. Segundo os autores, as microfissuras induzidas por pré-carga mecânica aumentaram significativamente os valores de penetração de cloretos das misturas estudadas. Observaram também que o efeito da pré-carga mecânica sobre a resistência à penetração de íons cloreto das misturas com 70% de cinza volante foi menor em comparação às misturas com 55% de cinza volante. Os resultados da pesquisa também indicaram que a cura submersa e a cura por ciclos de molhagem/secagem contribuíram para acelerar o processo de cicatrização das fissuras e, com isso, melhoraram as propriedades mecânicas das amostras investigadas. Os autores atribuíram o processo de auto cura a dois fatores: a menor largura das microfissuras geradas (30 a 70 μm) e à maior quantidade de material cimentício não hidratado disponível para posterior hidratação. Reforçam, ainda, que a capacidade de auto cura dos compósitos cimentícios estudados foi diretamente influenciada pelas condições de cura e pela composição química das misturas.

Sahmaran, Yildirim e Erdem (2013) estudaram as condições de cura e permeabilidade a íons cloreto de compósitos cimentícios confeccionados com diferentes materiais suplementares (dois tipos distintos de cinza volante com baixo e alto teor de cálcio e uma escória de alto forno) e fibras de PVA (2%), submetidos à deterioração mecânica por carregamento (microfissuras). As argamassas foram confeccionadas com relação água/cimento (a/c) de 0,27 e com adição mineral ao cimento Portland (cinza volante/cimento ou escória/cimento) de 2,2. Para o desenvolvimento da pesquisa foram confeccionados espécimes cilíndricos de \varnothing 100 x 200 mm. Os moldes foram removidos após 24 horas e as amostras foram colocadas em água saturada de cal a 23 ± 2 °C durante 60 dias (para garantir um grau avançado de hidratação do cimento Portland e atividade pozolânica). Após esse período, as amostras foram pré-

carregadas para diferentes níveis de deformação, a uma taxa de carregamento de 0,005 mm/s. Posteriormente ao carregamento, os espécimes foram expostos a três condições distintas de cura (cura úmida, cura ao ar e cura com ciclos de congelamento-descongelamento), por um período de 2 meses. Os resultados da pesquisa mostraram uma redução da penetração de íon cloreto com o tempo, independentemente das condições de cura adicionais aplicadas. No entanto, o efeito da cura úmida foi mais pronunciado, especialmente para os espécimes pré-carregados. Segundo os autores, os resultados encontrados reforçam a importância da água para posterior hidratação e auto cura de compósitos cimentícios. Além disso, concluíram que a eficiência da auto cura também estava diretamente relacionada com a largura das microfissuras geradas e com a composição química das misturas. Embora as amostras com cinzas volantes apresentassem maior quantidade de materiais cimentícios não hidratados e, portanto, como esperado, maior capacidade de auto cura, os autores observaram maiores evidências de auto cura nas misturas com incorporação de escória.

Maes, Tittelcoom e Belie (2014) determinaram a influência e a eficiência da cura de microfissuras (por meio de poliuretano encapsulado) em argamassas expostas a ambientes contendo cloretos. Para o estudo, foram realizadas duas misturas, uma com cimento Portland comum e outra em que 50% do cimento foi substituído por escória de alto-forno. Inicialmente, foram induzidas nos espécimes fissuras padronizadas com uma largura pré-definida de 100 μm e 300 μm , conforme método descrito por Audenaert et al. (2007). A profundidade das fissuras foi mantida constante a 15 mm para largura de microfissuras de 100 μm e, a 20 mm, para largura de microfissura de 300 μm . O comprimento da fissura foi mantida em 60 mm para todos os exemplares. Na idade de 28 dias, os exemplares foram ensaiados usando o teste de difusão conforme descrito em NT Build 443 (1995). Segundo os autores, os testes mostraram que a penetração dos cloretos aumentava com a variação da largura das fissuras. Concluíram, também, que, para todas as amostras, o poliuretano foi capaz de selar as fissuras e impedir que os íons cloreto penetrassem em 83% dos casos para as fissuras com largura inicial de 100 μm e, em 67%, para os casos das fissuras com largura inicial de 300 μm .

Em 2015, Wang et al. investigaram a influência de uma carga de compressão aplicada em compósitos cimentícios reforçados com fibras na penetração de cloreto, na absorção capilar e na auto cura de amostras pré-carregadas. Segundo os autores, as estruturas de concreto armado e os elementos estruturais na prática são, na maioria dos casos, portadores de carga.

Por esta razão, a influência de uma carga aplicada na penetração de cloreto e na absorção capilar deve ser levada em consideração na previsão realista da vida útil de estruturas. As misturas foram confeccionadas e submetidas a cura em ambiente de laboratório (20 °C) por 24 horas, posteriormente, os prismas (100×100×300 mm) foram submetidos a cura submersa a 90 °C durante 72 horas. Depois de arrefecer os espécimes para a temperatura ambiente, a resistência à compressão média dos corpos de prova (128,6 MPa) foi determinada. Todos os prismas foram carregados com idade de 4 dias com um estresse compressivo de 30%, 50% e 80% da resistência à compressão média. Segundo os autores, o pré-carregamento permitiu induzir três graus diferentes de danos na estrutura porosa do material. Após o carregamento, as amostras foram redimensionadas em quatro prismas idênticos (50×50×100 mm). Os prismas foram acondicionados em uma estufa ventilada a 50 °C até constância de massa. Parte das amostras foram postas em contato com água durante 24 horas para determinar a influência de um esforço de compressão aplicado sobre a absorção capilar e a segunda metade das amostras foi colocada em contato com solução de NaCl a 5% durante 28 dias. Após exposição a solução de cloreto durante 28 dias, foram determinados os perfis de cloreto das amostras. O teor de cloreto do pó obtido foi determinado por análise química. Para estudar o potencial de auto cura do material danificado (*self-healing*), os pesquisadores colocaram espécimes idênticos em solução saturada de Ca(OH)₂ por 28 dias, imediatamente após a aplicação do estresse compressivo. Após a auto cura, tanto a penetração de cloreto como a absorção capilar foram determinadas. Os autores concluíram que a variação da carga de compressão aplicada, implicou em um aumento da profundidade de penetração de cloreto e da taxa de absorção capilar. Também observaram, que a aplicação de uma tensão de compressão intermediária, correspondente a 30% da resistência à compressão, levou a um aumento significativo da absorção capilar. Concluíram que tanto o valor inicial do coeficiente de absorção capilar como a quantidade de líquido absorvido após um longo período de tempo aumentaram com a variação da tensão de compressão aplicada. Segundo os autores, a microestrutura do material foi danificada pela carga aplicada. Devido à formação de microfissuras, a porosidade da mistura aumentou e microfissuras recém-formadas facilitaram a penetração de cloretos e da água. Com relação as amostras pré-carregadas e submetidas a auto cura, verificaram que a absorção capilar e a taxa de penetração de cloreto foram reduzidas com o prolongamento do período de cura.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL: ETAPA 1

Neste capítulo serão abordadas sequencialmente as variáveis independentes e de resposta, a programação dos experimentos, o detalhamento dos ensaios realizados, o planejamento estatístico dos experimentos, a caracterização dos materiais utilizados e a produção dos concretos.

Para o desenvolvimento do programa experimental da **Etapa 1** foram produzidos concretos com diferentes tipos de cimentos e diferentes relações água/cimento. Nas idades iniciais de 1, 3 e 7 dias, parte dos concretos foram submetidos a um processo de pré-carregamento de diferentes intensidades e parte permaneceu intacta, para servirem como referência. A idade de controle dos ensaios mecânicos e de durabilidade ficou estabelecida em 28 dias (idade da maioria dos projetos estruturais).

3.1 MÉTODOS E MATERIAIS

3.1.1 Variáveis independentes e de resposta

O planejamento de um experimento é uma importante etapa do trabalho científico. É nessa fase que ocorre a definição das diretrizes que serão tomadas e a definição dos fatores controláveis mais relevantes.

Partindo dos objetivos do trabalho que é avaliar algumas propriedades mecânicas e de durabilidade de concretos submetidos a carregamento precoce, foram definidas as variáveis de resposta, relacionadas na sequência:

- a) penetração de cloretos;
- b) absorção de água por sucção capilar;

c) resistência à compressão axial.

A corrosão de armaduras devido à ação de íons cloretos (Cl^-) é um dos principais problemas que ocorrem nas estruturas de concreto armado, diminuindo a durabilidade dessas estruturas. É sabido que a entrada de íons cloreto no concreto pode ocorrer de diferentes maneiras. Entretanto, geralmente os cloretos responsáveis pela deterioração da armadura encontram-se disponíveis no ambiente em que a estrutura está exposta, e isso reflete a situação de muitas capitais brasileiras localizadas em área salina, como Rio de Janeiro, Recife, Salvador, Natal, Florianópolis, João Pessoa, Vitória e Aracajú (ANDRADE e RIZZON, 2007). Diante do exposto, enfatiza-se a relevância do estudo dessa variável de resposta.

A escolha da análise da durabilidade dos concretos, por meio da absorção de água, pode ser explicada pelo fato de que, nos sólidos porosos, a água é a causa de muitos tipos de processos de degradação, pois serve como veículo de transporte de agentes agressivos. Moléculas de água são muito pequenas e, assim, conseguem penetrar em cavidades ou poros extremamente finos. Como solvente, a água se destaca por sua capacidade de dissolver muito mais substâncias do que qualquer outro líquido conhecido. Essa propriedade justifica a presença de muitos íons e gases em algumas águas que, por sua vez, tornam-se fundamentais para a decomposição de materiais sólidos (MEHTA e MONTEIRO, 2008). A difusão por meio da água, segundo Neville (1997), é quatro vezes maior que pelo ar e uma vez que a penetração de cloretos e CO_2 (principais agentes de deterioração de armadura) tem a penetração controlada por esse mecanismo, o seu estudo se torna relevante.

A importância da resistência à compressão axial como fator de resposta se justifica por ser o parâmetro mais valorizado nos projetos estruturais e no controle da qualidade e está diretamente ligada à capacidade dos elementos de resistir a esforços sem que haja ruptura. Além disso, é a propriedade mais especificada em projetos de estruturas de concreto e sua determinação em laboratório é relativamente fácil, quando comparado a de outras propriedades como, por exemplo, módulo de elasticidade, permeabilidade, resistência a intempéries, entre outras (VIEIRA, 2008).

Definidas as variáveis de resposta, foram determinadas as variáveis independentes, ou fatores controláveis. A escolha das variáveis independentes embasou-se na relevância desses fatores para a variável de resposta. Neste estudo, as variáveis independentes adotadas foram:

- a) relação água/cimento;
- b) tipo de cimento;
- c) idade de carregamento dos concretos;
- d) nível de pré-carregamento;
- e) tipo de cura.

É de consenso geral a importância da relação água/cimento (a/c) como fator de controle, uma vez que esta variável influencia diretamente na formação da microestrutura e no comportamento do concreto frente à ação de agentes agressivos (NEVILLE, 1997; KUMAR e BHATTACHARJEE, 2002; RAMACHANDRAN, 2002; JACOBSEN, MARCHAND E BOISVERT, 1996; MEHTA E MONTEIRO, 2008; entre outros). Objetivando produzir concretos com diferentes microestruturas, foram adotados três níveis de relação água/cimento (0,35, 0,50 e 0,70). Pelo fato de propiciar pouca água livre, a relação água/cimento 0,35 permite que a matriz do concreto seja mais densa e menos propensa ao ataque de agentes agressivos. A relação água/cimento 0,50 corresponde a uma situação intermediária. Por fim, a relação água/cimento 0,70 corresponde a uma situação extrema, de excesso de água, resultando em concretos com microestrutura mais porosa e mais propícia ao ataque de agentes agressivos.

A composição dos concretos foi feita com diferentes tipos de cimento. A escolha dos aglomerantes baseou-se na diferenciação da sua composição química (cimentos com diferentes percentuais de adições minerais, especificamente cinza volante), uma vez que este fator implica diretamente nas propriedades mecânicas e de durabilidade dos concretos. A utilização de pozolanas traz benefícios para diversas propriedades do concreto (PAGE, 1986; ISAIA, 1995; ALVES, 2000; entre outros). Segundo Alves (2000) por se tratar de um material extremamente fino, sua adição proporciona um efeito físico através do tamponamento dos poros do concreto, diminuindo o volume de vazios, e um efeito químico, pela produção de C-S-H, através das reações pozolânicas. A composição química dos cimentos também influencia o comportamento dos concretos frente à penetração de cloretos (MEDEIROS et al., 1999). As fases aluminato e ferroaluminato do cimento, juntamente com a alumina das pozolanas, são responsáveis pela retenção de cloretos nas pastas hidratadas (FORTES, 1995; ISAIA, 1995; entre outros). Com estas reações, o fluxo de penetração de cloretos diminui

devido a menor concentração de íons livres na solução aquosa dos poros do concreto. Aliados a isso, no Brasil, boa parcela do cimento Portland comercializado possui percentuais de adições minerais na sua composição. Foram utilizados: cimento Portland composto com adição de material pozolânico (CP II Z), cimento Portland pozolânico e resistente a sulfatos (CP IV RS) e cimento Portland de alta resistência inicial (CP V ARI). O cimento Portland CPV ARI foi utilizado como referência, para comparação dos resultados, por apresentar baixo teor de adição (no máximo 5% de material carbonático-filler calcário).

As idades para a aplicação do carregamento nos concretos foram estabelecidas em: 1, 3 e 7 dias. O pré-carregamento para a idade de sete dias se justifica em virtude do ciclo da retirada do escoramento de estruturas (normalmente de sete dias). O carregamento imposto em concretos com idade de um dia corresponde a pior situação, em que as reações de hidratação estão iniciando e o concreto não apresenta resistência suficiente para suportar as cargas impostas, sem que sejam gerados danos na matriz cimentícia. A idade de três dias corresponde a uma situação intermediária, em que o concreto já iniciou o ganho de resistência, mas ainda não apresenta capacidade suficiente para suportar, de maneira eficiente, as solicitações impostas.

Com relação aos níveis de carregamentos, foram estabelecidos quatro percentuais da carga última: 0%, 25%, 50% e 75%. Este planejamento foi necessário para uma melhor análise tanto da influência do pré-carregamento, quanto do processo de formação de microfissuras. Acredita-se que a aplicação de diferentes níveis de carregamento nos concretos permitirá um melhor entendimento da formação de microfissuras nas primeiras idades e da sua influência frente à penetração de cloretos e absorção de água ao longo do tempo.

3.1.2 Método do programa experimental

As atividades laboratoriais desenvolvidas na **Etapa 1** foram executadas em duas fases. A primeira fase, realizada em um período de sete dias, correspondeu à execução dos concretos, desmoldagens e a aplicação dos pré-carregamentos dos concretos nas idades especificadas. A segunda fase, iniciada aos 28 dias (após o período de cura dos concretos), enfocou os ensaios mecânicos e de durabilidade.

Um dia após a moldagem, os corpos de prova ($\varnothing 10 \times 20$ cm) eram retirados das fôrmas e identificados. Do lote de concretos produzidos em uma moldagem (42 amostras), dois corpos

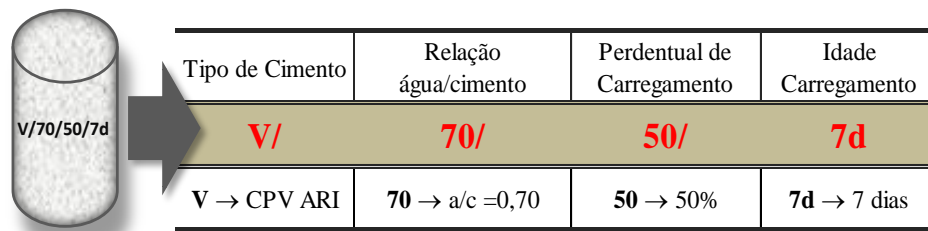
de prova eram rompidos para a determinação da resistência à compressão axial para a idade de um dia (carga de ruptura) e nove corpos de prova eram selecionados para serem submetidos aos pré-carregamentos nessa mesma idade. Do resultado médio de ruptura dos concretos eram calculados os percentuais de carregamentos que seriam aplicados nas amostras selecionadas. Das nove amostras, três amostras eram pré-carregadas a 25% da carga de ruptura, três amostras eram pré-carregadas a 50% da carga de ruptura e três amostras eram pré-carregadas a 75% da carga de ruptura. Após a aplicação das cargas, os concretos retornavam para a cura úmida, permanecendo em ambiente climatizado até a execução dos ensaios de durabilidade. O restante dos concretos, vinte e duas amostras, eram acondicionados em câmara úmida até a idade de três e sete dias. Nessas idades, as amostras passavam por um processo de pré-carregamento e acondicionamento em câmara úmida, semelhantes ao descrito para a idade de um dia.

A prensa utilizada para o pré-carregamento e ruptura dos corpos de prova era equipada com dispositivos que controlavam a taxa e a aplicação do carregamento, sendo o procedimento de ensaio interrompido quando o corpo-de-prova atingia o percentual de carga para o qual foi programado. A velocidade de aplicação do carregamento ao longo dos ensaios, para todos os percentuais de cargas, ficou estabelecida em 200 kN/min (aproximadamente 0,50 MPa/s); atendendo os requisitos da NBR 5739 (ABNT, 1994), que estabelece uma velocidade de carregamento de 0,3 MPa/s a 0,8 MPa/s.

A definição da velocidade de aplicação de carga foi obtida a partir de experiências realizadas em corpos de prova de mesma idade e provenientes da mesma moldagem. A partir da ruptura de três corpos de prova de referência, era calculado o valor médio de ruptura e sobre este valor eram definidos os percentuais de pré-carregamento que seriam aplicados nos demais corpos de prova (25%, 50% e 75% da carga de ruptura). Com os percentuais de carga definidos, ajustava-se a velocidade de aplicação de carga para 300 kN/min (0,71 MPa/s) e 200 kN/min (0,50 MPa/s). Observou-se que para a velocidade de 300 kN/min, alguns concretos na idade de 1 dia e com relação água/cimento alta (0,70) não suportavam a velocidade empregada e rompiam antes da aplicação total da carga, não atendendo os objetivos da pesquisa. A velocidade constante de 200 kN/min foi a escolhida para a aplicação dos percentuais de carregamento, por atender a norma e por ter apresentado bom desempenho no pré-carregamento de todos os concretos produzidos.

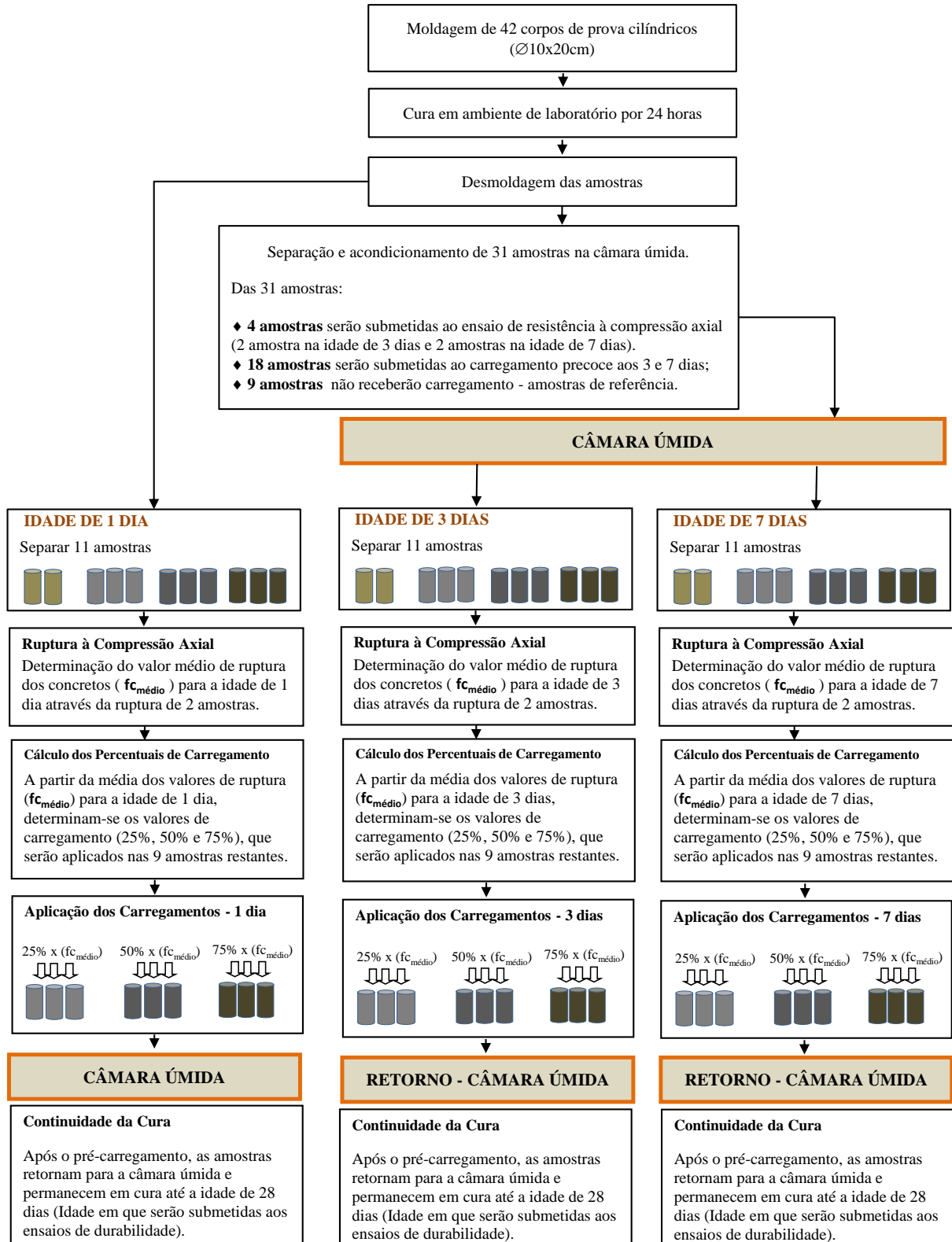
Os ensaios de pré-carregamento foram realizados no Laboratório de Ensaio e Modelos Estruturais (LEME), da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Anteriormente à aplicação da carga, todos os corpos de prova recebiam capeamento para planificar a região, permitindo que a tensão fosse distribuída uniformemente sobre a superfície. A Figura 3.1 apresenta a padronização adotada para a identificação dos concretos.

Figura 3.1 – Padronização da identificação dos corpos de prova de concreto.



A Figura 3.2 apresenta de forma esquemática a primeira fase da pesquisa experimental (aplicação dos carregamentos dos concretos), correspondente à moldagem de um traço.

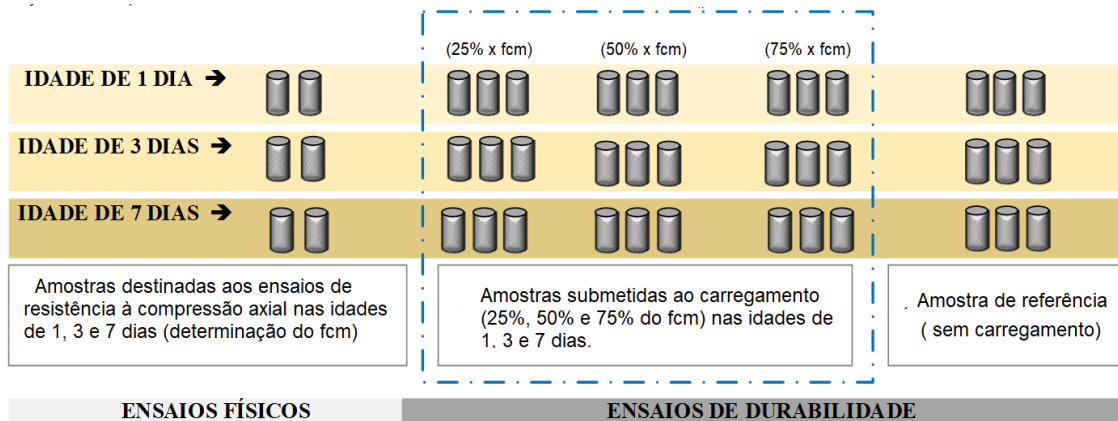
Figura 3.2 – Etapa 1: passo a passo da aplicação dos carregamentos nos concretos em diferentes idades correspondente a um traço.



Fonte: Elaboração Própria.

A Figura 3.3 mostra uma representação das amostras (Ø10x20cm) destinadas aos ensaios físicos e de durabilidade, correspondente à moldagem de um traço (42 amostras).

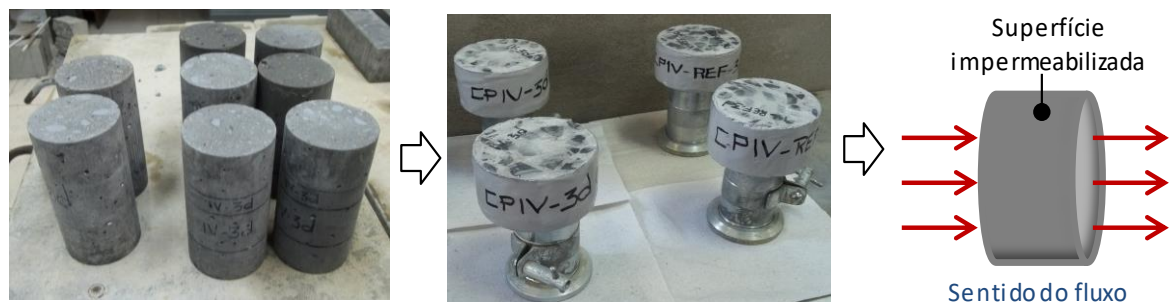
Figura 3.3 – Etapa 1: quantitativo das amostras (correspondente a um traço) destinadas aos ensaios mecânicos e de durabilidade.



Na idade de vinte e oito dias, as amostras eram retiradas da câmara úmida para a continuidade da segunda fase da pesquisa experimental (execução dos ensaios de penetração de íons cloreto, absorção de água e resistência à compressão axial).

Para atender os requisitos dos procedimentos dos ensaios de durabilidade, os corpos de prova foram redimensionados. Após o corte, as amostras receberam selamento com resina epóxi na superfície lateral (Figura 3.4). Este procedimento permitiu que o fluxo de água e de íons cloreto ocorresse unidirecionalmente no sentido das faces paralelas das amostras durante a execução dos ensaios.

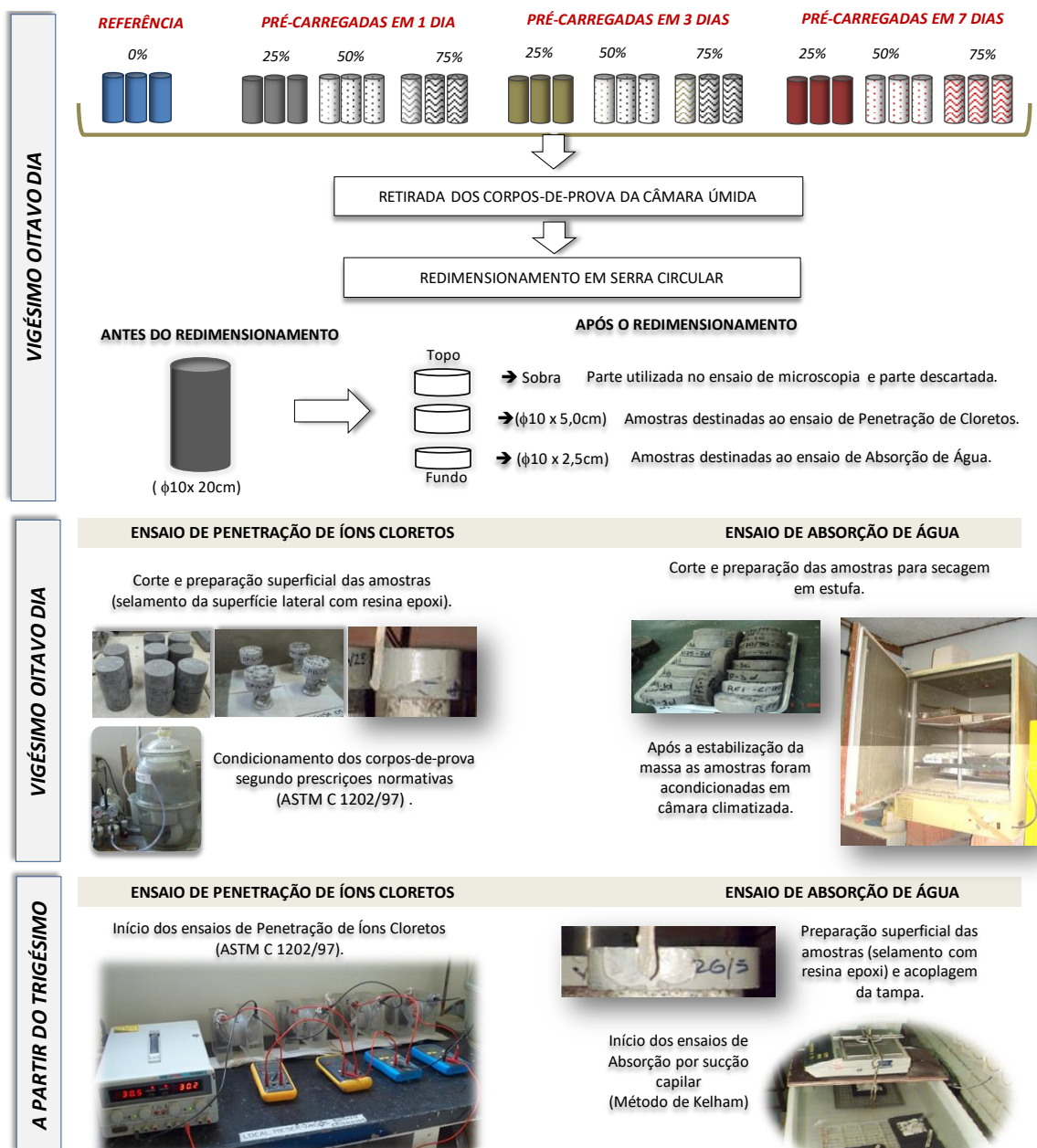
Figura 3.4 – Redimensionamento das amostras e selamento da superfície lateral com resina epóxi.



Influência da microfissuração causada nas primeiras idades na durabilidade de concretos ao longo do tempo (self-healing).

Completada a etapa de selamento, os corpos de prova destinados aos ensaios de penetração de íons cloreto foram submetidos a um processo de condicionamento (segundo os procedimentos da ASTM C1202/08), para que todas as amostras apresentassem as mesmas condições internas de umidade no momento do ensaio. As amostras destinadas aos ensaios de absorção capilar foram acondicionadas em estufa a 50°C até a constância de massa. A Figura 3.5 apresenta um resumo da segunda fase da pesquisa, correspondente a um traço.

Figura 3.5 – Etapa 1: detalhamento da preparação das amostras e apresentação dos ensaios realizados, correspondentes a um traço.



3.1.3 Detalhamento dos ensaios realizados

Os detalhamentos dos ensaios realizados na primeira etapa do experimento serão descritos nos próximos itens.

3.1.3.1 Ensaio de penetração de íons cloreto

O método de ensaio proposto pela ASTM C 1202/08 (*Test Method for Electrician Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration*) avalia a resistência à penetração de íons cloretos em corpos de prova de concreto, a partir de uma relação com a condutância elétrica. Com respeito à interpretação dos resultados, a norma (ASTM C 1202/08) apresenta uma classificação qualitativa dos concretos quanto à permeabilidade a cloretos, em função da carga total passante, como apresentado na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Penetração de íons cloreto em função da carga total passante.

| Carga Passante (Coulombs) | Penetração de Íons Cloreto |
|---------------------------|----------------------------|
| > 4000 | Alta |
| 2000 a 4000 | Moderada |
| 1000 a 2000 | Baixa |
| 100 a 1000 | Muito Baixa |
| < 100 | Desprezível |

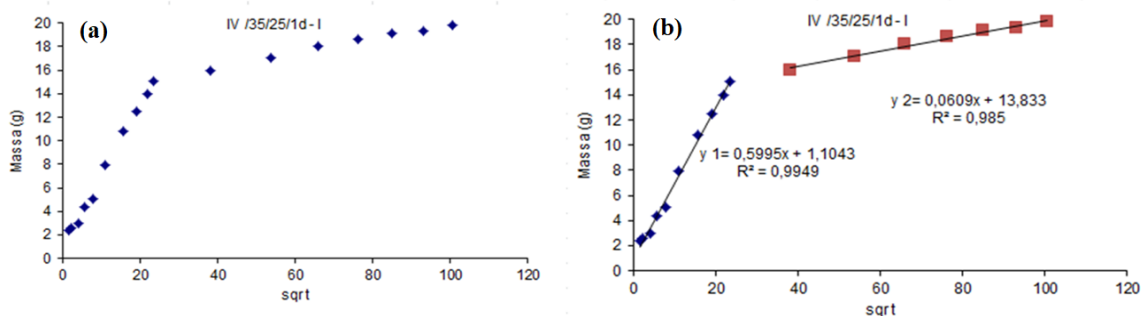
Fonte: ASTM C -1202/08.

A fidedignidade das respostas deste procedimento tem sido questionada por pesquisadores como Andrade (1993), Geiker et al. (1995), Shi et al. (1998), Gardner et al. (2006), entre outros. Segundo os autores, o calor proveniente da voltagem aplicada ao sistema (60 V) eleva a temperatura das soluções e dos corpos de prova (efeito Joule), modificando a velocidade do fluxo dos íons. A determinação da corrente elétrica, segundo os autores, também não corresponde somente à movimentação dos íons cloreto, mas da mobilidade de todos os íons presentes na solução (Na⁺, K⁺, OH⁻, Cl⁻). Apesar de criticado, este ensaio tem sido muito utilizado e difundido no meio acadêmico, principalmente por ser o único método normatizado para determinar o comportamento do concreto frente à ação de cloretos.

3.1.3.2 Ensaio de absorção capilar pelo Método de Kelham

O ensaio de absorção, proposto por Kelham (1988) e adaptado por Gopalan (1996), tem como objetivo analisar a penetração de água por meio de sucção capilar em concretos não saturados ao longo do tempo. Como variáveis de resposta, este ensaio apresenta: a taxa de penetração de água e a resistência capilar do concreto. Este método tem sido bastante utilizado pelos pesquisadores do NORIE/UFRGS, sendo relatado e detalhado em diversos trabalhos científicos (FERREIRA (1999), MOURA (2000), MASUERO (2001), KULAKOWSKI (2002), KIRCHHEIM (2003), entre outros). A escolha deste procedimento se justifica nos resultados de ensaios pilotos desenvolvidos por Dal Molin et al. (1997). Comparando o método de Kelham e o método normalizado (ABNT NBR 9779), os pesquisadores observaram que o procedimento proposto por Kelham apresentou um coeficiente de determinação entre os resultados significativamente maior ($R^2=0,98$) em relação ao método proposto pela norma brasileira ($R^2= 0,69$). Para a execução do ensaio proposto por Kelham (1988) utiliza-se um sistema (recipiente com água e uma balança hidrostática) que possibilita monitorar a massa do corpo-de-prova, submerso em água, ao longo do tempo. Neste procedimento, Kelham (1988) despreza a pressão resultante de uma coluna da água sobre o corpo-de-prova (por essa pressão ser muitas vezes inferior à pressão resultante das tensões nos capilares). No primeiro dia de ensaio, o monitoramento da massa é feito em períodos estipulados de 2, 5, 15 e 30 minutos. Pela impossibilidade de equilibrar a balança em um tempo muito curto, a massa no tempo $t=0$ não é medida. Em alguns casos, para a definição mais precisa da etapa de absorção de água, se faz necessário realizar a leitura de absorção de água em 12h. A partir do segundo dia de ensaio, as leituras passam a ser diárias e só encerram quando os corpos de prova atingem a saturação (variação de massa inferior a 0,05g entre as duas últimas leituras). A movimentação dos corpos de prova durante a realização das leituras de massa é feita com as amostras submersas. Durante a execução do ensaio o nível da água do reservatório é mantido sempre constante. De posse dos resultados, ao graficar o ganho de massa em função da raiz quadrada do tempo, observam-se duas fases distintas (Figura 3.6).

Figura 3.6 – (a) ganho de massa das amostras em função da raiz quadrada do tempo; (b) ajuste do ganho de massa em duas fases.



Os pontos são ajustados em duas retas. A primeira reta e a segunda reta correspondem, respectivamente, à absorção de água da amostra e à saturação do corpo-de-prova com o passar do tempo. O ponto de encontro das retas é denominado ponto de saturação ou “nick point” (ponto a partir do qual se inicia a saturação do corpo-de-prova). A taxa de absorção é calculada pelo quociente da inclinação da reta referente à fase de absorção (reta 1) pela área efetiva do corpo-de-prova. A resistência capilar (h/m^2) é determinada pela razão entre o ponto de saturação (“nick point”) e a espessura do corpo-de-prova elevado ao quadrado.

3.1.3.3 Resistência à compressão axial

Os resultados de resistência à compressão axial apresentados na primeira etapa da pesquisa experimental foram obtidos do trabalho da pesquisadora Vieira (2008), que desenvolvia, em conjunto e simultaneamente a este trabalho, sua pesquisa de tese, intitulada: “Influência da Microfissuração Causada por Carregamento Precoce nas Propriedades Mecânicas de Concretos Produzidos com Diferentes Tipos de Cimento”.

3.1.4 Planejamento estatístico dos experimentos

Para os ensaios de durabilidade (penetração de íons cloreto e absorção de água por sucção capilar), foram realizados experimentos estatísticos completos, sem repetições. As Tabelas 3.2 e 3.3 mostram, respectivamente, uma representação esquemática do número de corpos de prova utilizados por tipo de cimento, para os ensaios de absorção capilar de água e penetração de íons cloreto.

Tabela 3.2 – Representação esquemática do número de amostras destinadas ao ensaio de absorção por sucção capilar por tipo de cimento.





| Dimensão/ amostra | Idade de Carregamen to | a/c=0,35 | | | | a/c=0,50 | | | | a/c=0,70 | | | |
|---|------------------------------|----------------------------|-----|-----|-----|----------------------------|-----|-----|-----|----------------------------|-----|-----|-----|
| | | Percentual de Carregamento | | | | Percentual de Carregamento | | | | Percentual de Carregamento | | | |
| | | 0% | 25% | 50% | 75% | 0% | 25% | 50% | 75% | 0% | 25% | 50% | 75% |
|  $\phi 10 \times 2,5\text{cm}$ | 1 dia | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | |
| | 3 dias | - | 2 | 2 | 2 | - | 2 | 2 | 2 | - | 2 | 2 | |
| | 7 dias | - | 2 | 2 | 2 | - | 2 | 2 | 2 | - | 2 | 2 | |
| | | Total de Amostras=20 | | | | Total de Amostras=20 | | | | Total de Amostras=20 | | | |

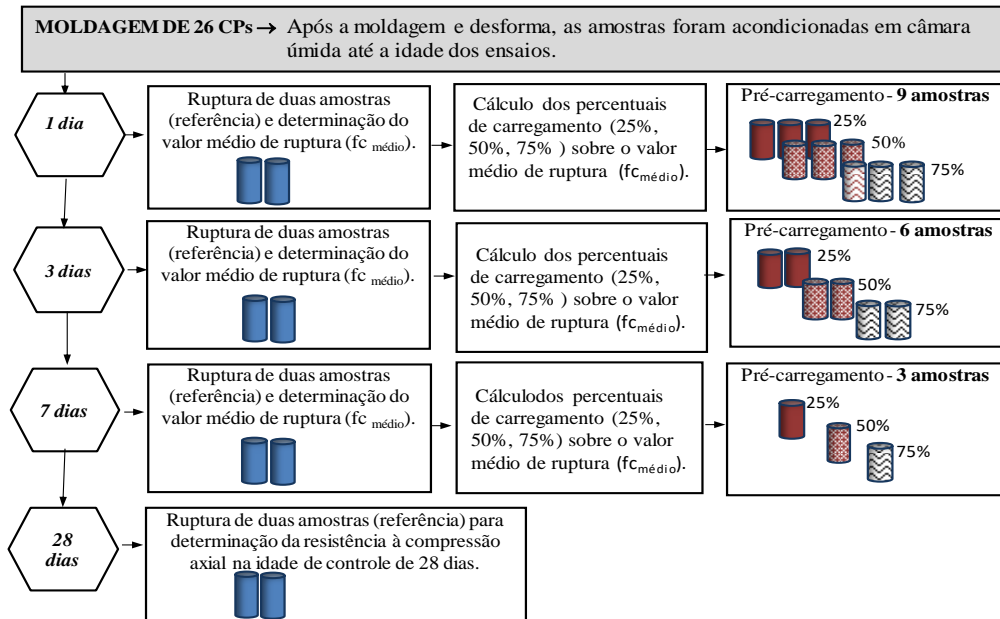
Tabela 3.3 – Representação esquemática do número de amostras destinadas ao ensaio de Penetração de Íons Cloreto por tipo de cimento.

| Relação água/cimento | Idade de Carregamento | Percentual de Carregamento | | | | Total/amostras |
|---|--------------------------|----------------------------|-----|-----|-----|----------------|
| a/c=0,35 | | 0% | 25% | 50% | 75% | |
| Dimensão da amostra | 1 dia | 3 | 3 | 3 | 3 | 30 |
|  $\phi 10 \times 5\text{cm}$ | 3 dias | - | 3 | 3 | 3 | |
| | 7 dias | - | 3 | 3 | 3 | |
| Relação água/cimento | Idade de Carregamento | Percentual de Carregamento | | | | Total/amostras |
| a/c=0,50 | | 0% | 25% | 50% | 75% | |
| Dimensão da amostra | 1 dia | 3 | 3 | 3 | 3 | 30 |
|  $\phi 10 \times 5\text{cm}$ | 3 dias | - | 3 | 3 | 3 | |
| | 7 dias | - | 3 | 3 | 3 | |
| Relação água/cimento | Idade de Carregamento | Percentual de Carregamento | | | | Total/amostras |
| a/c=0,70 | | 0% | 25% | 50% | 75% | |
| Dimensão da amostra | 1 dia | 3 | 3 | 3 | 3 | 30 |
|  $\phi 10 \times 5\text{cm}$ | 3 dias | - | 3 | 3 | 3 | |
| | 7 dias | - | 3 | 3 | 3 | |

Para os ensaios mecânicos (resistência à compressão axial), Vieira (2008) optou pela elaboração de um experimento estatístico completo, sem repetições. Testes preliminares foram realizados para determinar o número mínimo de corpos de prova destinados aos ensaios de resistência à compressão axial, com o objetivo de reduzir o volume de trabalho, custos e mão de obra. Os resultados desta pesquisa preliminar, segundo a autora, permitiram concluir que para um traço a moldagem de um corpo-de-prova por combinação de variáveis (idade/carregamento) seria suficiente para garantir uma boa correlação e fidedignidade dos resultados.

A Figura 3.7 apresenta o passo a passo da etapa de pré-carregamento das amostras (Ø10x 20 cm) destinadas aos ensaios de resistência à compressão axial.

Figura 3.7 - Fluxograma das etapas de pré-carregamento das amostras destinadas aos ensaios de resistência à compressão axial (correspondente a um traço).



Após os procedimentos de pré-carregamento (Figura 3.7), os corpos de prova retornavam à câmara úmida, onde permaneciam até as idades de ruptura.

A Figura 3.8 indica as idades em que foram realizados os ensaios de resistência à compressão axial dos corpos de prova submetidos aos carregamentos nas primeiras idades e dos concretos de referência (0% de carregamento).

Figura 3.8 - Representação esquemática da programação rupturas dos concretos (correspondente a um traço).

| PROGRAMAÇÃO | | Percentual de Carregamento Aplicados nos Concretos | | | | | | | | | | | | |
|--------------------------------------|---------|--|--------|--------|-------|--------|--------|-------|--------|--------|-------|--------|--------|--|
| | | 0% | | | 25% | | | 50% | | | 75% | | | |
| Idade de ruptura dos corpos de prova | 1 dia | | | | | | | | | | | | | |
| | 3 dias | | | | | | | | | | | | | |
| | 7 dias | | | | | | | | | | | | | |
| | 28 dias | | | | | | | | | | | | | |
| Idade de carregamento | | 1 dia | 3 dias | 7 dias | 1 dia | 3 dias | 7 dias | 1 dia | 3 dias | 7 dias | 1 dia | 3 dias | 7 dias | |

Influência da microfissuração causada nas primeiras idades na durabilidade de concretos ao longo do tempo (self-healing).

Nesta pesquisa, para base de comparação com os resultados dos ensaios de durabilidade dos concretos, foram utilizados os resultados de resistência à compressão axial de vinte e oito dias (em destaque na Figura 3.8).

3.1.5 Caracterização dos materiais

Os itens 3.1.5.1 e 3.1.5.2 apresentam a caracterização físico-química dos materiais utilizados na **Etapa 1** do programa experimental.

3.1.5.1 Cimento

A escolha dos aglomerantes (CPII Z e CPIV RS), conforme já mencionado, baseou-se no fato de que a maioria dos cimentos comercializados no Brasil possui adições minerais. Uma vez que os benefícios das pozolanas para o concreto já são conhecidos, considerou-se pertinente avaliar o comportamento de concretos executados com dois tipos de cimento com diferentes teores de pozolanas quando submetidos a carregamentos precoces nas primeiras idades.

O cimento Portland CPV ARI, por ser um cimento com teor de adição relativamente baixo, foi o aglomerante selecionado para parâmetro na comparação de resultados com os cimentos pozolânicos. As Tabelas 3.4 e 3.5 apresentam a caracterização físico/química dos cimentos utilizados, de acordo com as informações dos fabricantes.

Tabela 3.4 – Propriedades químicas dos cimentos, segundo dados do fabricante.

| Composição Química | CPV ARI | | CPII - Z | | CPIV - RS | |
|---|-----------|------------------------|-----------|------------------------|-----------|------------------------|
| | Valor (%) | Limites ⁽¹⁾ | Valor (%) | Limites ⁽¹⁾ | Valor (%) | Limites ⁽¹⁾ |
| Trióxido de enxofre (SO ₃) | 3,15 | ≤ 4,0 | 2,38 | ≤ 4,0 | 2,69 | ≤ 4,0 |
| Óxido de magnésio (MgO) | 4,99 | ≤ 6,5 | 5,64 | ≤ 6,5 | 4,57 | ≤ 6,5 |
| Óxido de alumínio (Al ₂ O ₃) | 4,24 | - | 7,38 | - | 11,05 | - |
| Óxido de silício (SiO ₂) | 19,06 | - | 25,21 | - | 31,81 | - |
| Óxido de ferro (Fe ₂ O ₃) | 2,58 | - | 3,69 | - | 4,09 | - |
| Óxido de cálcio (CaO) | 60,23 | - | 50,8 | - | 40,60 | - |
| Perda ao fogo | 3,24 | ≤ 6,5 | 3,56 | ≤ 6,5 | 3,43 | ≤ 4,5 |
| Resíduo insolúvel | 0,68 | - | 14,41 | - | 32,09 | - |
| Óxido de cal livre (CaO livre) | 1,43 | - | - | - | - | - |
| Equivalente alcalino | 0,59 | - | - | - | - | - |

(1) Limites Normativos - NBR 5733 (ABNT, 1991)

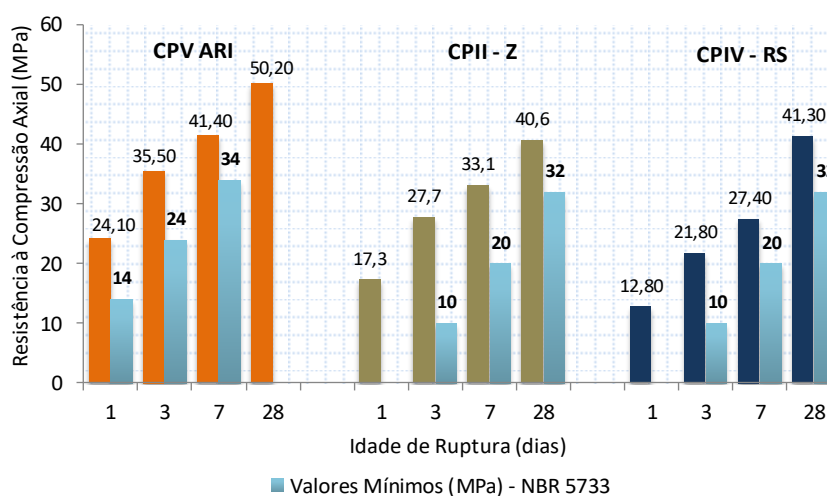
Tabela 3.5 – Propriedades físicas dos cimentos, segundo dados do fabricante.

| Propriedades Físicas | CPV ARI | | CPII - Z | | CPIV - RS | | |
|--|------------------|------------------------|----------|------------------------|-----------|------------------------|---------|
| | Valor | Limites ⁽¹⁾ | Valor | Limites ⁽¹⁾ | Valor | Limites ⁽¹⁾ | |
| Blaine (cm ² /g) | 4439 | ≥ 2600 | 4472 | > 2600 | 4625 | > 2600 | |
| Tempo de Pega | Inicial (h: min) | 2:13 | ≥ 01:00 | 3:12 | ≥ 01:00 | 3:50 | ≥ 01:00 |
| | Final (h: min) | 3:00 | ≤ 10:00 | 4:05 | ≤ 10:00 | 5:06 | ≤ 12:00 |
| Finura na peneira # 200 (%) | 0,13 | ≤ 6 | 0,40 | ≤ 12 | 0,40 | ≤ 8 | |
| Finura na peneira # 325 (%) | 1,24 | - | 3,30 | - | 2,40 | - | |
| Consistência normal (%) | 29,20 | - | 30,40 | - | 35,50 | - | |
| Massa específica (kg/dm ³) | 3,12 | - | 3,00 | - | 2,80 | - | |

(1) Limites Normativos - NBR 5733 (ABNT, 1991)

A Figura 3.9 apresenta as propriedades mecânicas dos cimentos utilizados, de acordo com as informações dos fabricantes. Os resultados expostos (Tabelas 3.4 e 3.5 e Figura 3.9) atendem os limites normativos.

Figura 3.9 - Propriedades mecânicas dos cimentos segundo dados do fabricante



3.1.5.2 Agregados

Como agregado miúdo e graúdo foram empregados areia natural quartzosa proveniente do rio Jacuí-RS e pedra britada de origem basáltica, oriunda de jazida da região de Porto-Alegre/RS.

Após o recebimento, os materiais passaram por procedimentos de controle. O agregado miúdo foi seco ao ar, peneirado na malha de # 4,8 mm e posteriormente armazenado em ambiente de laboratório. O agregado graúdo foi previamente lavado para a retirada das impurezas orgânicas e armazenado em ambiente de laboratório.

Influência da microfissuração causada nas primeiras idades na durabilidade de concretos ao longo do tempo (*self-healing*).

As Tabelas 3.6 e 3.7 apresentam a caracterização física do agregado miúdo e do agregado graúdo, respectivamente.

Tabela 3.6 – Caracterização física do agregado miúdo.

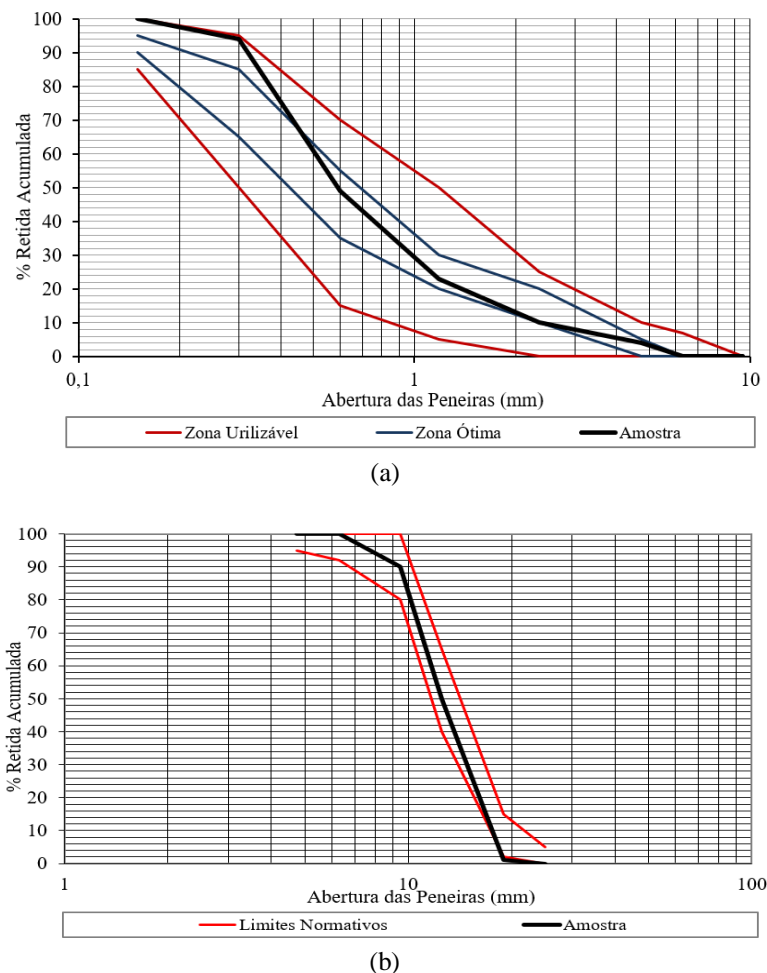
| Determinações | Método/ Ensaio | Resultados | | |
|--|---------------------|---------------|----------|--------------------|
| | | Peneiras (mm) | % Retida | % Retida Acumulada |
| Composição Granulométrica | NM 248 (ABNT, 2003) | 4,75 | 4 | 4 |
| | | 2,36 | 6 | 10 |
| | | 1,18 | 13 | 23 |
| | | 0,60 | 26 | 49 |
| | | 0,30 | 45 | 94 |
| | | 0,15 | 6 | 100 |
| | | < 0,15 | 0 | 100 |
| Dimensão Máxima (mm) | NM 248 (ABNT, 2003) | 4,75 | | |
| Módulo de Finura | NM 248 (MN, 2003) | 2,80 | | |
| Massa Unitária (kg/dm ³) | NM 52 (AMN, 2009) | 1,57 | | |
| Massa Específica (kg/dm ³) | NM 52 (AMN, 2009) | 2,62 | | |

Tabela 3.7 – Caracterização física do agregado graúdo.

| Determinações | Método/ Ensaio | Resultados | | |
|--|---------------------|---------------|----------|--------------------|
| | | Peneiras (mm) | % Retida | % Retida Acumulada |
| Composição Granulométrica | NM 248 (ABNT, 2003) | 25 | 0 | 0 |
| | | 19 | 1 | 1 |
| | | 12,5 | 49 | 50 |
| | | 9,5 | 40 | 90 |
| | | 6,3 | 10 | 100 |
| | | 4,8 | 0 | 100 |
| | | <4,8 | 0 | 100 |
| Dimensão Máxima (mm) | NM 248 (ABNT, 2003) | 19 | | |
| Módulo de Finura | NM 248 (ABNT, 2003) | 6,91 | | |
| Massa Unitária (kg/dm ³) | NM 52 (ABNT, 2009) | 1,48 | | |
| Massa Específica (kg/dm ³) | NM 52 (ABNT, 2009) | 2,73 | | |

A composição granulométrica dos agregados miúdo e graúdo foram executadas de acordo com as prescrições da NBR 248 (ABNT, 2003), e são apresentadas na Figura 3.10.

Figura 3.10 – Distribuição granulométrica dos agregados. Onde, (a) Distribuição granulométrica do agregado miúdo e (b) Distribuição granulométrica do agregado graúdo.



A distribuição granulométrica dos agregados (Figura 3.10) atendem os limites normativos recomendados.

3.1.6 Proporcionalamento dos materiais

O proporcionalamento dos materiais para a produção dos concretos seguiu os procedimentos do Método do IPT/EPUSP (HELENE e TERZIAN, 1992). O método de dosagem consiste inicialmente em determinar o teor ótimo de argamassa da mistura para um determinado traço (traço intermediário), fixando-se um valor de abatimento. Após a primeira etapa, fixando-se o teor de argamassa, confeccionam-se mais dois traços, um mais pobre e outro mais rico em cimento. Com os dados obtidos plota-se um diagrama de dosagem e determinam-se os traços de estudo.

3.1.7 Dosagem experimental

A dosagem experimental iniciou a partir de um traço intermediário (1:5), no qual foi definido o teor ótimo de argamassa (53%) e posteriormente ajustado o teor de água para um dado abatimento (100 ± 20 mm). Na sequência, o traço intermediário foi novamente executado e procedeu-se à moldagem de corpos de prova para a determinação da resistência à compressão axial. Após a definição do traço intermediário e da moldagem de corpos de prova de controle, foram executados mais dois traços de concreto, sendo um mais rico (1:2,5) e outro mais pobre em cimento (1:7,5). A definição dos traços auxiliares partiu do princípio de que os mesmos contemplariam os níveis de relação água/cimento (0,35 a 0,70) definidos pelo projeto estatístico. A trabalhabilidade foi estabelecida conforme a NBR 7223 (ABNT,1982) – “Concreto: determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone”, e fixado seu valor em 100 ± 20 mm. Na idade de 28 dias, de posse dos resultados dos ensaios de resistência à compressão axial, foi elaborado o diagrama de dosagem (apêndice A) e determinados os traços que seriam utilizados para o desenvolvimento do programa experimental.

3.1.8 Definição dos traços utilizados na produção dos concretos

Após a dosagem experimental, foi determinado o proporcionamento dos materiais utilizados na produção dos concretos. A Tabela 3.8 apresenta os valores dos traços unitários, o consumo de cimento por metro cúbico e os valores de temperatura e umidade relativa durante a execução das misturas.

Tabela 3.8 – Traços unitários, temperatura e umidade ambiente dos concretos produzidos.

| Cimento | Relação a/c | Consumo de Cimento/m ³ | Traço Unitário | Temperatura Ambiente (°C) | Umidade Ambiente (%) * |
|---------|-------------|-----------------------------------|-----------------|---------------------------|------------------------|
| CPV ARI | 0,35 | 593 | 1: 0,98: 1,75 | 20,0 | 68 |
| | 0,50 | 381 | 1: 2,09: 2,74 | 15,0 | 95 |
| | 0,70 | 259 | 1: 3,56: 4,05 | 22,0 | 52 |
| CP II Z | 0,35 | 635 | 1: 0,77: 1,63 | 16,2 | 74 |
| | 0,50 | 388 | 1: 1,68: 2,47 | 16,0 | 74 |
| | 0,70 | 290 | 1: 2,89: 3,59 | 15,0 | 78 |
| CPIV RS | 0,35 | 661 | 1: 0,68: 1,49 * | 20,0 | 89 |
| | 0,50 | 422 | 1: 1,68: 2,38 | 15,0 | 70 |
| | 0,70 | 286 | 1: 3,00: 3,55 * | 16,4 | 80 |

* - Durante a concretagem.

3.1.9 Produção dos concretos

A produção dos concretos desta pesquisa foi realizada em conjunto e simultaneamente com a pesquisa de Vieira (2008) e Bernardino (2016). A execução das concretagens ficou dividida de acordo com o volume máximo da betoneira, devido ao grande número de corpos de prova exigido para os ensaios.

3.1.9.1 Mistura dos materiais

Após a imprimação da betoneira, a colocação dos materiais obedeceu à seguinte sequência: 100% da brita, 30% da água (aproximadamente); 100% do cimento; restante da água e 100% da areia. Para a execução dos concretos foi utilizada uma betoneira de eixo vertical, de acordo com as prescrições da NBR 5738 (ABNT, 2016). A mistura dos materiais na betoneira, após a colocação de todos os componentes, foi feita por aproximadamente 4 minutos. A verificação do abatimento do tronco de cone (fixado em 100 ± 20 mm) foi realizado ao final do processo de cada mistura para determinar a trabalhabilidade dos concretos.

3.1.9.2 Moldagem e adensamento dos corpos de prova

A moldagem dos corpos de prova seguiu as prescrições da NBR 5738 (ABNT, 2016). O adensamento dos corpos de prova foi feito por processo mecânico. Nas primeiras 24 horas, as amostras permaneceram em ambiente de laboratório com a superfície do concreto protegida para evitar a perda d'água por evaporação. Após as 24 horas, os corpos de prova foram desmoldados, identificados e acondicionados em câmara úmida.

3.1.9.3 Cura dos corpos de prova

Inicialmente, a pesquisa havia sido estruturada de modo que todas as amostras recebessem cura úmida por vinte e oito dias. A cura em ambiente controlado corresponderia a uma situação ideal, diferente do que ocorre na prática de edificações (período de cura de 7 a 14 dias). Uma vez que é de consenso geral que a umidade de cura sobre as propriedades mecânicas e de durabilidade do concreto é fator preponderante para o bom desempenho de uma estrutura, a aplicação da cura por vinte e oito dias gerou questionamentos, principalmente se o tipo e o período de cura aplicado nos concretos poderiam interferir significativamente nos resultados da pesquisa.

Para responder a esse questionamento, e para definir qual tipo de cura seria adotado, foram realizados ensaios de penetração de cloretos com concretos confeccionados com cimento CPV ARI e CPIV RS em duas situações distintas de cura: cura úmida em ambiente climatizado ($t = 23 \pm 0,5^{\circ}\text{C}$ e $\text{UR} \approx 99\%$) e cura ao ar em ambiente de laboratório. Parte dos corpos de prova moldados foram submetidos à cura úmida em ambiente controlado por um período de 28 dias, simulando uma cura ideal. As demais amostras, receberam inicialmente cura úmida por 7 dias, simulando um período de cura usual em obra, e posteriormente foram expostas a temperaturas ambientes em laboratório até a idade dos ensaios (28 dias). Os resultados obtidos, bem como as conclusões a respeito do tipo de cura a ser adotada, serão apresentados no capítulo de resultados.

3.2 RESULTADOS E DISCUSSÕES: ETAPA -1

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios de penetração de íons cloreto, absorção de água e resistência à compressão axial; bem como os valores previstos a partir das análises estatísticas empregadas no tratamento das informações.

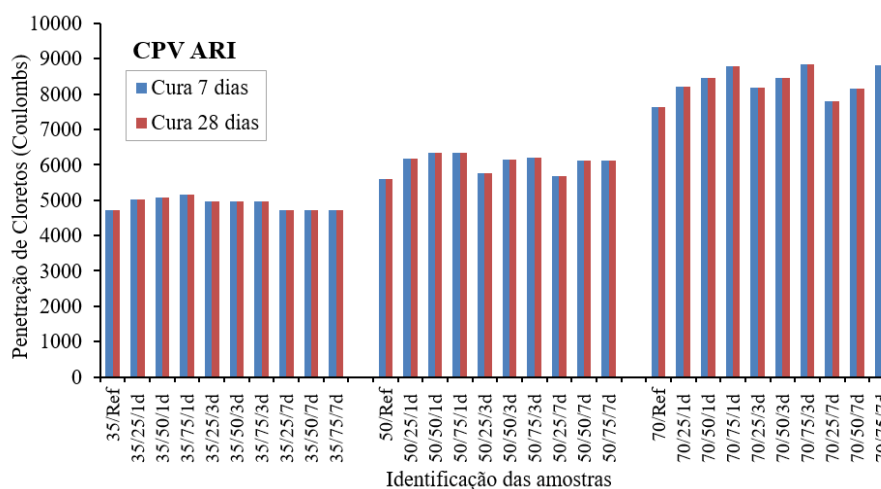
3.2.1 Verificação da influência da cura na penetração de cloretos

Para responder ao questionamento de qual o tipo de cura seria adotado no programa experimental, foram realizados ensaios de penetração de cloretos com amostras de cimento CPV ARI e CPIV RS em duas situações distintas de cura: cura úmida em ambiente climatizado ($t=23 \pm 0,5^\circ\text{C}$ e $\text{UR}=99\%$) e cura em ambiente de laboratório, conforme já relatado.

As relações água/cimento utilizadas para a produção dos concretos e o processo de pré-carregamentos das amostras seguiram os padrões definidos no programa experimental da Etapa 1 (pré-carregamentos de 0%, 25%, 50% e 75% nas idades de 1, 3 e 7 dias e relações água/cimento de 0,35, 0,50 e 0,70).

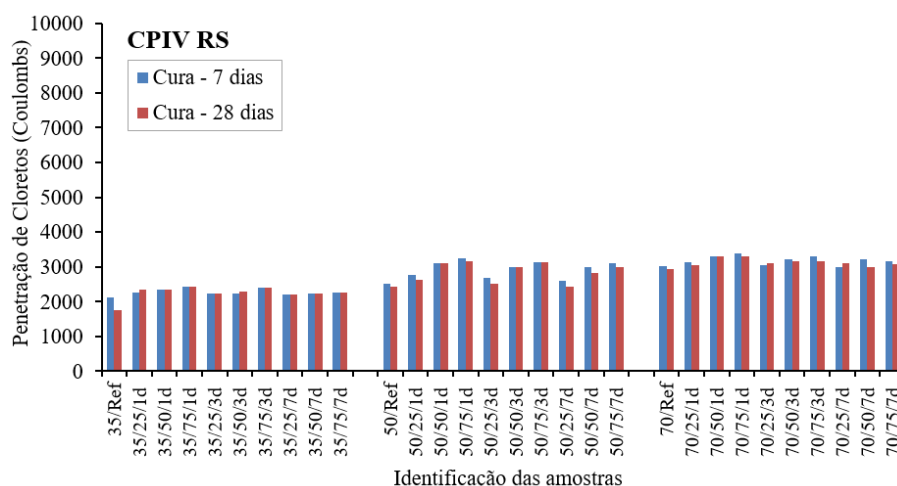
As Figura 3.11 e Figura 3.12 apresentam os resultados de penetração de cloretos para a idade de controle de 28 dias.

Figura 3.11 – Resultados de penetração de cloretos em função do tempo de cura para as amostras com cimento CPV ARI.



A legenda de identificação dos concretos (Figuras 3.11 e 3.12) foi elaborada da seguinte forma: o primeiro termo corresponde à relação água/cimento da mistura, o segundo termo corresponde à intensidade do percentual de carregamento aplicado e o último termo, corresponde à idade em que os concretos foram submetidos aos pré-carregamentos. Considerando o exemplo de legenda “35/25/1d”, onde 35→ $a/c=0,35$; 25→ carregamento de 25% e 1d→ 1 dia - idade da amostra em que ocorreu o pré-carregamento. As amostras que aparecem com a identificação “Ref” são amostras de referência (amostras não submetidas a carregamentos).

Figura 3.12 – Resultados de penetração de cloretos em função do tempo de cura para as amostras com cimento CPIV RS.



Observa-se que a variação de resultados de penetração de íons cloreto com a variação do tempo de cura parece não ser relevante, uma vez que os resultados são semelhantes. No entanto, para comprovação dos resultados, foi realizada uma análise de variância (ANOVA) dos dados obtidos na idade de 28 dias. Os resultados são apresentados na Tabela 3.9.

Neste trabalho, utilizou-se a análise de variância ANOVA com um nível de confiança de 95%. Os valores de probabilidade abaixo de 0,05, para cada comparação entre as médias, indica haver diferença estatística significativa entre os parâmetros testados.

Tabela 3.9 – ANOVA da penetração de cloretos em função dos tipos de cura dos concretos.

| Cimento CPV ARI | SQ | GL | MQ | Teste F | p-nível | Significância |
|------------------------|-----------|-----------|-----------|----------------|----------------|----------------------|
| Intercepto | 2,23E+09 | 1 | 2,23E+09 | 45126,18 | 0,0000 | - |
| Relação a/c | 1,20E+08 | 2 | 5,99E+07 | 1215,24 | 0,0000 | Sim |
| % de carregamento | 2,09E+06 | 2 | 1,05E+06 | 21,23 | 0,0000 | Sim |
| Idade de carregamento | 1,91E+06 | 2 | 9,56E+05 | 19,38 | 0,0000 | Sim |
| Tipo de cura | 1,49E+05 | 1 | 1,49E+05 | 3,03 | 0,0886 | Não |
| Erro | 2,27E+06 | 46 | 4,93E+04 | - | - | - |
| Cimento CPIV RS | SQ | GL | MQ | Teste F | p-nível | Significância |
| Intercepto | 421510664 | 1 | 421510664 | 37617,81 | 0,0000 | - |
| Relação a/c | 7260942 | 2 | 3630471 | 324,00 | 0,0000 | Sim |
| % de carregamento | 197388 | 2 | 98694 | 8,81 | 0,0005 | Sim |
| Idade de carregamento | 675184 | 2 | 337592 | 30,13 | 0,0000 | Sim |
| Tipo de cura | 28401 | 1 | 28401 | 2,53 | 0,1182 | Não |
| Erro | 515434 | 46 | 11205 | - | - | - |

Onde: SQ= soma dos quadrados; GL= graus de liberdade; MQ= Médias quadradas.

Os resultados da ANOVA mostram que para os materiais empregados nesta pesquisa e para as condições climáticas a que foram impostas as amostras, o tipo de cura aplicada não influenciou significativamente nos resultados de penetração de cloretos aos 28 dias. As demais variáveis analisadas (“relação água/cimento”, “percentual de carregamento” e “idade de carregamento”) foram significativas para ambos os cimentos, indicando que exerceram influência na variável de resposta (penetração de cloretos). Análises mais detalhadas dessas variáveis na penetração de cloretos, bem como tendências de comportamento serão discutidos nos próximos itens.

Em resumo, esta etapa da pesquisa experimental mostrou que os métodos de cura aos quais as amostras foram submetidas não interferiram nos resultados obtidos. No período de tempo em que os concretos permaneceram em cura em ambiente de laboratório, os concretos ficaram expostos a uma temperatura que variou entre 15 e 22°C. A umidade relativa do ar permaneceu em torno de 75%; fato que pode ter dificultado a perda de água dos concretos para o ambiente e contribuído para que não houvesse diferença entre os métodos de cura. Segundo Neville (1997), quanto menor a umidade relativa durante a cura, maior a perda de água do concreto para o ambiente, provocando a ocorrência de retração por secagem e, conseqüentemente, o aparecimento de fissuras.

Em função dos resultados obtidos, optou-se por utilizar, em todas as amostras do programa experimental da Etapa 1, cura úmida por 28 dias em ambiente climatizado, conforme inicialmente planejado.

Influência da microfissuração causada nas primeiras idades na durabilidade de concretos ao longo do tempo (*self-healing*).

3.2.2 Penetração de íons cloreto

Para a determinação da penetração de cloretos nos concretos investigados foram desenvolvidos modelos matemáticos que contemplassem as variáveis independentes estudadas. Os modelos matemáticos foram gerados a partir do programa Excel com base nos resultados de laboratório e na análise de variância (ANOVA) dos dados experimentais. Em anexo a esse trabalho (apêndices B - J) são apresentados os resultados brutos, os modelos matemáticos e os resíduos da análise de penetração de cloretos para as misturas investigadas. As Tabelas 3.10, 3.11 e 3.12 apresentam os resultados da análise de variância obtidos para os concretos investigados.

Tabela 3.10 – Avaliação estatística dos dados (ANOVA) para as misturas com cimento CPV ARI.

| Parâmetros | SQ | GL | MQ | Teste F | Probabilidade (%) | Significância |
|------------|--------------|-----|--------------|---------|-------------------|---------------|
| A | 6928320,68 | 3 | 2309440,23 | 109,72 | 0,000 | Sim |
| B | 953304,25 | 2 | 476652,12 | 22,65 | 0,000 | Sim |
| C | 209634811,99 | 2 | 104817406,00 | 4979,98 | 0,000 | Sim |
| AB | 416340,63 | 6 | 69390,11 | 3,30 | 0,640 | Sim |
| AC | 2496862,91 | 6 | 416143,82 | 19,77 | 0,000 | Sim |
| BC | 137980,48 | 4 | 34495,12 | 1,64 | 17,380 | Não |
| ABC | 248376,00 | 12 | 20698,00 | 0,98 | 47,290 | Não |
| Erro | 1515439,63 | 72 | 21047,77 | - | - | - |
| Total | - | 107 | - | - | - | - |

Onde: "A" = Percentual de carregamento (% car); "B" = Idade de carregamento (ic); "C" = Relação água/cimento (a/c)

Tabela 3.11 – Avaliação estatística dos dados (ANOVA) para as misturas com cimento CPII Z.

| Parâmetros | SQ | GL | MQ | Teste F | Probabilidade (%) | Significância |
|------------|-------------|-----|-------------|---------|-------------------|---------------|
| A | 14774073,06 | 3 | 4924691,02 | 442,96 | 0,000 | Sim |
| B | 2271267,69 | 2 | 1135633,85 | 102,15 | 0,000 | Sim |
| C | 71752853,16 | 2 | 35876426,58 | 3227,00 | 0,000 | Sim |
| AB | 867929,58 | 6 | 144654,93 | 13,01 | 0,000 | Sim |
| AC | 410405,79 | 6 | 68400,96 | 6,15 | 0,003 | Sim |
| BC | 37314,59 | 4 | 9328,65 | 0,84 | 50,489 | Não |
| ABC | 246437,26 | 12 | 20536,44 | 1,85 | 5,629 | Não |
| Erro | 800465,15 | 72 | 11117,57 | - | - | - |
| Total | - | 107 | - | - | - | - |

Onde: "A" = Percentual de carregamento (% car); "B" = Idade de carregamento (ic); "C" = Relação água/cimento (a/c)

Tabela 3.12 – Avaliação estatística dos dados (ANOVA) para as misturas com cimento CPIV RS.

| Parâmetros | SQ | GL | MQ | Teste F | Probabilidade (%) | Significância |
|------------|-------------|-----|------------|---------|-------------------|---------------|
| A | 2546030,83 | 3 | 848676,94 | 607,45 | 0,000 | Sim |
| B | 199173,37 | 2 | 99586,68 | 71,28 | 0,000 | Sim |
| C | 15407505,30 | 2 | 7703752,65 | 5514,07 | 0,000 | Sim |
| AB | 98512,72 | 6 | 16418,79 | 11,75 | 0,000 | Sim |
| AC | 655497,77 | 6 | 109249,63 | 78,20 | 0,000 | Sim |
| BC | 7107,61 | 4 | 1776,90 | 1,27 | 28,904 | Não |
| ABC | 24894,24 | 12 | 2074,52 | 1,48 | 15,000 | Não |
| Erro | 100591,75 | 72 | 1397,11 | - | - | - |
| Total | - | 107 | - | - | - | - |

Onde: “A” = Percentual de carregamento (% car); “B” = Idade de carregamento (ic); “C” = Relação água/cimento (a/c)

De acordo com a análise das tabelas (3.10, 3.11 e 3.12), observa-se que os fatores, percentual de carregamento (Fator A), idade de carregamento (Fator B) e relação água/cimento (Fator C), foram significativos isoladamente, uma vez que apresentaram probabilidade inferior a 5%. De acordo com a ANOVA, pode-se afirmar que os fatores considerados exercem influência sobre a variável de resposta (penetração de íon cloreto) em pelo menos um de seus níveis. As interações entre os fatores “AB” (percentual de carregamento e idade de carregamento) e “AC” (percentual de carregamento e relação água/cimento) também se mostraram significativas para todos os concretos investigados.

A partir dos resultados da ANOVA e com os dados dos ensaios laboratoriais foram gerados modelos matemáticos da penetração de cloretos para a idade de 28 dias, os quais são apresentados na Tabela 3.13.

Tabela 3.13 – Modelos matemáticos da penetração de íons cloreto por tipo de cimento.

| Cimento | Modelo Matemático | R ² |
|---------|---|----------------|
| CPV ARI | $CI = 3876,35 + 7910,71 \times (a/c)^2 - 912,64 \times (\% \text{ car}) - 37,60 \times (ic) + 3507,18 \times (\% \text{ car} \times a/c)$ | 0,99 |
| CPII Z | $CI = 1711,89 + 5291,69 \times (a/c)^2 + 1814,80 \times (\% \text{ car}) - 140,59 \times (\% \text{ car} \times ic)$ | 0,96 |
| CPIV RS | $CI = -68,73 + 3673,65 \times (a/c)^{1/2} + 696,43 \times (\% \text{ car}) - 41,78 \times (\% \text{ car} \times ic)$ | 0,91 |

Onde: *CI* = Penetração de cloretos (Coulombs); *a/c* = relação água/cimento; *% car* = percentual de carregamento dos concretos; *ic* = idade de carregamento dos concretos (dias).

Os coeficientes de determinação (R²) obtidos para as misturas com cimentos CPV ARI, CPII Z e CPIV RS foram de 0,99, 0,96 e 0,91, respectivamente; indicando que os modelos

Influência da microfissuração causada nas primeiras idades na durabilidade de concretos ao longo do tempo (*self-healing*).

apresentados explicam 99%, 96% e 91% da variabilidade dos valores observados para a penetração de cloretos nos concretos estudados. A Tabela 3.14 apresenta a análise de variância (ANOVA) dos modelos obtidos.

Tabela 3.14 – ANOVA dos modelos matemáticos de penetração de íons cloreto por tipo de cimento.

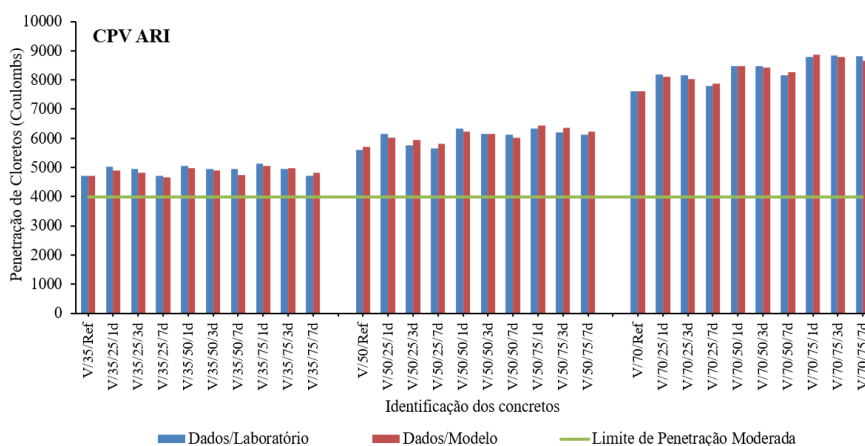
| Cimento | Fonte | GL | MQ | Teste F | Significância - p |
|---------|-----------|-----|-------------|---------|-------------------|
| CPV ARI | Regressão | 4 | 54877650,65 | 2003,80 | 1,09E-96 |
| | Resíduo | 103 | 27386,74 | - | - |
| | Total | 107 | - | - | - |
| CP II Z | Regressão | 3 | 29116411,00 | 794,46 | 1,63E-71 |
| | Resíduo | 104 | 36649,17 | - | - |
| | Total | 107 | - | - | - |
| CPIV RS | Regressão | 3 | 5783387,04 | 356,08 | 1,55E-54 |
| | Resíduo | 104 | 16241,85 | - | - |
| | Total | 107 | - | - | - |

Onde: *GL* = Grau de Liberdade; *MQ* = Média Quadrada.

O valor “*p*” menor do que 0,05 (Tabela 3.14) indica que a relação entre as variáveis é estatisticamente significativa a um nível de confiança de 95%. Indicando que os modelos apresentados representam com fidedignidade de 95% os resultados encontrados em laboratório.

As Figuras 3.13 a 3.15 apresentam um comparativo da penetração de cloretos entre os dados fornecidos pelo modelo matemático e os dados obtidos em laboratório.

Figura 3.13 – Comparação da penetração de cloretos entre os dados laboratoriais e os dados do modelo matemático para os concretos confeccionados com cimento CPV ARI.



A legenda de identificação dos concretos (Figuras 3.13 a 3.15) foi elaborada da seguinte forma: o primeiro termo corresponde ao tipo de cimento da mistura (V→CPV ARI), o segundo termo corresponde à relação água/cimento do traço (35→ $a/c=0,35$), o terceiro termo corresponde à intensidade do percentual de carregamento aplicado (25→25%) e o último termo, corresponde à idade em que os concretos foram submetidos aos pré-carregamentos (1d→ 1dia). As amostras que aparecem com a identificação “REF” são amostras de referência (não submetidas a carregamentos).

Figura 3.14 – Comparação da penetração de cloretos entre os dados laboratoriais e os dados do modelo matemático para os concretos confeccionados com cimento CII Z.

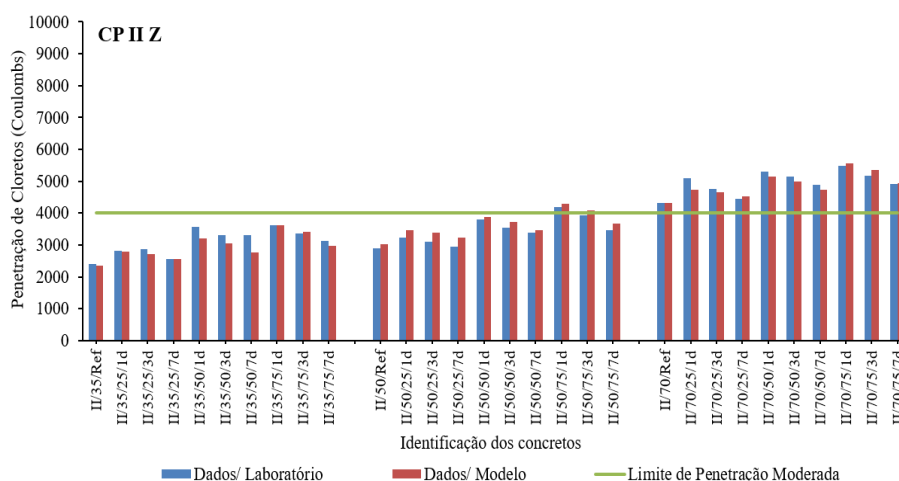
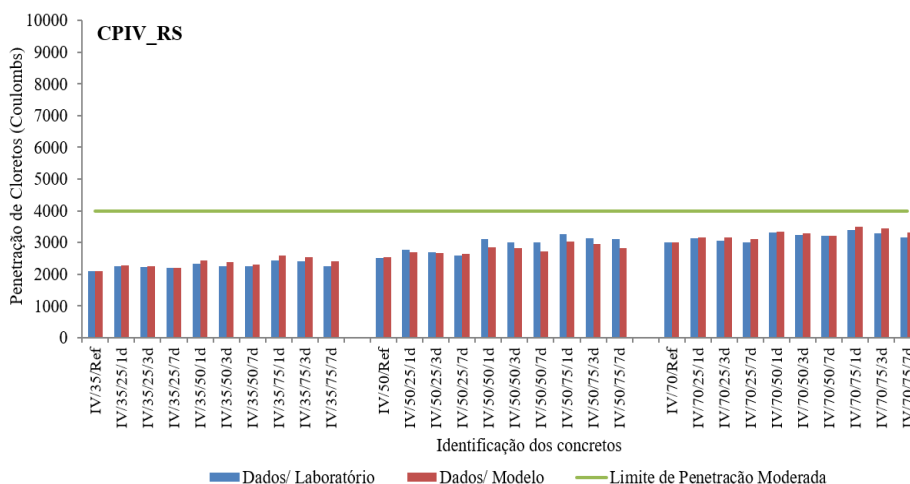


Figura 3.15 – Comparação da penetração de cloretos entre os dados laboratoriais e os dados do modelo matemático para os concretos confeccionados com cimento CII V RS.



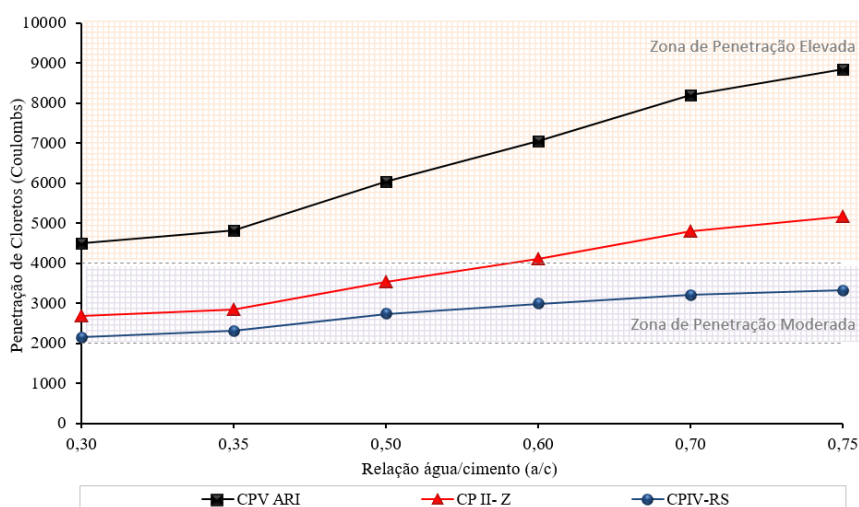
As Figuras 3.13 a 3.15 mostram uma boa correlação dos modelos matemáticos com os resultados obtidos no laboratório. Observa-se que o tipo de cimento teve papel relevante nos resultados de penetração de cloretos. Os concretos confeccionados com cimentos pozolânicos apresentaram os melhores desempenhos, enquanto que os concretos com cimento CPV ARI, os resultados mais desfavoráveis. Verifica-se que, mesmo impostas às solicitações e em diferentes idades, todas as misturas com cimento CPIV RS apresentaram resultados de penetração de cloretos inferiores a 4000 Coulombs. Para o cimento CPII Z, essa tendência foi observada para as misturas com $a/c = 0,35$. Para as misturas com $a/c = 0,50$ esse comportamento se repetiu para os concretos submetidos aos pré-carregamentos com intensidade de 25% e 50%. As misturas com $a/c = 0,70$ apresentaram penetração de cloretos superiores ao limite normativo. Algumas tendências gerais também podem ser observadas, como o aumento da penetração de cloretos com o aumento do percentual de carregamento e com o aumento da relação água/cimento (como o esperado). Com relação à idade de carregamento dos concretos, observou-se que a penetração de cloretos tende a diminuir com o aumento da idade em que as solicitações forem impostas aos concretos.

Nos próximos itens serão apresentadas isoladamente as variáveis significativas dos modelos matemáticos, e o comportamento dos concretos em função destas variáveis.

3.2.2.1 Efeito Isolado da relação água/cimento sobre a penetração de íons cloretos

A Figura 3.16 apresenta as curvas obtidas a partir das equações desenvolvidas na modelagem matemática, para cada tipo de cimento. Os valores da penetração de íons cloreto foram calculados variando-se os valores das relações água/cimento e mantendo-se no ponto médio os níveis das demais variáveis do modelo.

Figura 3.16 – Efeito isolado da relação a/c sobre penetração de cloretos no concreto.



De acordo com a Figura 3.16, observa-se uma tendência de comportamento de aumento da penetração de cloretos com o aumento da relação água/cimento, como o esperado. Diversos autores (COLLEPARDI & BIAGINI, 1990; OZYILDIRIM, 1994; NEVILLE, 1997; OLIVER, 1998; WEE, 1999; HOFFMANN, 2001; PEREIRA et al., 2002; TRINDADE, 2011; entre outros) vem relatando ao longo dos anos o efeito benéfico da redução da relação água/cimento na durabilidade dos concretos em função da redução da porosidade e da permeabilidade da pasta. Estes autores dão ênfase ao fato de que a relação água/cimento é um dos principais fatores que afetam a permeabilidade, sendo, portanto, extremamente importante para a resistência da estrutura frente aos agentes agressivos.

Guoping et al. (2011) estudaram o efeito da fadiga sobre a resistência a penetração de íons cloreto em concretos armados com diferentes relações água/cimento (0,35, 0,40 e 0,45). Foram realizados testes em corpos de prova fissurados imersos em solução salina (3,5% de NaCl) e expostos a névoa salina (*salt spray*). De acordo com os níveis de carregamentos comuns em projetos de concreto protendido na China, dois níveis de tensão (9,72 MPa e 16,2 MPa) e dois níveis de tensão de compressão de tração (0,795 MPa e 1,325 MPa) foram usados para os testes. Os resultados mostraram que a resistência do concreto à penetração de íons cloreto pode ser melhorada através da redução da relação água/cimento e que o teor de cloreto livre foi fortemente influenciado pelo estado de estresse dos concretos. Para concretos submetidos à compressão, o teor de cloretos aumentou percentualmente com o aumento da

tensão de 9,72 para 16,2MPa. Concluíram também que a imersão em solução salina foi mais severa do que em névoa salina.

Villagrán-Zaccardi et al. (2010) investigaram a penetração de cloretos em ambiente marinho de amostras de concreto confeccionadas com cimento Portland, que continha 18% de filler calcário e 12% de escória de alto forno. Foram analisados vários parâmetros, incluindo duas relações água-cimento (a/c de 0,39 e 0,60), dois tamanhos máximos de agregados graúdo (19 e 25mm), dois tipos de areia natural (fina e grossa) e três tratamentos de cura por um período de 28 dias (cura 1: temperatura: 23 ± 2 °C; UR > 95%; cura 2: temperatura: 20 ± 2 °C; UR: 50%, e cura 3: ambiente externo (média de temperatura: 12 °C, média de UR: 85%). As amostras permaneceram expostas em ambiente marinho por um período de 3 anos. Concluíram que a relação água/cimento foi o principal parâmetro tecnológico do estudo, afetando não só a taxa de penetração de cloreto em concreto, mas também o conteúdo de cloreto de superfície. O tratamento de cura foi mostrado com menor influência, e o tamanho máximo do agregado apresentou um efeito mínimo.

A Tabela 3.15 apresenta o crescimento da penetração de cloretos em função da variação da relação água/cimento dos concretos investigados. Os resultados confirmam a tendência de que o aumento da quantidade de água na mistura implica em um aumento da permeabilidade da matriz, facilitando o ingresso de íons cloreto.

Tabela 3.15 – Variação da penetração de cloretos (%) em função da relação água/cimento das misturas.

| Tipo de Cimento | Percentual do Crescimento da Penetração de Cloretos | | |
|-----------------|---|-------------------------------------|-------------------------------------|
| | ($a/c=0,35 \rightarrow a/c=0,70$) | ($a/c=0,35 \rightarrow a/c=0,50$) | ($a/c=0,50 \rightarrow a/c=0,70$) |
| CPV ARI | 70% | 25% | 36% |
| CPII Z | 68% | 24% | 36% |
| CPIV RS | 39% | 18% | 17% |

Sendo:

AUMENTO

REDUÇÃO

Em relação aos tipos de cimentos, observa-se uma tendência de decréscimo da penetração de cloretos com o aumento do teor de pozolanas presente na mistura, conforme já mencionado. Os melhores resultados foram observados para os cimentos CPIV RS e CPII Z, evidenciando a relevância da composição química do cimento na formação da microestrutura e no comportamento do concreto frente aos agentes agressivos. A adição de pozolanas no concreto

promove um maior empacotamento dos materiais, visto que são partículas muito finas que preenchem os espaços vazios nos poros da matriz cimentícia. Com isso, promovem uma menor porosidade e permeabilidade da pasta, melhorando as condições de durabilidade e resistência e impedindo a penetração de íons cloretos (PAGE, 1986; LOCHER, 2006). Aliado a isso, as reações pozolânicas preenchem os vazios capilares remanescentes com os produtos formados.

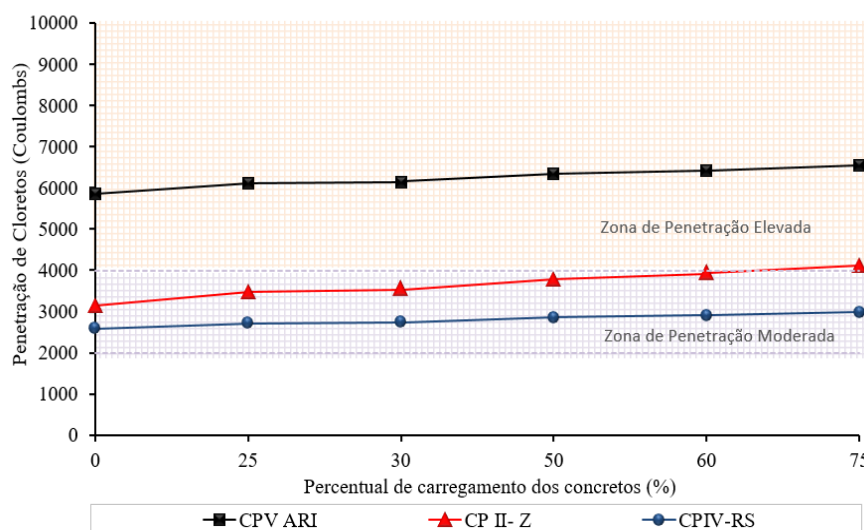
Chindaprasirt et al. (2008) desenvolveram um estudo da resistência à penetração de cloretos em argamassas de cimento Portland contendo cinza volante e cinza de casca de arroz. Para a elaboração das argamassas, o cimento foi parcialmente substituído por estas adições em dosagens de 20 e 40% dos materiais cimentícios. A relação água/cimento foi mantida constante em 0,5 e o espalhamento das argamassas mantidas em 110 com a adição de aditivo superplastificante. A resistência à compressão, a migração e a penetração de cloretos após 30 dias de imersão em 3% de NaCl foram determinadas. Os resultados mostraram que a resistência à penetração de cloretos nas argamassas melhorou com a substituição parcial de cimento por qualquer uma das pozolanas estudadas.

3.2.2.2 Efeito isolado do percentual de carregamento sobre a penetração de íons cloretos

O efeito “percentual de pré-carregamento”, isoladamente, foi significativo para todos os cimentos. Para o cimento CPV ARI, esta variável também apresentou interação significativa com a relação água/cimento (a/c). Para os demais cimentos (CPII Z e CPIV RS), o percentual de pré-carregamento apresentou interação significativa com a idade de carregamento (IC).

A Figura 3.17 apresenta o efeito do percentual de pré-carregamento sobre a penetração de íons cloreto dos concretos estudados para a idade de 28 dias. Os valores foram obtidos a partir das equações explicitadas na Tabela 3.13, variando-se os valores do percentual de pré-carregamento e mantendo-se no ponto médio as demais variáveis. Observa-se que, à medida que o percentual de carregamento aumenta, a penetração de íons cloreto cresce para todos os cimentos; significando que a penetração de cloretos está associada ao aumento da microfissuração da matriz gerado pelos pré-carregamentos impostos aos corpos de prova nas primeiras idades.

Figura 3.17 – Efeito isolado do percentual de carregamento na penetração de cloretos aos 28 dias.



A Figura 3.17 mostra uma menor influência do pré-carregamento nos resultados de penetração de cloretos para as misturas confeccionadas com os cimentos pozolânicos (CPIV RS e CPII Z). Para esses cimentos, em todos os percentuais de carregamento aplicados, os valores de penetração de cloretos obtidos ficaram abaixo de 4000 Coulombs (penetração de cloretos moderada segundo a ASTM 1202/08). Acredita-se que esse comportamento possa estar associado a menor porosidade da matriz cimentícia (pela formação do C-S-H) e pela retenção de cloretos pelas fases aluminato e ferro-aluminato do cimento, juntamente com a alumina das pozolanas, conforme já discutido anteriormente.

Alguns pesquisadores, como Wang e Ueda (2011), quantificaram o coeficiente de difusão de cloreto através de concretos fissurados com diferentes espessuras (20-600 μm) e constataram que a presença de microfissuras pode acelerar a penetração de cloretos no concreto, uma vez que fornecem canais de fluxo preferenciais para a passagem de cloretos.

Konin, François e Arliguie (1998) estudaram três tipos de concreto com resistência à compressão de 45, 80 e 100 MPa, os quais foram expostos a um estado de carregamento em um recipiente fechado e submetidos a uma sequência de molhagem e secagem com uma solução salina de NaCl. Os resultados mostraram que uma relação linear foi encontrada entre o coeficiente de difusão e o nível de carregamento, e o coeficiente de difusão aparente de cloretos e a resistência do concreto. Isso mostra que há um acréscimo na penetração de íons

cloreto nos concretos quando submetidos a carregamentos, devido à microfissuração que ocorre nos exemplares.

Paul et al. (2014) estudaram a penetração de cloretos e corrosão induzida por cloreto em vigas de argamassas reforçadas com fibras, com diferentes profundidades de cobertura (15, 25 e 30 mm) e submetidas a um processo de fissuração por carregamento na flexão. Os níveis de deformação das vigas foram escolhidos de tal modo que a abertura das fissuras não ultrapassasse o limite de 0,10 mm. Após o carregamento as amostras foram submetidas a ciclos de molhagem e secagem e exposição acelerada ao cloreto durante períodos de 620 dias. Os autores concluíram que havia maior probabilidade de corrosão para a profundidade de menor cobrimento. Observaram também, que quantidades significativas de cloreto penetraram na superfície das barras de aço. No entanto, por limitações do estudo, nenhuma correlação foi encontrada entre o montante total de cloreto na superfície do vergalhão e a largura total ou média das fissuras, número de fissuras, ou o cobrimento de concreto às armaduras.

Savija et al. (2014) investigaram a influência mecânica de fissuras em concreto armado com relação $a/c=0,45$, confeccionados com e sem escória, na penetração de cloretos. Fissuras de diferentes espessuras foram induzidas em amostras prismáticas por meio de uma carga mecânica. As amostras fissuradas foram então submetidas a ciclos semanais de molhagem e secagem com uma solução de NaCl (3,3%). Após a exposição, as amostras foram cortadas, e as distribuições de cloreto foram determinadas utilizando o *Laser Induced Breakdown Spectroscopy* (LIES). Os autores verificaram que quanto maior o tamanho das fissuras, maior foi a penetração de íons cloreto nos concretos.

Rubin et al. (2006) estudaram a influência de altos teores de adições minerais na microestrutura da camada de cobrimento estrutural do concreto. Peças protótipos curadas em condições ambientais, compostas por cimento Portland (referência) e adições (misturas com teores de 70% e escória de alto forno e 20% de cinza volante, em substituição ao cimento, e também com teores de 70% e escória de alto forno, 20% de cinza volante e 20% de cal hidratada), foram confeccionadas. Dos protótipos extraíram-se testemunhos para realização do ensaio de penetração rápida a cloretos (ASTM C 1202/08) nas idades de 91 e 300 dias. Os resultados demonstraram valores inferiores de carga passante em Coulombs para os concretos com adições em comparação aos concretos de referência, comprovando o benefício dos efeitos “fíler e pozolânico” na microestrutura dos concretos.

Para quantificar a oscilação da penetração de cloretos entre as amostras não submetidas a solicitações (sem carregamento) e as pré-carregadas a 75% da carga de ruptura (Figura 3.17), foram calculadas as variações entre os resultados dos pontos extremos das retas para cada tipo de cimento. Observou-se para os cimentos CPV ARI, CPII Z e CPIV RS, que as variações de resultados com a aplicação do carregamento a 75% foram da ordem de 12%, 31% e 16%, respectivamente. Em outra situação, considerando a variação entre o menor percentual de carga aplicado (25%) e o maior percentual de carga aplicado (75%), observou-se que as variações da penetração de cloretos foram de 7%, 19% e 10% para os cimentos CPV ARI, CPII Z e CPIV RS, respectivamente. O crescimento da penetração de cloretos com o aumento do pré-carregamento (50% para 75%) para os cimentos estudados foram inferiores a 10%.

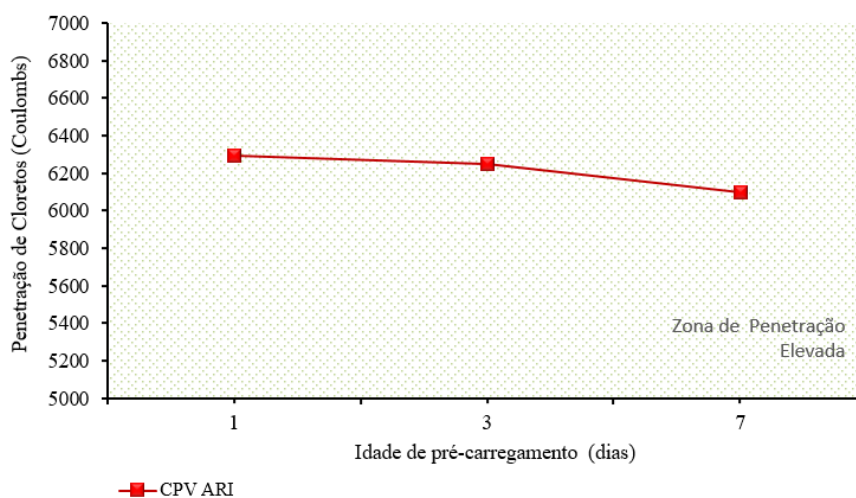
Para esta pesquisa, a variável “pré-carregamento” (quando analisada isoladamente) apresentou incrementos da penetração de cloretos inferiores aos resultados obtidos para a variável “relação água/cimento”. Diante do exposto, pode-se supor que existe uma tendência de que o pré-carregamento tenha menor influência na penetração de cloretos que a relação água/cimento utilizada para a produção dos concretos.

3.2.2.3 Efeito Isolado da idade de pré-carregamento na penetração de íons cloretos

De acordo com os modelos matemáticos apresentados na Tabela 3.13, a variável idade de carregamento é significativa isoladamente somente para o cimento CPV ARI. Para os cimentos CPII Z e CPIV RS, essa variável é significativa somente na interação com o percentual de carregamento.

A Figura 3.18 apresenta a evolução da penetração de íons cloreto (aos 28 dias) em função da idade de pré-carregamento para o cimento CPV ARI. Os valores foram obtidos a partir do modelo matemático descrito na Tabela 3.13, mantendo-se no ponto médio os valores das variáveis relação água/cimento e percentual de carregamento e variando-se os níveis da idade de pré-carregamento.

Figura 3.18 – Efeito isolado da idade de pré-carregamento na penetração de cloretos.



Observa-se (Figura 3.18) uma tendência de redução da penetração de cloretos com o aumento da idade em que as solicitações são impostas aos concretos. Ou seja, quanto mais tarde ocorrer o pré-carregamento dos concretos, menor é a de penetração de cloretos. Quando o carregamento passou de 1 dia→3 dias, a penetração de cloretos decaiu em um percentual de 1%; de 3 dias→7 dias, a redução foi de 2%. A maior queda foi observada quando o carregamento passou de 1 dia→7 dias, no entanto essa redução não ultrapassou o percentual de 3%.

Os resultados confirmam a tendência esperada, de que o adiamento do carregamento dos concretos pode trazer benefícios para a durabilidade dos concretos. No entanto, apesar da confirmação da redução da penetração de cloretos com a variação da idade de carregamento dos concretos, os resultados encontrados encontram-se muito acima dos limites de penetração moderada (4000 Coulombs) segundo os padrões normativos. Além disso, observa-se pelos resultados obtidos que a variável “idade de carregamento” tende a influenciar com menor intensidade a penetração de cloretos em comparação às demais variáveis consideradas nesse experimento (relação a/c, Figura 3.16 e percentual de carregamento, Figura 3.17).

Para a durabilidade dos concretos, há uma probabilidade de que os pré-carregamentos ocasionados em maiores idades podem apresentar menor influência na formação de microfissuras na matriz do concreto, visto que a matriz já está mais compacta e coesa, gerando menor volume de microfissurações. Isso se dá pelo desenvolvimento das reações de

hidratação do cimento e pelo o aumento da resistência mecânica do concreto com o passar do tempo (JACOBSEN et al. 1996).

Nas maiores idades (7 dias) os concretos confeccionados com cimento CPV ARI já apresentam uma certa resistência (cerca de 90%, 88% e 84% da resistência obtida aos 28 dias, para as relações água/cimento 0,35, 0,50 e 0,70, respectivamente) e uma maior capacidade de suportar as cargas impostas. Acredita-se que os danos (microfissuras) gerados nas amostras pré-carregadas aos 7 dias sejam mais amenos do que os danos gerados nas amostras pré-carregadas nas idades de 1 e 3 dias, o que explica os resultados encontrados. Para os demais cimentos (CPII Z e CPIV RS), em que o ganho inicial de resistência da matriz ocorre de maneira mais lenta (cerca de 78%, 76% e 63% da resistência média obtida aos 28 dias, para as relações água/cimento 0,35, 0,50 e 0,70, respectivamente) em função de suas características químicas, o avanço da idade de carregamento, no intervalo considerado, não influenciou a variável de resposta do experimento.

Devido à atualidade do tema deste estudo, há dificuldades em encontrar referências com resultados para estabelecer a comparação.

3.2.2.4 Efeito da interação “carregamento versus relação água/cimento” na penetração de íons cloretos

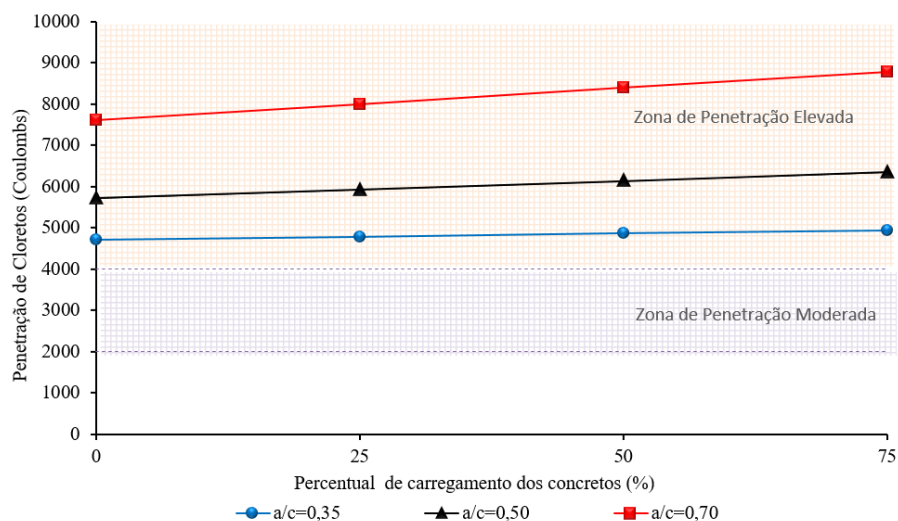
A influência da interação do percentual de carregamento e relação água/cimento sobre a penetração de cloretos (aos 28 dias) é apresentada na Figura 3.19. A interação destes fatores somente foi significativa para as misturas confeccionadas com cimento CPV ARI.

Os valores foram obtidos a partir da Tabela 3.13 (modelo matemático das misturas com cimento CPV ARI), variando-se os valores do percentual de carregamento e das relações água/cimento e mantendo-se no ponto médio os níveis das demais variáveis.

A Figura 3.19 mostra o efeito da interação dos fatores percentual de carregamento e relação água/cimento, ou seja, quanto maior a relação água/cimento, maior a influência do percentual de carregamento na penetração de cloretos.

Observa-se, também, que os resultados estão dispostos na faixa de alta penetração de cloretos e que o crescimento da penetração de cloretos é mais evidente nos concretos com relações água/cimento maiores ($a/c=0,50$ e $a/c=0,70$), como o esperado.

Figura 3.19 – Efeito da interação percentual de carregamento e relação água/cimento na penetração de cloretos de misturas com cimento CPV ARI.



A Tabela 3.16 apresenta a variação da penetração de cloretos em função da intensidade dos pré-carregamentos aplicados nos concretos, em função da relação água/cimento.

Tabela 3.16 – Modificação da penetração de cloretos (%) em função da variação dos pré-carregamentos aplicados nos concretos.

| a/c | Variação da penetração de cloretos em função da variação do carregamento dos concretos | | | | | |
|------|--|----------|----------|-----------|-----------|-----------|
| | (0%→25%) | (0%→50%) | (0%→75%) | (25%→50%) | (25%→75%) | (50%→75%) |
| 0,35 | 1,67% | 3,34% | 5,02% | 1,64% | 3,29% | 1,62% |
| 0,50 | 3,68% | 7,36% | 11,03% | 3,55% | 7,10% | 3,43% |
| 0,70 | 5,06% | 10,13% | 15,19% | 4,82% | 9,64% | 4,60% |

Sendo:

AUMENTO

REDUÇÃO

A Tabela 3.16 mostra que, independente da relação água/cimento, o aumento no carregamento dos concretos nas primeiras idades tende a aumentar a penetração de cloretos. No entanto, para as misturas com a/c 0,35, essas variações são baixas (inferiores a 5,02%). Para as demais misturas (a/c=0,50 e a/c=0,70), esses percentuais crescem significativamente. Na situação mais crítica (comparação da penetração de cloretos de amostras de referência e amostras pré-carregadas com 75% da carga de ruptura: 0%→75%), observa-se um crescimento percentual da penetração de cloretos de 11,03% e de 15,19%, para as misturas confeccionadas com relação a/c de 0,5 e 0,70, respectivamente.

Devido à atualidade do tema deste estudo, há dificuldades em encontrar referências com resultados para estabelecer a comparação.

3.2.2.5 Efeito da interação “idade de carregamento versus percentual de carregamento” sobre a penetração de íons cloretos

A interação dos fatores significativos “idade de carregamento e percentual de carregamento”, utilizadas para a elaboração dos modelos matemáticos das misturas confeccionadas com os cimentos CII Z e CIII RS, são apresentadas nas Figuras 3.20 e 3.21. Para o cimento CPV ARI essa interação não foi significativa.

Figura 3.20 – Efeito da interação percentual de carregamento e idade de carregamento na penetração de cloretos para os concretos com cimento CP II Z.

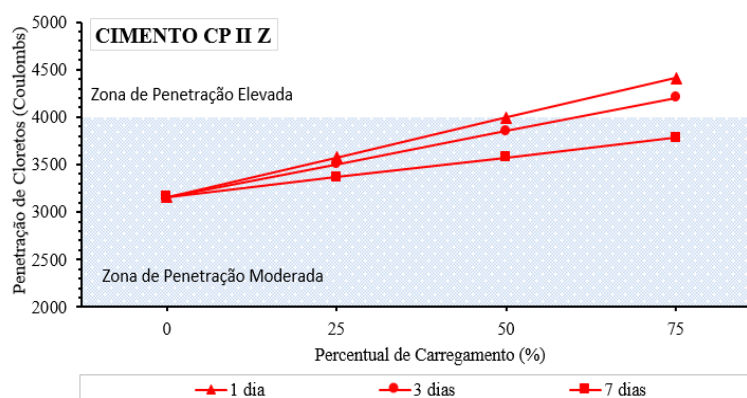
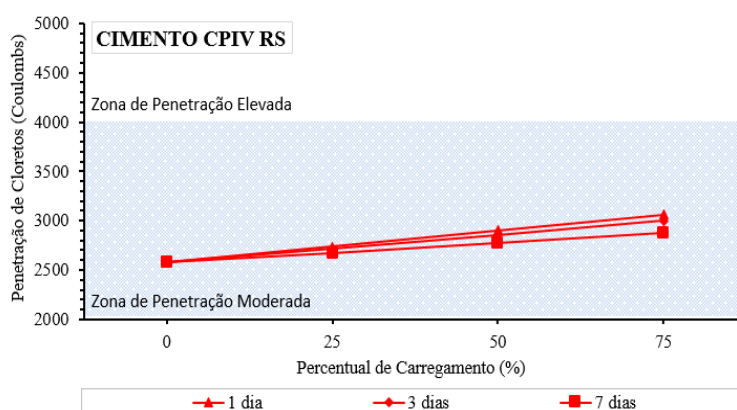


Figura 3.21 – Efeito da interação percentual de carregamento e idade de carregamento na penetração de cloretos para os concretos com cimento CIII RS.



Pela análise das imagens apresentadas, visualiza-se a interação dos fatores percentual de carregamento e idade de carregamento na penetração de cloretos. O efeito da interação mostra que quanto mais cedo os concretos são submetidos ao pré-carregamento, mais são sentidos os efeitos do aumento do percentual de carregamento. Verifica-se, também, que as misturas com teores de pozolanas mais elevados (Figura 3.21) apresentaram os melhores resultados, como o esperado.

Objetivando quantificar a variação da penetração de cloretos em função da idade de carregamento e dos percentuais de carga aplicados nos concretos, foram elaboradas as Tabelas 3.17 e 3.18.

Tabela 3.17 – Modificação da penetração de cloretos (%) em função da variação do percentual de carregamento aplicado em diferentes idades, para as misturas com cimento CP II-Z.

| Idade de Carregamento | Variação da penetração de cloretos em função da variação do % de carregamento | | | | | |
|-----------------------|---|-----------|-----------|----------|----------|----------|
| | (25%→50%) | (25%→75%) | (50%→75)% | (0%→25%) | (0%→50%) | (0%→75%) |
| 1 dia | 12% | 23% | 10% | 13% | 27% | 40% |
| 3 dias | 10% | 20% | 9% | 11% | 22% | 33% |
| 7 dias | 6% | 12% | 6% | 7% | 13% | 20% |

Sendo:

AUMENTO

REDUÇÃO

Tabela 3.18 – Modificação da penetração de cloretos (%) em função da variação do percentual de carregamento aplicado em diferentes idades, para as misturas com cimento CP IV-RS.

| Idade de Carregamento | Variação da penetração de cloretos em função da variação do % de carregamento | | | | | |
|-----------------------|---|-----------|-----------|----------|----------|----------|
| | (25%→50%) | (25%→75%) | (50%→75)% | (0%→25%) | (0%→50%) | (0%→75%) |
| 1 dia | 6% | 12% | 6% | 6% | 12% | 19% |
| 3 dias | 5% | 11% | 5% | 5% | 11% | 16% |
| 7 dias | 4% | 8% | 4% | 4% | 7% | 11% |

Sendo:

AUMENTO

REDUÇÃO

As Tabelas 3.17 e 3.18, mostram que ocorre um crescimento da penetração de cloretos com o aumento do pré-carregamento dos concretos para todas as idades de carregamento. Acredita-se que a intensidade do carregamento está diretamente relacionada ao aumento de microfissuras na matriz cimentícia, as quais são um caminho preferencial para a entrada de agentes agressivos na estrutura. Logo, existe uma tendência de que quanto mais cedo as

Influência da microfissuração causada nas primeiras idades na durabilidade de concretos ao longo do tempo (*self-healing*).

solicitações forem impostas aos concretos e quanto maior for a intensidade destas solicitações, maior será o dano (microfissuras) gerado na matriz cimentícia, facilitando a entrada de íons cloreto nos concretos.

Para ambos os cimentos, as variações de resultados mais significativas foram observadas para as misturas de referência (0%) em comparação as misturas pré-carregadas a 75% da carga de ruptura. Considerando os percentuais de carregamento aplicados, as maiores oscilações de penetração de cloretos foram observadas para as variações de pré-carregamento de 25%→75% para a idade de 1 dia (variação de 23% para o CII Z e de 12% para o CII RS). Quando os percentuais de carregamento passaram de 25%→50% e de 50%→75%, os resultados mais desfavoráveis também foram observados para a idade de 1 dia, com um crescimento da penetração de cloretos de 12% e 10% e de 6% e 6% para os cimentos CII Z e CII RS, respectivamente.

Devido à atualidade do tema deste estudo, há dificuldades em encontrar referências com resultados para estabelecer a comparação.

3.2.3 Absorção de água por sucção capilar

Semelhantemente ao procedimento aplicado para os resultados de penetração de cloretos foram desenvolvidos modelos matemáticos para avaliar a influência das variáveis independentes na absorção de água por sucção capilar. Os modelos foram gerados a partir do programa Excel com base nos resultados de laboratório e na análise de variância (ANOVA) dos dados experimentais. As Tabelas 3.19, 3.20 e 3.21 apresentam os resultados da ANOVA para os concretos investigados.

Tabela 3.19 – Avaliação estatística dos dados (ANOVA) para as misturas confeccionadas com cimento CPV ARI.

| Parâmetros | SQ | GL | MQ | Teste F | Probabilidade (%) | Significância |
|------------|----------|----|--------------|---------|-------------------|---------------|
| A | 0,000033 | 3 | 0,000011 | 534 | 0,000 | Sim |
| B | 0,000010 | 2 | 0,000005 | 239 | 0,000 | Sim |
| C | 0,000394 | 2 | 0,000197 | 9469 | 0,000 | Sim |
| AB | 0,000004 | 6 | 0,000001 | 29 | 0,000 | Sim |
| AC | 0,000007 | 6 | 0,000001 | 58 | 0,000 | Sim |
| BC | 0,000000 | 4 | 0,000000 | 2 | 18,567 | Não |
| ABC | 0,000001 | 12 | 0,000000 | 4 | 0,028 | Sim |
| Erro | 0,000001 | 36 | 0,0000000208 | | | |
| Total | | 71 | | | | |

Onde: “A” = percentual de carregamento (% car); “B” = idade de carregamento (ic); “C” = relação água/cimento (a/c)

Tabela 3.20 – Avaliação estatística dos dados (ANOVA) para as misturas confeccionadas com cimento CPII Z.

| Parâmetros | SQ | GL | MQ | Teste F | Probabilidade (%) | Significância |
|------------|----------|----|--------------|---------|-------------------|---------------|
| A | 0,000004 | 3 | 0,000001 | 26 | 0,000 | Sim |
| B | 0,000029 | 2 | 0,000014 | 278 | 0,000 | Sim |
| C | 0,000121 | 2 | 0,000060 | 1157 | 0,000 | Sim |
| AB | 0,000010 | 6 | 0,000002 | 31 | 0,000 | Sim |
| AC | 0,000001 | 6 | 0,000000 | 2 | 10,923 | Não |
| BC | 0,000001 | 4 | 0,000000 | 6 | 0,079 | Não |
| ABC | 0,000001 | 12 | 0,000000 | 1 | 50,621 | Não |
| Erro | 0,000002 | 36 | 0,0000000522 | - | - | - |
| Total | - | 71 | - | - | - | - |

Onde: “A” = percentual de carregamento (% car); “B” = idade de carregamento (ic); “C” = relação água/cimento (a/c)

Tabela 3.21 – Avaliação estatística dos dados (ANOVA) para as misturas confeccionadas com cimento CPIV RS.

| Parâmetros | SQ | GL | MQ | Teste F | Probabilidade (%) | Significância |
|------------|----------|----|--------------|---------|-------------------|---------------|
| A | 0,000077 | 3 | 0,000026 | 3567 | 0,000 | Sim |
| B | 0,000017 | 2 | 0,000009 | 1200 | 0,000 | Sim |
| C | 0,000468 | 2 | 0,000234 | 32353 | 0,000 | Sim |
| AB | 0,000006 | 6 | 0,000001 | 144 | 0,000 | Sim |
| AC | 0,000002 | 6 | 0,000000 | 40 | 0,000 | Sim |
| BC | 0,000001 | 4 | 0,000000 | 24 | 0,000 | Sim |
| ABC | 0,000001 | 12 | 0,000000 | 10 | 0,000 | Sim |
| ERRO | 0,000000 | 36 | 0,0000000072 | | | |
| TOTAL | | 71 | | | | |

Onde: “A” = percentual de carregamento (% car); “B” = idade de carregamento (ic); “C” = relação água/cimento (a/c)

A partir dos resultados da ANOVA das variáveis independentes foi possível desenvolver modelos matemáticos para cada uma das misturas investigadas. Esses modelos, juntamente com os parâmetros dos fatores analisados, são apresentados na Tabela 3.22.

Tabela 3.22 – Modelos matemáticos da absorção de água por sucção capilar por tipo de cimento.

| Cimento | Modelo Matemático | R ² |
|---------|--|----------------|
| CPV ARI | $ABS = 0,0085 + 0,0163 \times (a/c) + 0,0038 \times (\% \text{ car}) - 0,0003 \times (\% \text{ car} \times ic)$ | 0,91 |
| CPII Z | $ABS = 0,01124 + 0,00873 \times (a/c) + 0,00147 \times (\% \text{ car}) - 0,00033 \times (ic)$ | 0,95 |
| CPIV RS | $ABS = 0,0006 + 0,01764 \times (a/c) + 0,00458 \times (\% \text{ car}) - 0,00025 \times (ic)$ | 0,99 |

Onde: *ABS* = Absorção de água (g/cm²xh^{1/2}); *a/c* = relação água/cimento; % *car* = percentual de carregamento dos concretos; *ic* = idade de carregamento dos concretos (dias).

Os coeficientes de determinação “R²” obtidos para os cimentos CPV ARI, CPII Z e CPIV RS foram de 0,91, 0,95 e 0,99, respectivamente; indicando que os modelos apresentados explicam

Influência da microfissuração causada nas primeiras idades na durabilidade de concretos ao longo do tempo (*self-healing*).

91%, 95% e 99% da variabilidade dos valores observados experimentalmente. A Tabela 3.23 apresenta a análise de variância (ANOVA) dos modelos obtidos.

Tabela 3.23 – Análise de variância (ANOVA) dos modelos matemáticos de absorção de água por sucção capilar por tipo de cimento.

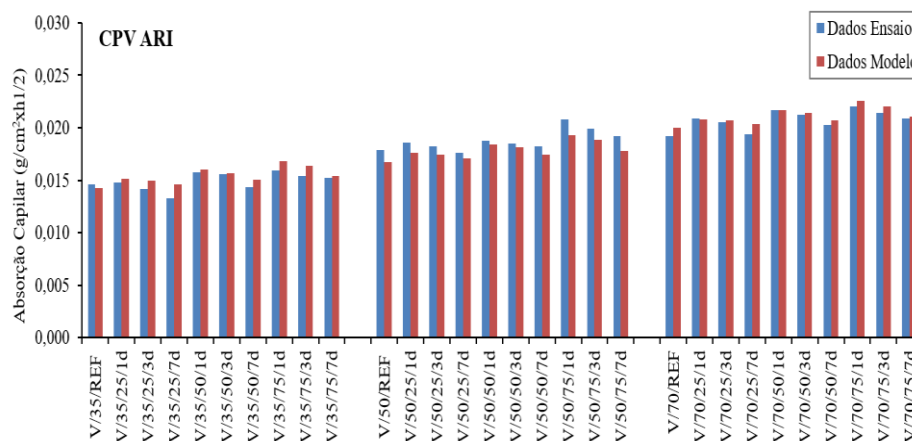
| Cimento | Fonte | GDL | MQ | Teste F | Significância p |
|---------|-----------|-----|-------------|---------|-----------------|
| CPV ARI | Regressão | 3 | 6,05343E-05 | 92,306 | 5,51E-14 |
| | Resíduo | 26 | 6,558017-07 | - | - |
| | Total | 29 | - | - | - |
| CP II Z | Regressão | 3 | 2,2692E-05 | 160,74 | 6,72E-17 |
| | Resíduo | 26 | 1,41175E-07 | - | - |
| | Total | 29 | - | - | - |
| CPIV RS | Regressão | 3 | 7,69756E-05 | 662,019 | 1,17E-24 |
| | Resíduo | 26 | 1,16274E-07 | - | - |
| | Total | 29 | - | - | - |

Onde: *GDL*= Grau de Liberdade; *MQ* = Média Quadrada.

O valor p, menor do que 0,05, mostra que a relação entre as variáveis é estatisticamente significativa a um nível de confiança de 95%. Este resultado indica que os modelos apresentados representam em 95% os resultados encontrados experimentalmente.

As Figuras 3.22 a 3.24 apresentam um comparativo entre os resultados de absorção capilar obtidos em laboratório e os resultados gerados pelos modelos matemáticos de cada cimento.

Figura 3.22 – Absorção por sucção capilar: Dados do experimento versus dados do modelo matemático para as misturas com cimento CPV ARI.



A legenda de identificação dos concretos das Figuras 3.22 a 3.24 é composta por quatro termos (considerando como exemplo: “V/35/25/1d”). O primeiro termo corresponde ao tipo de cimento da mistura (V→CPV ARI), o segundo termo corresponde à relação água/cimento do traço (35→ $a/c=0,35$), o terceiro termo a intensidade do percentual de carregamento aplicado (25→25%) e o último termo, corresponde a idade em que os concretos foram submetidos aos pré-carregamentos (1d→ 1dia). As misturas de referência não receberam carregamentos.

Figura 3.23 – Absorção por sucção capilar: Dados do experimento versus dados do modelo matemático para as misturas com cimento CP II-Z.

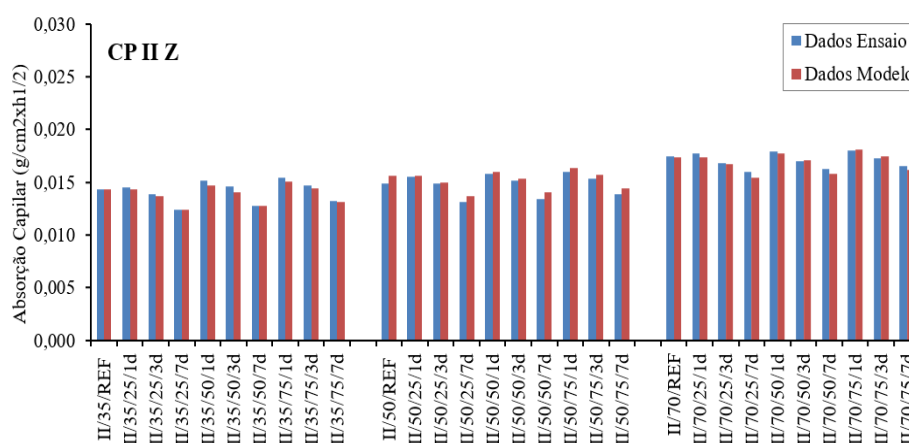
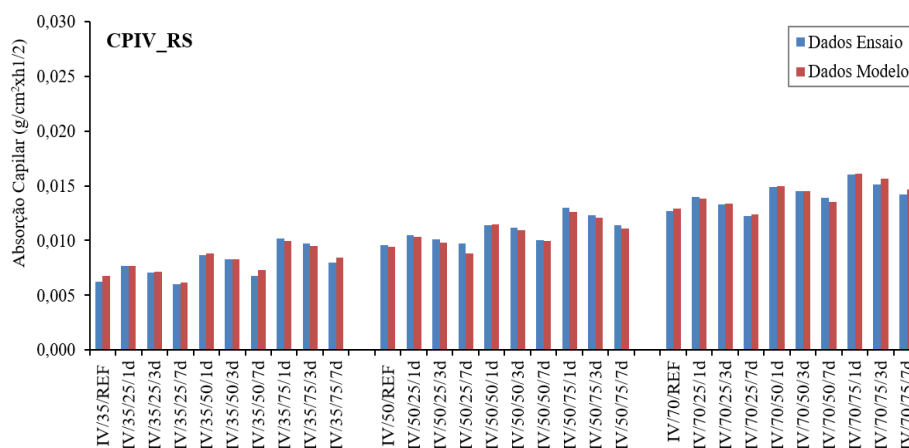


Figura 3.24 – Absorção por sucção capilar: dados do experimento versus dados do modelo matemático para as misturas com cimento CP IV-RS.



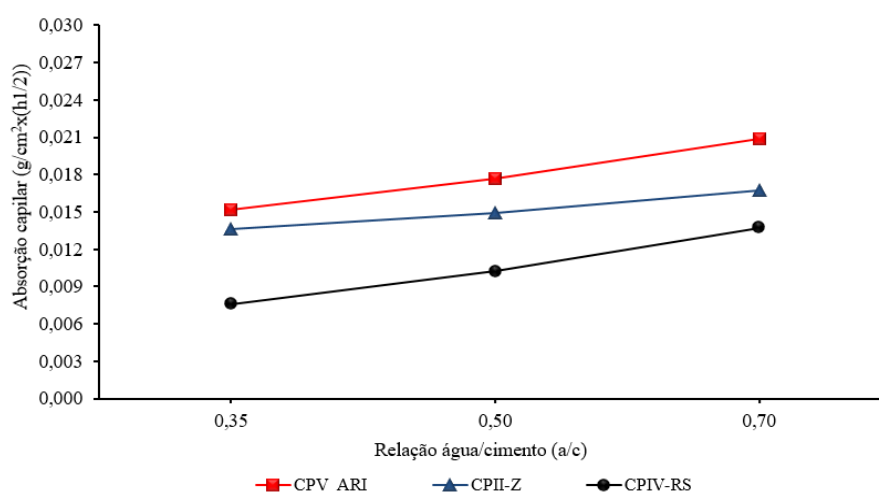
Em uma análise geral, observa-se que os modelos matemáticos gerados apresentaram uma boa correlação com os dados obtidos em laboratório. As tendências de comportamentos das misturas foram semelhantes ao observado para os ensaios de penetração de cloretos. Verificou-se um aumento da taxa de absorção de água com o aumento do carregamento aplicado nos concretos e uma redução da mesma com o retardamento da idade de carregamento. A variação da relação água/cimento das misturas promoveu um aumento da absorção da água, como o esperado. Com relação aos tipos de cimentos, os melhores resultados foram observados para os cimentos pozolânicos, o que comprova a relevância da composição química dos cimentos nos comportamentos dos concretos frente aos ensaios de durabilidade.

Nos próximos itens será abordado com mais intensidade o comportamento das misturas em função das variáveis significativas dos modelos matemáticos.

3.2.3.1 Efeito isolado da “relação água/cimento” sobre a absorção capilar

A Figura 3.25 apresenta o comportamento das misturas em função da variável relação água/cimento. As curvas foram obtidas a partir das equações desenvolvidas na modelagem matemática, para cada tipo de cimento. Os valores da absorção de água por sucção capilar foram calculados no modelo matemático (Tabela 3.22) variando-se os valores das relações água/cimento e mantendo-se no ponto médio os níveis das demais variáveis.

Figura 3.25 – Efeito isolado da relação água/cimento sobre a absorção de água por sucção capilar.



Pela análise da Figura 3.25, observa-se, para todas as misturas, um aumento da absorção com o aumento da relação água/cimento, coerente com a literatura. Calçada (2004) e Figueiredo e Nepomuceno (2004) observaram um aumento da taxa de absorção capilar em concretos com maiores relações água/cimento.

A Tabela 3.24 apresenta o percentual de crescimento da absorção de água por sucção capilar com a variação da relação água/cimento dos concretos.

Tabela 3.24 – Modificação da absorção de água por sucção capilar (%) em função da variação da relação água/cimento das misturas.

| Tipo de Cimento | Variação da absorção da água em função da variação da relação a/c dos concretos | | |
|-----------------|---|---------------------|---------------------|
| | (a/c=0,35→a/c=0,50) | (a/c=0,50→a/c=0,70) | (a/c=0,35→a/c=0,70) |
| CPV ARI | 16% | 18% | 37% |
| CPII Z | 10% | 12% | 22% |
| CPIV RS | 35% | 35% | 82% |

Sendo:

AUMENTO

REDUÇÃO

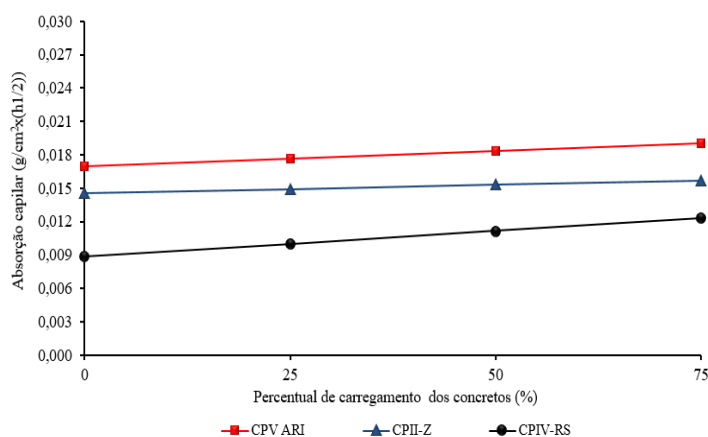
A Tabela 3.24 mostra que o crescimento mais intenso de absorção de água nos concretos investigados foi observado quando a relação água/cimento das misturas (a/c) variou de 0,35 para 0,70, como o esperado. Quando a relação a/c passou de 0,50 para 0,70, o incremento da absorção para os cimentos CPV ARI, CP II-Z e CPIV RS foram de 18%, 12% e 35%, respectivamente. As menores variações de resultados foram observadas quando a relação água/cimento passou de 0,35 para 0,50, para as misturas com cimentos CPV ARI e CPII Z (crescimento de 16% e 10%, respectivamente). Para o cimento CPIV RS a variação da relação a/c de 0,35 para 0,50 apresentou um crescimento de 35%, mesmo percentual obtido quando a relação água/cimento variou de 0,50 para 0,70.

A composição química do cimento também teve um papel relevante no comportamento do concreto frente à absorção de água, uma vez que as misturas confeccionadas com cimentos pozolânicos apresentaram as menores taxas de absorção. Conforme já discutido, as pozolanas promovem um maior empacotamento da matriz cimentícia, diminuindo o volume de vazios na pasta de cimento (Helene, 1993; Nepomuceno, 1992). A conexão destes vazios também é reduzida pelas reações pozolânicas, o que contribuiu para uma menor absorção de água.

3.2.3.2 Efeito isolado do “percentual de pré-carregamento” na absorção de água

O efeito isolado do percentual de carregamento aplicado nos concretos na absorção de água foi significativo para todos os cimentos investigados. Os valores apresentados na Figura 3.26 foram obtidos a partir dos modelos matemáticos de cada cimento, variando-se os valores do percentual de pré-carregamento e mantendo-se no ponto médio as demais variáveis.

Figura 3.26 – Efeito isolado do percentual de pré-carregamento sobre a absorção de água por sucção capilar.



De acordo com os resultados, observa-se para todos os cimentos uma tendência de crescimento da taxa de absorção de água com o aumento do percentual de carregamento, coerente com a literatura (Oberholster, 1983; Silva Filho, 1994). Esta tendência foi vinculada a um aumento de microfissuras na matriz cimentícia; que criaram novos caminhos e facilitaram a percolação de água e de agentes agressivos nesses concretos.

A Tabela 3.25 apresenta o crescimento da taxa de absorção de água com a variação dos percentuais de carregamentos aplicados nos concretos.

Tabela 3.25 – Modificação da absorção de água por sucção capilar em função da variação dos carregamentos aplicados nos concretos.

| Tipo de Cimento | Variação do percentual de carregamento dos concretos | | | |
|-----------------|--|-----------|-----------|----------|
| | (0%→25%) | (25%→50%) | (50%→75%) | (0%→75%) |
| CPV ARI | 4% | 4% | 8% | 12% |
| CPII Z | 3% | 2% | 5% | 8% |
| CPIV RS | 13% | 11% | 23% | 39% |

Sendo:

AUMENTO

REDUÇÃO

A variação do pré-carregamento dos concretos (Tabela 3.25) tem um efeito menor na absorção de água em relação à variável relação água/cimento. O efeito isolado do pré-carregamento dos concretos apresentou incrementos de absorção nitidamente inferiores aos observados com a variação das relações água/cimento para as mesmas misturas (Tabela 3.24).

De acordo com a Tabela 3.25, verifica-se que as maiores variações na taxa de absorção foram observadas quando o percentual de carregamento passou de 0% (misturas de referência – sem carregamento) para 75%, como o esperado. Para as misturas com cimentos CPV ARI e CPII Z, o crescimento da absorção de água com as variações dos pré-carregamentos de 0%→25%, 25%→50% e de 50%→75% foram inferiores a 10%. As misturas com cimento CPIV RS apresentaram as maiores variações de resultados, no entanto, os valores de absorção destes concretos foram bem inferiores às demais misturas.

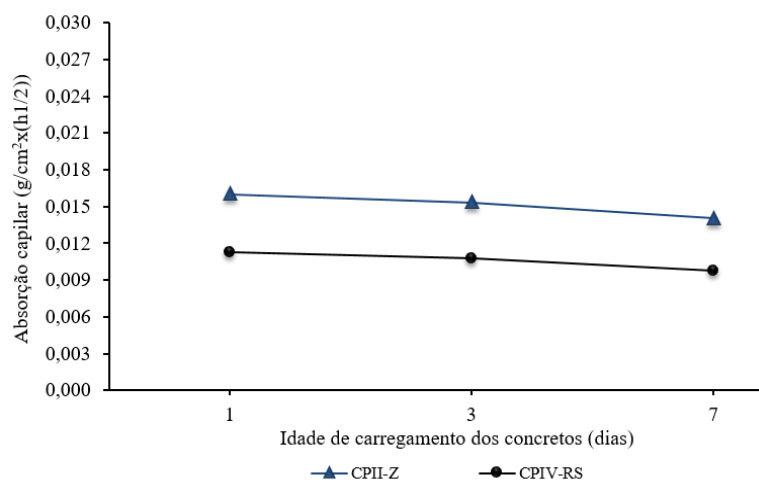
A diferença na ordem dos valores de absorção capilar das misturas com cimento puro (CPV ARI) em relação aos cimentos com pozolanas é relevante. Apesar de já realizarem o refinamento da matriz cimentícia, pode-se supor que cimentos com pozolanas tendem a “recuperar” parcialmente os danos impostos pelos carregamentos e apresentar melhores resultados em relação aos cimentos puros, conforme demonstrado nesta pesquisa.

3.2.3.3 Efeito isolado da “idade de carregamento” sobre a absorção de água

Para as misturas investigadas, a idade em que os carregamentos foram aplicados nos concretos influenciaram de forma significativa os resultados de absorção de água, conforme demonstrado nas análises ANOVA (Tabela 3.23). Nos modelos matemáticos adotados (Tabela 3.22), o efeito isolado da idade de carregamento na absorção de água foi significativo somente para as misturas com cimento CPII Z e CPIV RS.

A Figura 3.27 apresenta a penetração de água em função da idade de pré-carregamento dos concretos para os cimentos em que esta variável se mostrou significativa isoladamente. Os valores foram obtidos a partir dos modelos matemáticos, variando-se os níveis da idade de pré-carregamento e mantendo-se no ponto médio os valores das demais variáveis.

Figura 3.27 – Efeito isolado da idade de carregamento dos concretos sobre a absorção de água por sucção capilar.



A análise da Figura 3.27 mostra uma tendência de redução da absorção com o aumento da idade em que as solicitações foram impostas aos concretos. Essa tendência foi vinculada ao desenvolvimento das reações de hidratação do cimento, das quais, algumas ocorrem lentamente, proporcionando maior compactação da matriz cimentícia e, assim, o aumento da resistência do concreto. Nesse contexto, em uma matriz mais coesa e resistente, o carregamento passa a causar danos menores na estrutura. Carregamentos aplicados em idades menores provocam danos maiores e maior nível de microfissuração (BANTHIA, BIPARVA e MINDESS, 2005; LIMA e HELENE, 2005).

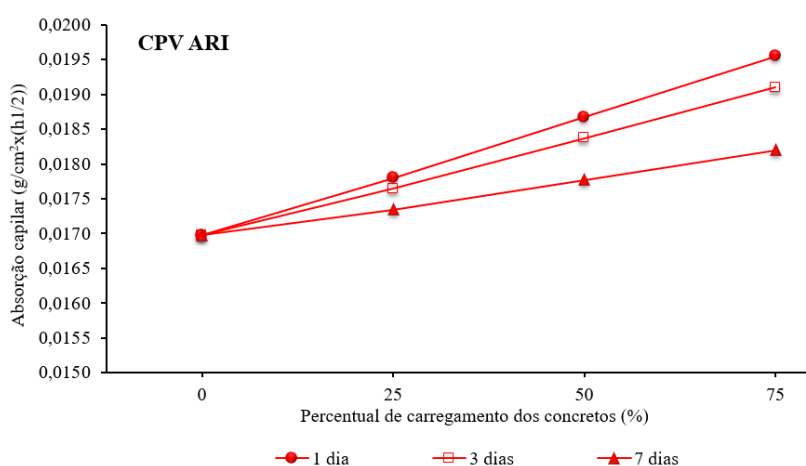
Para ambas as misturas (CPII Z e CPIV RS), observa-se uma redução da taxa de absorção de aproximadamente 4% quando o carregamento dos concretos passa a ocorrer aos 3 dias ao invés de a 1 dia. As maiores variações são observadas quando o carregamento dos concretos passa a ocorrer aos 7 dias, ao invés de a 1 dia. Nessa situação, a redução da taxa de absorção de água para os cimentos CPII Z e CPIV RS passa a ser de 12% e 13%, respectivamente.

Os resultados mostram a mesma tendência de comportamento observada para os ensaios de cloretos, de que menores danos são observados quando os carregamentos passam a ser aplicados em maiores idades (7 dias). Conforme já explanado, é necessário um período mínimo para que a estrutura interna da matriz seja formada e esteja apta a absorver as solicitações externas sem prejuízos permanentes para o concreto.

3.2.3.4 Efeito da interação “idade de carregamento versus percentual de carregamento” na absorção de água

A Figura 3.28 apresenta a evolução da penetração de água em função da interação “idade de carregamento” e “percentual de carregamento”. Os valores foram obtidos a partir do modelo matemático do cimento CPV ARI (Tabela 3.22), variando-se os níveis da relação água/cimento e do percentual de carregamento aplicado nos concretos e mantendo-se no ponto médio os valores das demais variáveis.

Figura 3.28 – Interação dos fatores “idade de carregamento” e “percentual de carregamento” na absorção de água por sucção capilar.



Observa-se uma tendência de que quanto mais cedo as solicitações forem impostas aos concretos e quanto maior for a intensidade destas solicitações, maior será a absorção de água por sucção capilar. Acredita-se que nas primeiras idades o concreto não possua uma estrutura interna capaz de resistir às tensões sem que ocorram danos (microfissuras) na matriz cimentícia. As microfissuras geradas pelos carregamentos passam a formar caminhos preferenciais para a entrada de água e de agentes agressivos no concreto.

As Tabelas 3.26 e 3.27 apresentam as taxas de variação da absorção de água em função do aumento do carregamento aplicado nos concretos e da idade em que os concretos foram solicitados, respectivamente.

Tabela 3.26 – Modificação da absorção de água por sucção capilar (%) em função da variação da intensidade do carregamento aplicado nos concretos.

| Variação do percentual de carregamento dos concretos | Variação da absorção da água | | |
|--|------------------------------|----------|----------|
| | (1 dia) | (3 dias) | (7 dias) |
| (25% → 50%) | 5% | 4% | 2% |
| (25% → 75%) | 10% | 8% | 5% |
| (50% → 75%) | 5% | 4% | 2% |
| (0% → 75%) | 15% | 12% | 7% |

Sendo:

AUMENTO

REDUÇÃO

De acordo com a Tabela 3.26, observa-se que para qualquer idade de carregamento dos concretos, as maiores variações de absorção de água foram observadas entre as misturas de referência (não carregadas) e as pré-carregadas a 75%, como o esperado. Observa-se também, que independentemente da idade de carregamento, a variação do percentual de carregamento (25% → 50%, 25% → 75% e de 50% → 75%) provocou nos concretos estudados um aumento da absorção de água de no máximo 10%. As menores variações dos resultados foram observadas para os concretos solicitados aos 7 dias de idade.

Tabela 3.27 – Modificação da absorção de água por sucção capilar (%) em função da idade em que as solicitações foram impostas nos concretos.

| Variação da idade de carregamento dos concretos | Percentual de carregamento dos concretos | | |
|---|--|-------|-------|
| | (25%) | (50%) | (75%) |
| 1 → 3 dias | 1% | 2% | 2% |
| 3 → 7 dias | 2% | 3% | 5% |
| 1 → 7 dias | 3% | 5% | 7% |

Sendo:

AUMENTO

REDUÇÃO

Observa-se que a variação da idade de carregamento (Tabela 3.27) implicou em um aumento na absorção de água de no máximo 7%. Para os concretos pré-carregados a 25% e a 50% da carga de ruptura, a variação da idade de carregamento promoveu um aumento da absorção de água de no máximo 5%.

Em suma, os resultados mostram que a idade de carregamento dos concretos tenha uma menor influência na absorção de água em relação ao percentual de carregamento dos concretos. As

variações nas idades de carregamento promoveram um crescimento menos intenso da absorção em comparação à variação promovida pelos pré-carregamentos (Tabela 3.26).

3.2.3.5 Taxa de absorção capilar de água em função da penetração de cloretos

Para um melhor entendimento do comportamento dos concretos frente aos estudos realizados, foi feita uma correlação dos resultados médios dos ensaios de absorção capilar de água e penetração de cloretos (Figuras 3.29 a 3.31). Os melhores ajustes foram obtidos para a equação linear, conforme demonstrado graficamente.

Figura 3.29 – Absorção capilar média em função da penetração de cloretos média para as misturas com cimento CPV ARI.

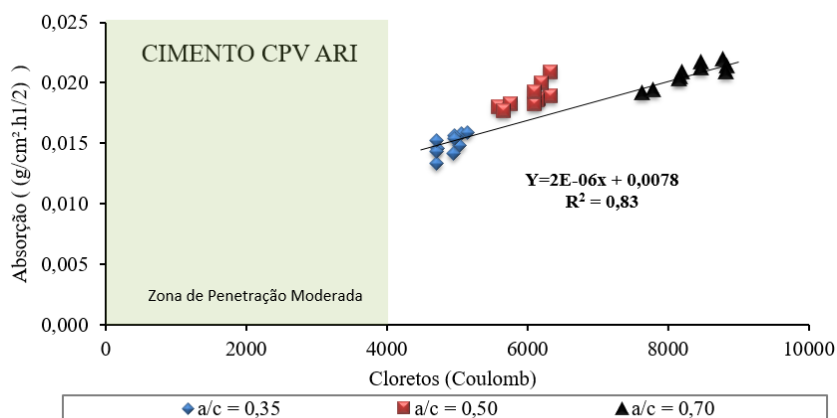


Figura 3.30 – Absorção capilar média em função da penetração de cloretos média para as misturas com cimento CPII Z.

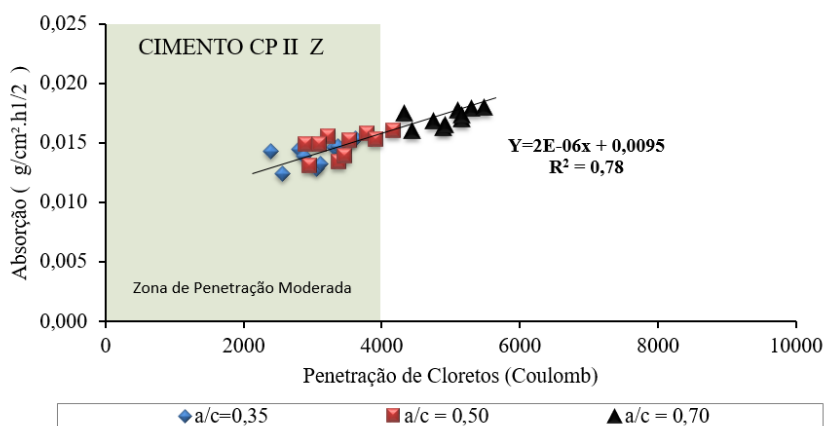
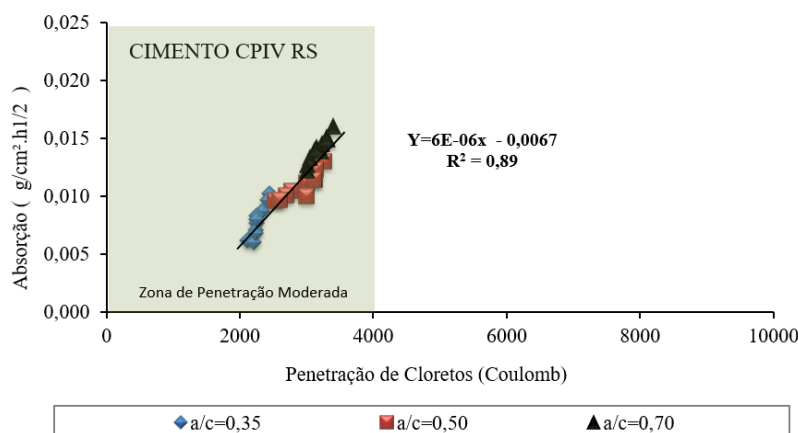


Figura 3.31 – Absorção capilar média em função da penetração de cloretos média para as misturas com cimento CPIV RS.



De acordo com o ajuste matemático dos resultados observa-se um comportamento linear, ou seja, um aumento da penetração de cloretos com a variação da absorção capilar dos concretos, como era de se esperar.

Conforme já dissertado, para ambos os ensaios o comportamento observado nos concretos foi o mesmo, crescimento da taxa de absorção de água e penetração de cloretos com o aumento da relação água/cimento e percentual de carregamento e redução das mesmas com o retardamento das idades em que os concretos foram submetidos aos carregamentos.

Em relação à classificação da penetração de cloretos estabelecida pela ASTM C1202/2008, conclui-se que nenhuma das misturas com cimento CPV ARI apresentou resultados inferiores a penetração moderada (4000 Coulombs). Contrariamente, todas as misturas com cimento CPIV RS apresentaram valores de penetração de cloretos inferiores a 4000 Coulombs, independentemente da idade em que as solicitações foram impostas nos concretos e da intensidade destes carregamentos. Os concretos com cimento CP II-Z apresentaram 63% dos resultados classificados como penetração moderada, segundo os padrões normativos.

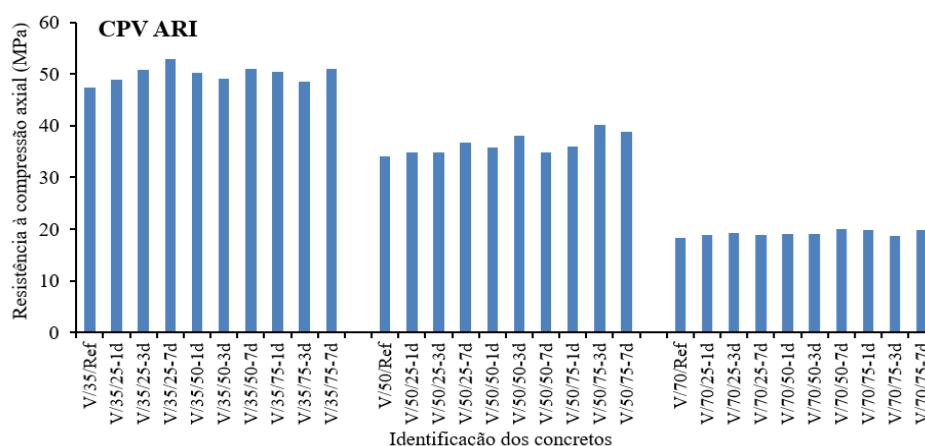
Diante do exposto, verifica-se mais uma vez que a composição química do cimento é um fator relevante a ser considerado, uma vez que os concretos com maiores teores de pozolanas apresentaram nitidamente os melhores resultados.

3.2.4 Resistência à compressão axial

Os resultados de resistência à compressão axial que serão apresentados neste item fazem parte do trabalho de Vieira (2008), o qual foi elaborado em conjunto e simultaneamente com essa pesquisa. Conforme já mencionado, ambos os trabalhos fazem parte de um macroprojeto desenvolvido pelo Núcleo Orientado para Inovação da Edificação (NORIE) que objetiva estudar o problema do carregamento precoce em concreto sob a ótica das propriedades mecânicas e de durabilidade.

As Figuras 3.32 a 3.34 apresentam os resultados médios obtidos por Vieira (2008) para a idade de 28 dias.

Figura 3.32 – Resistência à compressão axial dos concretos com cimento CPV ARI para a idade de 28 dias.



A identificação dos concretos nos gráficos (Figuras 3.32 a 3.34) foi composta por quatro fatores. Considerando a identificação de exemplo: “V/35/25 – 1 d”. O primeiro termo indica o tipo de cimento (V →cimento CPV ARI). O segundo termo a relação água/cimento (35→ $a/c=0,35$). O terceiro termo corresponde ao percentual de carregamento aplicado nos concretos (25→25%) e o último termo indica a idade em que as solicitações foram impostas nos concretos (1d →1 dia).

Figura 3.33 – Resistência à compressão axial dos concretos com cimento CII Z para a idade de 28 dias.

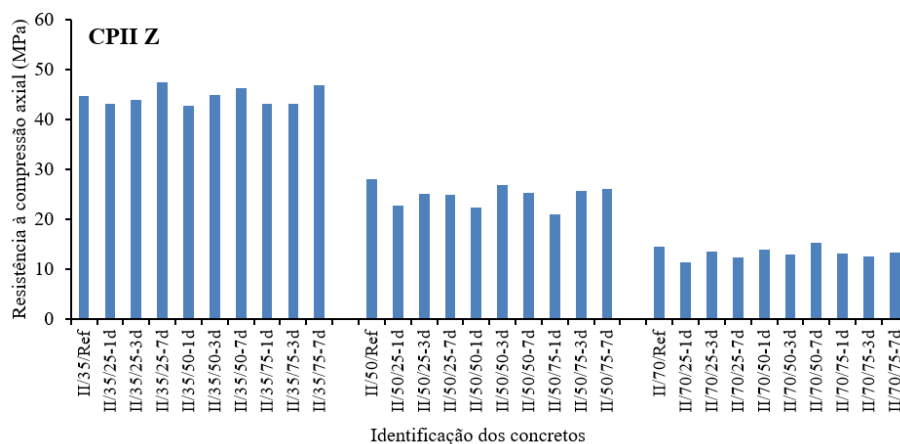
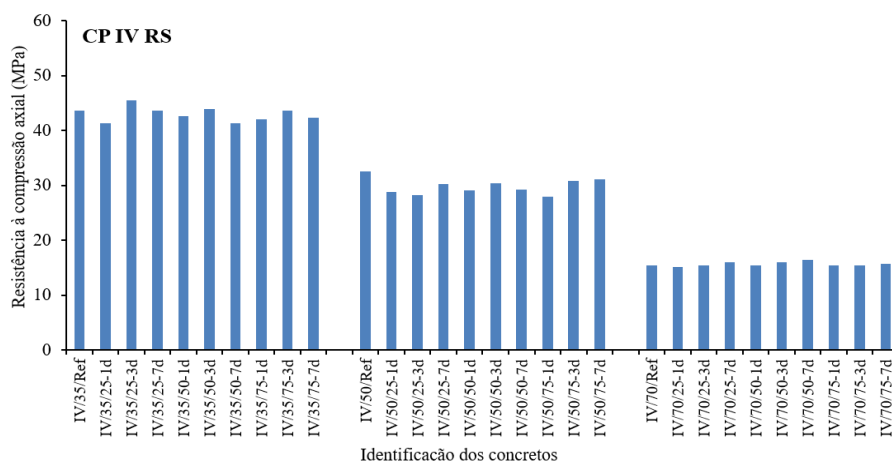


Figura 3.34 – Resistência à compressão axial dos concretos com cimento CIIV RS para a idade de 28 dias.



Analisando o comportamento dos concretos frente às variáveis independentes (relação água/cimento, idade de pré-carregamento, percentual de carregamento e tipo de cimento) foram estabelecidas algumas considerações, apresentadas nos próximos parágrafos.

As Figuras 3.32 a 3.34 mostram que, independentemente do tipo de cimento, a resistência à compressão axial dos concretos diminuiu com o aumento da relação água/cimento. Os resultados obtidos comprovam as leis de comportamento, de que a resistência à compressão é inversamente proporcional à relação água/cimento (ABRAMS, 1918).

Em relação à idade de carregamento (Figuras 3.32 a 3.34), observa-se que os valores de resistência à compressão, em geral, tendem a crescer com o retardamento da idade de aplicação do carregamento nos concretos. Uma vez que a hidratação do cimento é constituída por uma série de reações químicas interdependentes e com cinéticas distintas. Acredita-se que quanto mais tarde as solicitações forem impostas aos concretos, mais resistente será a matriz cimentícia ao dano imposto.

Com relação ao percentual de carregamento aplicado nos concretos (Figuras 3.32 a 3.34), observou-se, ao contrário do que se esperava, um aumento de resistência para percentuais maiores de pré-carregamento (esse aumento foi percebido em maior escala para o cimento de alta resistência inicial CPV ARI). Acredita-se que os resultados encontrados possam estar associados a uma reserva de resistência. Após o processo de carregamento, as amostras eram acondicionadas em câmara úmida e permaneciam tempo suficiente para que as reações de hidratação das partículas de cimento anidro recuperassem parte das microfissuras causadas pelo carregamento precoce. Ou seja, quanto maior o período de cura úmida, maior a resistência, admitindo-se a continuidade de hidratação das partículas de cimento anidro.

Dentre os cimentos, aqueles de resistência inicial alta tiveram maior ganho de resistência à compressão para todas as relações água/cimento analisadas. Nas primeiras idades, os cimentos de alta resistência inicial já possuem uma estrutura interna mais formada, com compostos capazes de formar uma grande quantidade de etringita rapidamente e, conseqüentemente, silicatos hidratados de cálcio (C-S-H). Além disso, ocorre a formação rápida de cristais orientados de hidróxido do cálcio (CaOH_2), que têm seu tamanho diretamente proporcional à porosidade do concreto. Esses produtos cristalinos consistem de cristais relativamente grandes e formam uma estrutura mais porosa na região da zona de transição. Quando o concreto, nessas circunstâncias, recebe um pré-carregamento, possivelmente ocorre um efeito de compactação da estrutura, expulsando a água contida nos poros capilares e quebrando os cristais de hidróxido de cálcio, além de outros cristais mais fracos. Com isso, a estrutura interna do material se rearranja, liberando a área antes ocupada pelo hidróxido de cálcio e preenchendo os vazios formados com produtos resistentes remanescentes, provavelmente com hidratação de compostos anidros (VIEIRA, 2008).

Nos próximos itens, os resultados de resistência à compressão axial serão correlacionados com os resultados dos ensaios de durabilidade.

3.2.4.1 Determinação das relações água/cimento para igualdade de resistência à compressão axial

Para melhor entendimento do efeito da microfissuração causada por pré-carregamento nas primeiras idades e suas implicações no comportamento dos concretos frente à penetração de cloretos e absorção de água, estabeleceu-se que as misturas investigadas fossem analisadas em igualdade de resistência à compressão axial.

Nesta etapa, inicialmente foi necessário determinar quais relações água/cimento corresponderiam às resistências desejadas. Esse cálculo foi realizado de acordo com a Lei de Abrams (Equação 9), utilizando para cada mistura os valores médios de resistência à compressão axial aos vinte e oito dias e suas respectivas relações água/cimento.

$$a/c = \frac{\left(\frac{\ln \cdot A}{f_c} \right)}{\ln \cdot B} \quad \text{Equação 9}$$

Onde: “a/c” = relação água/cimento; “A” = constante de Abrams; “B” = constante de Abrams; “f_c” = resistência estimada.

A Tabela 3.28 apresenta as constantes de Abrams (“A” e “B”) determinadas para cada mistura em função dos resultados médios de resistência à compressão axial na idade de 28 dias. Os resultados encontrados apresentaram uma boa correlação, uma vez que os valores do R² foram próximos a 1,0.

Tabela 3.28 – Constantes de Abrams para os concretos investigados.

| Série | a/c | Cimento CPVARI | | | | Cimento CPH Z | | | | Cimento CPIVRS | | | |
|-------|------|-----------------------------|------------|-------|----------------|-----------------------------|------------|-------|----------------|-----------------------------|------------|-------|----------------|
| | | f _{c 28d} (MPa) | Constantes | | | f _{c 28d} (MPa) | Constantes | | | f _{c 28d} (MPa) | Constantes | | |
| | | | A | B | R ² | | A | B | R ² | | A | B | R ² |
| REF | 0,35 | 47,30 | | | | 44,80 | | | | 43,70 | | | |
| | 0,50 | 34,10 | 126,96 | 15,41 | 1,00 | 28,00 | 138,15 | 24,69 | 0,99 | 32,60 | 132,34 | 20,13 | 0,99 |
| | 0,70 | 18,30 | | | | 14,60 | | | | 15,50 | | | |
| 25-1d | 0,35 | 48,90 | | | | 43,20 | | | | 41,30 | | | |
| | 0,50 | 34,90 | 130,79 | 15,41 | 0,99 | 22,80 | 156,86 | 43,03 | 0,97 | 28,90 | 116,99 | 18,08 | 0,99 |
| | 0,70 | 18,90 | | | | 11,50 | | | | 15,10 | | | |
| 25-3d | 0,35 | 50,70 | | | | 44,00 | | | | 45,50 | | | |
| | 0,50 | 34,90 | 135,76 | 15,97 | 0,99 | 25,10 | 138,49 | 28,19 | 0,98 | 28,20 | 132,50 | 21,59 | 0,98 |
| | 0,70 | 19,30 | | | | 13,60 | | | | 15,50 | | | |
| 25-7d | 0,35 | 52,80 | | | | 47,40 | | | | 43,60 | | | |
| | 0,50 | 36,70 | 152,94 | 19,22 | 0,99 | 24,90 | 177,08 | 46,37 | 0,97 | 30,30 | 121,65 | 17,52 | 0,99 |
| | 0,70 | 18,90 | | | | 12,30 | | | | 16,10 | | | |
| 50-1d | 0,35 | 50,20 | | | | 42,70 | | | | 42,70 | | | |
| | 0,50 | 35,80 | 136,77 | 16,14 | 0,99 | 22,30 | 121,12 | 23,59 | 0,95 | 29,10 | 120,49 | 18,34 | 0,99 |
| | 0,70 | 19,10 | | | | 13,90 | | | | 15,50 | | | |
| 50-3d | 0,35 | 49,00 | | | | 45,00 | | | | 43,90 | | | |
| | 0,50 | 38,00 | 134,92 | 15,37 | 0,99 | 26,80 | 156,80 | 34,87 | 0,99 | 30,40 | 124,22 | 18,20 | 0,99 |
| | 0,70 | 19,10 | | | | 13,00 | | | | 16,00 | | | |
| 50-7d | 0,35 | 51,00 | | | | 46,30 | | | | 41,30 | | | |
| | 0,50 | 34,90 | 130,62 | 14,38 | 0,99 | 25,30 | 131,77 | 22,84 | 0,96 | 29,20 | 106,45 | 14,18 | 0,99 |
| | 0,70 | 20,10 | | | | 15,30 | | | | 16,40 | | | |
| 75-1d | 0,35 | 50,40 | | | | 43,10 | | | | 42,10 | | | |
| | 0,50 | 35,90 | 132,06 | 14,67 | 0,99 | 21,10 | 127,60 | 27,80 | 0,94 | 27,90 | 115,26 | 17,45 | 0,94 |
| | 0,70 | 19,80 | | | | 13,20 | | | | 15,50 | | | |
| 75-3d | 0,35 | 48,50 | | | | 43,10 | | | | 43,70 | | | |
| | 0,50 | 40,20 | 139,63 | 16,16 | 0,98 | 25,80 | 148,40 | 33,70 | 0,99 | 30,80 | 129,84 | 20,21 | 1,00 |
| | 0,70 | 18,70 | | | | 12,60 | | | | 15,40 | | | |
| 75-7d | 0,35 | 51,00 | | | | 46,80 | | | | 42,40 | | | |
| | 0,50 | 38,80 | 138,99 | 15,24 | 0,99 | 26,20 | 161,52 | 36,00 | 0,98 | 31,10 | 120,04 | 17,30 | 1,00 |
| | 0,70 | 19,90 | | | | 13,30 | | | | 15,80 | | | |

Após a determinação das constantes de Abrams (Tabela 3.28) foi possível correlacionar os resultados de resistência à compressão axial em função das relações água/cimento, conforme demonstrado nas Figuras 3.35 a 3.37.

Figura 3.35 – Variação da resistência à compressão axial em função da relação água/cimento para as misturas com cimento CPV ARI.

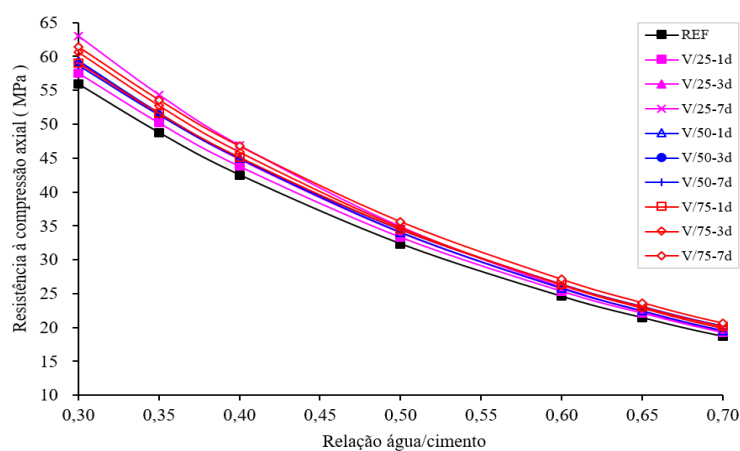


Figura 3.36 – Variação da resistência à compressão axial em função da relação água/cimento para as misturas com cimento CPII Z.

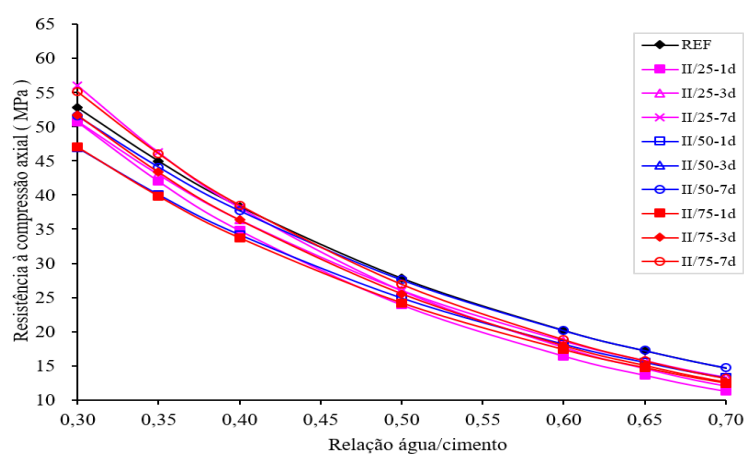
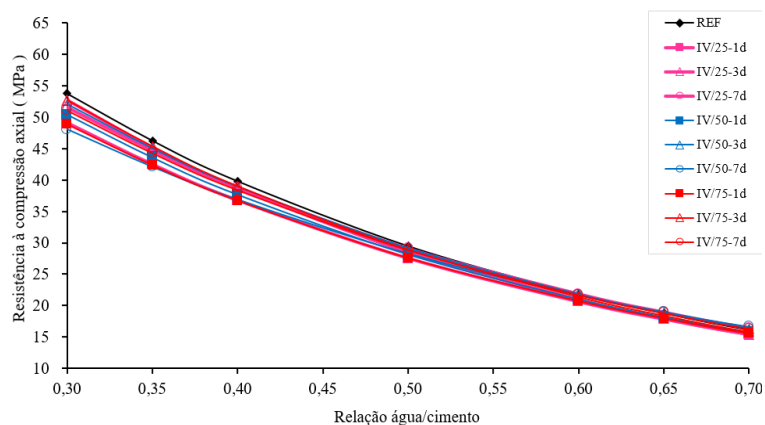


Figura 3.37 – Variação da resistência à compressão axial em função da relação água/cimento para as misturas com cimento CPIV RS.



Após a plotagem dos gráficos foram escolhidos dois valores de resistência à compressão axial (20 MPa e 35 MPa) e foram determinadas para cada mistura as relações água/cimento correspondentes a estas resistências. A escolha desses valores se justifica pelo fato de que um $f_c = 20$ MPa correspondente a um concreto convencional de baixa resistência e um $f_c = 35$ MPa corresponde a um concreto de média resistência. A Tabela 3.29 apresenta resumidamente a relação água/cimento de cada mistura em função das resistências especificadas.

Tabela 3.29 – Relação água/cimento dos concretos investigados para igualdade de resistência à compressão (20MPa e 35MPa) aos 28 dias.

| Percentual de carregamento | Idade (dias) | CPV ARI | | CP II Z | | CP IV RS | |
|----------------------------|--------------|-----------|--------|-----------|--------|-----------|--------|
| | | (f_c) | | (f_c) | | (f_c) | |
| | | 20 MPa | 35 MPa | 20 MPa | 35 MPa | 20 MPa | 35 MPa |
| 0% | 1 | 0,68 | 0,47 | 0,60 | 0,43 | 0,63 | 0,44 |
| | 3 | 0,68 | 0,47 | 0,60 | 0,43 | 0,63 | 0,44 |
| | 7 | 0,68 | 0,47 | 0,60 | 0,43 | 0,63 | 0,44 |
| 25% | 1 | 0,69 | 0,48 | 0,55 | 0,40 | 0,61 | 0,42 |
| | 3 | 0,69 | 0,49 | 0,58 | 0,41 | 0,62 | 0,43 |
| | 7 | 0,69 | 0,50 | 0,57 | 0,42 | 0,63 | 0,44 |
| 50% | 1 | 0,69 | 0,49 | 0,57 | 0,39 | 0,62 | 0,42 |
| | 3 | 0,70 | 0,49 | 0,58 | 0,42 | 0,63 | 0,44 |
| | 7 | 0,70 | 0,49 | 0,60 | 0,42 | 0,63 | 0,42 |
| 75% | 1 | 0,70 | 0,49 | 0,56 | 0,39 | 0,61 | 0,42 |
| | 3 | 0,70 | 0,50 | 0,57 | 0,41 | 0,62 | 0,44 |
| | 7 | 0,71 | 0,51 | 0,58 | 0,43 | 0,63 | 0,43 |

Após a determinação das relações água/cimento para as igualdades de resistência de 20MPa e 35MPa, partiu-se para uma segunda etapa: a determinação da penetração de cloretos e de absorção de água correspondentes às relações água/cimento especificadas. Estes cálculos são apresentados nos próximos itens, conjuntamente com a análise do comportamento dos concretos em igualdade de resistência à compressão axial.

3.2.4.2 Penetração de íons cloreto para igualdade de resistência à compressão axial

Semelhantemente ao procedimento realizado para os resultados de resistência à compressão axial, inicialmente foram determinadas as constantes de Abrams (Equação 10) para os resultados de penetração de cloretos em função da variação da relação água/cimento.

$$Cl = \frac{A}{Potencia(B^{a/c})}$$

Equação 10

Onde:

Cl = penetração de cloretos;

A = constante de Abrams;

B = constante de Abrams;

a/c= relações água/cimento correspondentes às resistências de 20MPa e 35 MPa.

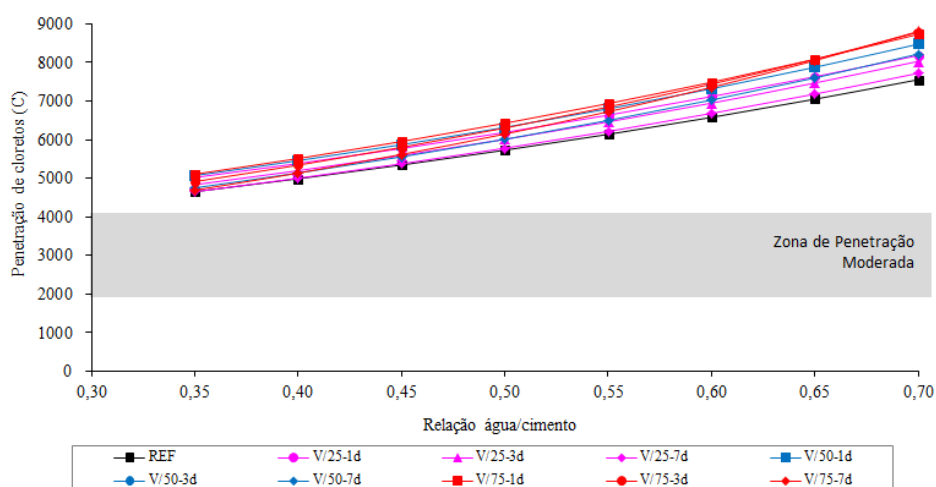
De posse destas equações foram determinados os valores de penetração de cloretos correspondentes às relações água/cimento em igualdade de resistência de 20MPa e 35MPa. A Tabela 3.30 apresenta os resultados encontrados.

Tabela 3.30 – Constantes de Abrams para os valores de Penetração de Cloretos.

| Série a/c | Cimento CPV ARI | | | | Cimento CPII Z | | | | Cimento CPIV RS | | | | |
|--------------|----------------------------------|------------|---------|----------------|----------------------------------|------------|---------|----------------|----------------------------------|------------|----------|----------------|------|
| | Cl _{28 d} (Coulombs) | Constantes | | | Cl _{28 d} (Coulombs) | Constantes | | | Cl _{28 d} (Coulombs) | Constantes | | | |
| | | A | B | R ² | | A | B | R ² | | A | B | R ² | |
| Ref | 0,35 | 4713,60 | | | 2395,50 | | | | 2107,80 | | | | |
| | 0,50 | 5604,90 | 2868,88 | 0,25 | 0,99 | 2902,20 | 1288,40 | 0,18 | 0,98 | 2523,60 | 1491,72 | 0,36 | 0,99 |
| | 0,70 | 7624,80 | | | | 4326,30 | | | | 3015,90 | | | |
| 25-1d | 0,35 | 5031,60 | | | 2809,20 | | | | 2252,76 | | | | |
| | 0,50 | 6163,20 | 3079,43 | 0,25 | 0,99 | 3225,00 | 1462,14 | 0,18 | 0,96 | 2776,20 | 1676,94 | 0,40 | 0,98 |
| | 0,70 | 8196,90 | | | | 5104,50 | | | | 3126,00 | | | |
| 25-3d | 0,35 | 4950,96 | | | 2880,30 | | | | 2235,02 | | | | |
| | 0,50 | 5765,70 | 2911,86 | 0,23 | 0,98 | 3104,70 | 1633,81 | 0,23 | 0,95 | 2692,56 | 1681,51 | 0,42 | 0,99 |
| | 0,70 | 8172,90 | | | | 4753,20 | | | | 3046,80 | | | |
| 25-7d | 0,35 | 4705,80 | | | 2562,60 | | | | 2205,00 | | | | |
| | 0,50 | 5667,00 | 2804,21 | 0,24 | 0,99 | 2953,50 | 1412,47 | 0,20 | 0,97 | 2598,40 | 1643,58 | 0,42 | 0,99 |
| | 0,70 | 7785,90 | | | | 4446,60 | | | | 3003,00 | | | |
| 50-1d | 0,35 | 5064,96 | | | 3554,10 | | | | 2337,90 | | | | |
| | 0,50 | 6333,30 | 3034,97 | 0,23 | 0,99 | 3786,60 | 2262,39 | 0,31 | 0,95 | 3116,70 | 1762,58 | 0,38 | 0,91 |
| | 0,70 | 8466,00 | | | | 5304,60 | | | | 3310,80 | | | |
| 50-3d | 0,35 | 4954,50 | | | 3313,20 | | | | 2244,47 | | | | |
| | 0,50 | 6154,20 | 2882,39 | 0,22 | 0,99 | 3535,80 | 2006,81 | 0,27 | 0,95 | 3002,10 | 1662,84 | 0,37 | 0,93 |
| | 0,70 | 8465,10 | | | | 5157,00 | | | | 3229,20 | | | |
| 50-7d | 0,35 | 4705,20 | | | 3061,80 | | | | 2233,50 | | | | |
| | 0,50 | 6115,80 | 2748,08 | 0,21 | 1,00 | 3387,30 | 1827,11 | 0,25 | 0,96 | 2997,30 | 1658,49 | 0,37 | 0,92 |
| | 0,70 | 8157,30 | | | | 4893,90 | | | | 3211,50 | | | |
| 75-1d | 0,35 | 5146,20 | | | 3626,70 | | | | 2437,50 | | | | |
| | 0,50 | 6340,50 | 2988,39 | 0,22 | 0,99 | 4176,90 | 2361,53 | 0,30 | 0,99 | 3256,80 | 1877,47 | 0,40 | 0,89 |
| | 0,70 | 8778,00 | | | | 5477,10 | | | | 3393,90 | | | |
| 75-3d | 0,35 | 4959,90 | | | 3369,00 | | | | 2407,80 | | | | |
| | 0,50 | 6205,50 | 2751,92 | 0,19 | 0,99 | 3915,90 | 2166,32 | 0,29 | 0,99 | 3140,40 | 1871,58 | 0,42 | 0,90 |
| | 0,70 | 8840,10 | | | | 5160,00 | | | | 3295,80 | | | |
| 75-7d | 0,35 | 4707,30 | | | 3113,70 | | | | 2249,10 | | | | |
| | 0,50 | 6114,00 | 2501,52 | 0,17 | 0,99 | 3468,60 | 1888,16 | 0,26 | 0,96 | 3103,80 | 1747,680 | 0,40 | 0,85 |
| | 0,70 | 8825,10 | | | | 4924,20 | | | | 3148,50 | | | |

Com as informações da Tabela 3.30 foi possível elaborar curvas da penetração de cloretos em função da variação da relação água/cimento para todos os concretos investigados. Estas curvas são apresentadas nas Figuras 3.38 a 3.40.

Figura 3.38 – Penetração de cloretos em função da relação a/c: misturas com cimento CPV ARI.



As legendas das Figuras 3.38 a 3.40 são compostas por três termos: o primeiro indica o tipo de cimento utilizado na produção dos concretos, o segundo, corresponde ao percentual de carregamento aplicado e o último termo, representa a idade (em dias) que os concretos foram submetidos aos carregamentos. As legendas “REF” identificam os concretos de referência (sem carregamento).

Figura 3.39 – Penetração de cloretos em função da relação a/c: misturas com cimento CII Z.

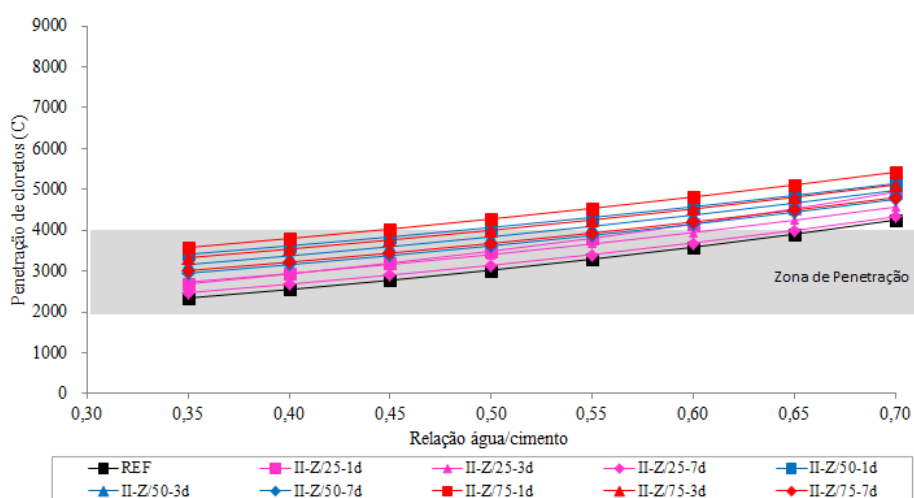
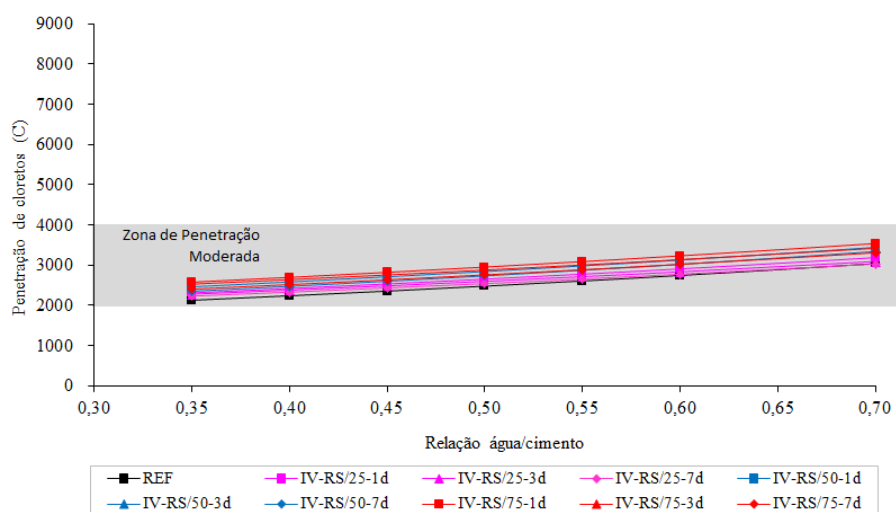


Figura 3.40 – Penetração de cloretos em função da relação a/c: misturas com cimento CPIV RS.



A análise mostra uma tendência de crescimento da penetração de cloretos com a variação da relação água/cimento das misturas, como o esperado. Os concretos com cimento CPV ARI apresentaram os resultados de penetração de cloretos superiores à classificação de penetração moderada (4000 Coulombs), segundo a ASTM 1202/08. O contrário foi observado para os concretos confeccionados com cimento CPIV RS, em que independente do percentual de carregamento e da idade de carregamento, os resultados permaneceram entre 2000C a 4000C (penetração de cloretos classificada como moderada). Para os concretos confeccionados com cimento CII Z, observou-se que, com exceção da mistura com carregamento de 75% na idade de 1 dia (II_Z/75%-1d), todas as demais misturas se enquadraram na faixa de penetração moderada para as relações água/cimento inferiores a 0,50. Para os concretos com relação água/cimento superiores a 0,65 a penetração de cloretos passa a ser classificada como elevada segundo os padrões normativos.

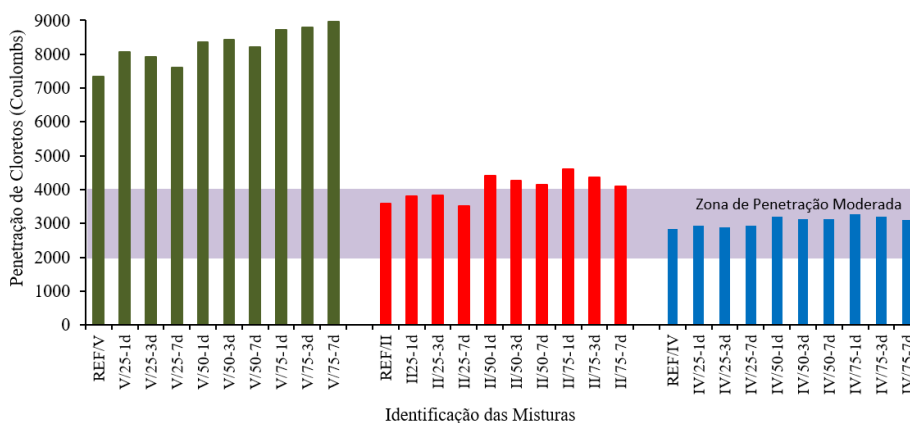
Após a plotagem das figuras determinou-se a penetração de cloretos em igualdade de resistência à compressão axial (Tabela 3.31). O cálculo desses valores foi realizado com a substituição das relações água/cimento correspondentes às resistências de 20MPa e 35MPa (Tabela 3.29) de cada mistura nas equações matemáticas obtidas para os resultados de cloretos (Equação 2).

Tabela 3.31 – Penetração de cloretos total (Coulombs) para igualdade de resistência à compressão axial de 20MPa e 35MPa aos 28 dias.

| Percentual de Carregamento (%) | Idade (dias) | CPV ARI | | CP II Z | | CP IV RS | |
|--------------------------------|--------------|------------------|-------|------------------|-------|------------------|-------|
| | | Resistência (fc) | | Resistência (fc) | | Resistência (fc) | |
| | | 20MPa | 35MPa | 20MPa | 35MPa | 20MPa | 35MPa |
| 0% | 1 | 7348 | 5496 | 3585 | 2683 | 2830 | 2333 |
| | 3 | 7348 | 5496 | 3585 | 2683 | 2830 | 2333 |
| | 7 | 7348 | 5496 | 3585 | 2683 | 2830 | 2333 |
| 25% | 1 | 8069 | 6019 | 3804 | 2931 | 2935 | 2465 |
| | 3 | 7914 | 5923 | 3830 | 2984 | 2885 | 2445 |
| | 7 | 7609 | 5780 | 3516 | 2766 | 2925 | 2488 |
| 50% | 1 | 8351 | 6227 | 4416 | 3575 | 3190 | 2634 |
| | 3 | 8435 | 6112 | 4260 | 3461 | 3128 | 2585 |
| | 7 | 8219 | 5917 | 4149 | 3244 | 3114 | 2524 |
| 75% | 1 | 8728 | 6328 | 4592 | 3752 | 3262 | 2747 |
| | 3 | 8781 | 6303 | 4359 | 3582 | 3193 | 2734 |
| | 7 | 8965 | 6257 | 4092 | 3350 | 3107 | 2588 |

Para uma melhor análise dos resultados obtidos, as informações da Tabela 3.31 foram representadas nas Figuras 3.41 e 3.42.

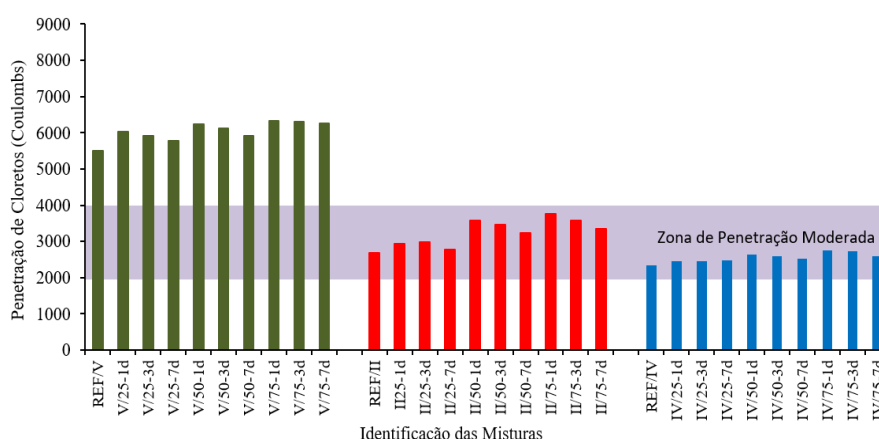
Figura 3.41 – Resultados de penetração de cloretos para igualdade de resistência de 20MPa.



A legenda de identificação dos concretos nos gráficos das Figuras 3.41 a 3.42 é composta por três termos. Considerando o exemplo: V/25-1d. O primeiro termo corresponde ao tipo de cimento (V→ CPV ARI), o segundo termo corresponde ao percentual de carregamento (25→ 25% de carregamento) e por fim, o último termo significa a idade em que os concretos foram submetidos aos carregamentos (1d→ 1 dia). As identificações com o termo “REF” correspondem aos concretos de referência.

A análise da Figura 3.41 mostra que somente determinadas misturas apresentaram resultados de penetração de cloretos dentro dos limites normativos, entre as quais: as misturas com cimento CPIV RS e as misturas de referência e pré-carregadas a 25% confeccionadas com cimento CII Z.

Figura 3.42 – Resultados de penetração de cloretos para igualdade de resistência de 35 MPa.



Para igualdade de resistência à compressão axial de 35MPa (Figura 3.42), todos os concretos produzidos com cimento CPIV RS e CII Z apresentaram taxas de penetração de íons cloreto inferiores a 4000 Coulombs (penetração moderada), independente da intensidade dos carregamentos e das idades em que os concretos foram pré-carregados. Os concretos produzidos com cimento CPV ARI apresentaram valores de penetração de cloretos superiores a esse limite para todas as misturas investigadas.

Os gráficos também mostram que, em igualdade de resistência à compressão axial, as misturas mantiveram algumas tendências de comportamento já observadas. Entre as quais, aumento da penetração de cloretos com o crescimento do percentual de carregamento e redução nas taxas de penetração de cloretos com a variação da pozolanicidade dos cimentos.

Com relação à idade de carregamento dos concretos não é possível definir uma tendência clara de comportamento. Em geral, visualiza-se uma redução da penetração de cloretos com o adiamento do carregamento, mas esta premissa não é válida para todas as misturas. A Tabela 3.32 apresenta as variações dos resultados em função da idade de carregamento dos concretos.

Tabela 3.32 – Variação da penetração de cloretos (%) em função da idade de carregamento dos concretos.

| Percentual de Carregamento | Δ Idade (dias) | CPV ARI | | CP II Z | | CP IV RS | |
|----------------------------|-----------------------|------------------|--------|------------------|--------|------------------|--------|
| | | Resistência (fc) | | Resistência (fc) | | Resistência (fc) | |
| | | 20 MPa | 35 MPa | 20 MPa | 35 MPa | 20 MPa | 35 MPa |
| 25% | 1→3 | -2% | -2% | 1% | 2% | -2% | -1% |
| | 1→7 | -6% | -4% | -8% | -6% | 0% | 1% |
| | 3→7 | -4% | -2% | -8% | -7% | 1% | 2% |
| 50% | 1→3 | 1% | -2% | -4% | -3% | -2% | -2% |
| | 1→7 | -2% | -5% | -6% | -9% | -2% | -4% |
| | 3→7 | -3% | -3% | -3% | -6% | 0% | -2% |
| 75% | 1→3 | 1% | 0% | -5% | -5% | -2% | 0% |
| | 1→7 | 3% | -1% | -11% | -11% | -5% | -6% |
| | 3→7 | 2% | -1% | -6% | -6% | -3% | -5% |

Sendo:

| | |
|---------|---------|
| AUMENTO | REDUÇÃO |
|---------|---------|

De acordo com a Tabela 3.32, observa-se que para algumas misturas a variação da idade de carregamento implicou em um aumento da penetração de cloretos. No entanto, esse incremento foi de no máximo 3%. Para outras misturas, essa variação não alterou os resultados (variação de 0%). Em uma análise geral, como já explanado, as variações da idade em que as solicitações foram impostas aos concretos promoveram uma redução da taxa de penetração de cloretos.

Para uma análise mais aprofundada da influência das variáveis independentes na penetração de cloretos para concretos em igualdade de resistência à compressão axial, foi realizada uma análise ANOVA. Os resultados obtidos pelo tratamento estatístico são apresentados na Tabela 3.33.

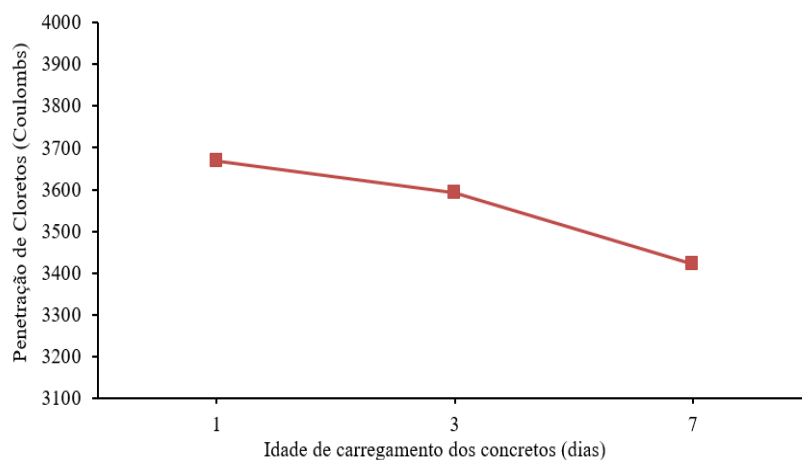
Tabela 3.33 – Análise de variância (ANOVA) dos resultados de penetração de cloretos em igualdade de resistência à compressão axial.

| | ANOVA | SQ | GL | MQ | Teste F | p | Significância |
|---------|------------|--------------|----|--------------|----------|-------|---------------|
| CPV ARI | Intercepto | 1,182538E+09 | 1 | 1,182538E+09 | 33530,66 | 0,000 | - |
| | A | 4,225330E+06 | 3 | 1,408443E+06 | 39,94 | 0,000 | Sim |
| | B | 6,379939E+04 | 2 | 3,189970E+04 | 0,90 | 0,423 | Não |
| | C | 2,764840E+07 | 1 | 2,764840E+07 | 783,97 | 0,000 | Sim |
| | Erro | 5,995454E+05 | 17 | 3,526737E+04 | - | - | - |
| CPII Z | Intercepto | 304355465 | 1 | 304355465 | 35433,23 | 0,000 | - |
| | A | 2922953 | 3 | 974318 | 113,43 | 0,000 | Sim |
| | B | 250496 | 2 | 125248 | 14,58 | 0,000 | Sim |
| | C | 4233004 | 1 | 4233004 | 492,81 | 0,000 | Sim |
| | Erro | 146022 | 17 | 8590 | - | - | - |
| CPIV RS | Intercepto | 189461330 | 1 | 189461330 | 9545,77 | 0,000 | - |
| | A | 224964 | 3 | 74988 | 3,78 | 0,030 | Sim |
| | B | 4405 | 2 | 2202 | 0,11 | 0,895 | Não |
| | C | 1051741 | 1 | 1051741 | 52,99 | 0,000 | Sim |
| | Erro | 337411 | 17 | 19848 | - | - | - |

Onde: “A” = percentual de carregamento, “B” = idade de carregamento, “C”= resistência à compressão axial.

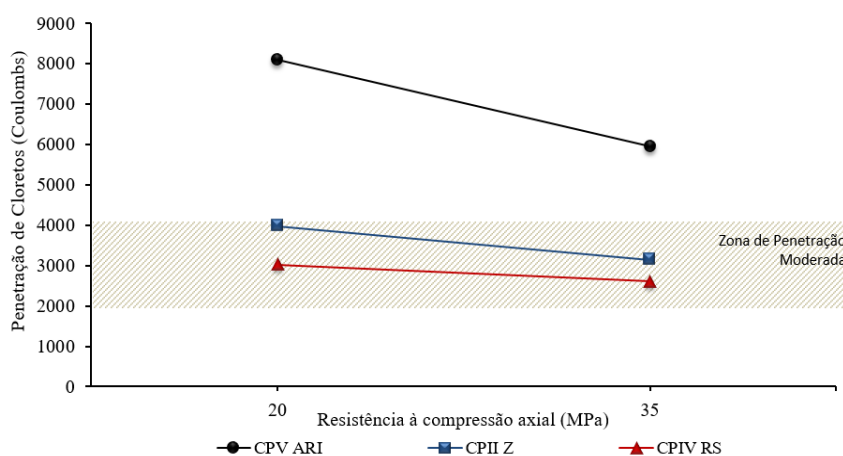
As informações da Tabela 3.33 indicam que a variável “idade de carregamento” somente se mostrou significativa para o cimento CPII Z. A tendência observada foi de redução da penetração de cloretos com o retardamento da idade em que as solicitações foram impostas aos concretos, conforme mostrado na Figura 3.43. Para as demais misturas não foi possível prever uma tendência de comportamento, uma vez que esta variável não se mostrou significativa.

Figura 3.43 – Resultados de penetração de cloretos em função da idade de carregamento para as misturas com cimento CP II-Z.



A análise ANOVA (Tabela 3.33) também indicou que a variação da resistência à compressão axial de 20MPa para 35MPa foi significativa para todas as misturas. O aumento da resistência dos concretos implicou em uma redução da penetração de cloretos, conforme apresentado na Figura 3.44.

Figura 3.44 – Resultados de penetração de cloretos em função da variação da resistência à compressão axial.

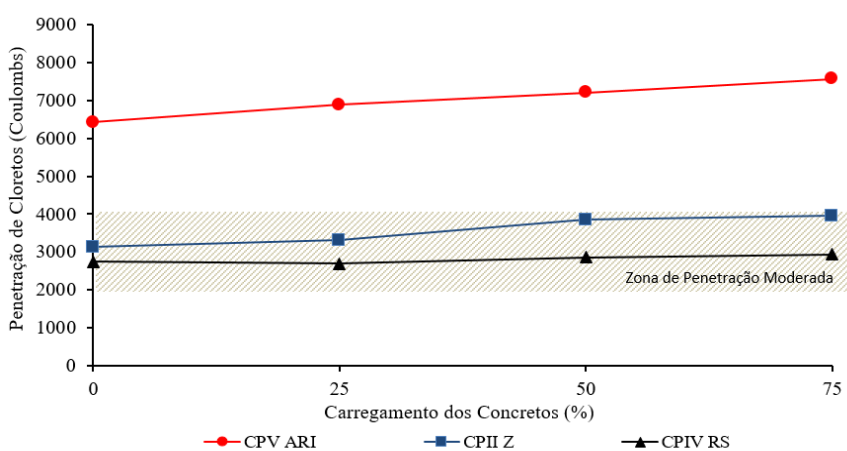


É de consenso geral que a produção de concretos mais resistentes exige reduções da quantidade de água da mistura. Conseqüentemente, a matriz do concreto torna-se menos permeável, dificultando a entrada de agentes agressivos. A menor quantidade de água dos traços, aliada à ação das pozolanas presentes na composição química de determinados

cimentos, contribuíram para a obtenção de melhores resultados, uma vez que reduziram a permeabilidade da matriz.

O aumento do percentual de carregamento dos concretos também se mostrou significativo para todas as misturas (Tabela 3.33) e promoveu um incremento da penetração de cloretos. A Figura 3.45 mostra a tendência de comportamento observada.

Figura 3.45 – Resultados de penetração de cloretos em função da variação do percentual de carregamento dos concretos.



A análise gráfica (Figura 3.45) mostra um crescimento da penetração de cloretos com a variação do carregamento, mesma tendência observada nos modelos matemáticos destes cimentos.

Observa-se que os concretos confeccionados com cimentos CII Z e CII RS, para igualdade de resistência de 20MPa e 35MPa, apresentaram penetração de cloretos dentro da faixa de penetração moderada (2000 a 4000 Coulombs), independente do percentual de carregamento aplicado. As misturas com cimento CPV ARI apresentaram os piores resultados, com penetrações de cloretos superiores a 6000 Coulombs.

Enfatiza-se que mesmo sendo possível que concretos submetidos a diferentes intensidades de carregamentos atinjam resultados de penetração de cloretos considerada moderada pela norma para determinadas resistências, os melhores resultados foram observados para as misturas de referência (não submetidas a carregamentos), conforme o esperado.

Considerando uma situação hipotética, em que concretos confeccionados com os mesmos materiais e tipos de cimento utilizados neste trabalho fossem dosados para atingirem resistências de 20MPa e 35MPa. Considerando também, que estes concretos recebessem os percentuais de carregamentos deste estudo nas idades especificadas. Possivelmente, dependendo do local onde a estrutura estivesse inserida e das condições climáticas a que estariam impostas, os concretos produzidos com cimento CPV ARI poderiam vir a sofrer deterioração por ação de cloretos ao longo do tempo mais rapidamente do que os concretos produzidos com cimentos CPIV RS e CPII Z.

3.2.4.3 Taxa de absorção de água em função da igualdade de resistência à compressão axial

As determinações dos valores de absorção capilar em igualdade de resistência à compressão axial seguiram o mesmo passo-a-passo aplicado nos resultados de penetração de cloretos, conforme já demonstrado.

Em uma primeira etapa, determinaram-se as equações de Abrams para os concretos investigados, utilizando-se as variações das relações água/cimento em função dos resultados de absorção capilar (Equação 3).

$$Abs = \frac{A}{Potencia(B^{a/c})} \quad \text{Equação 11}$$

Onde:

Abs = absorção de água por sucção capilar;

A = constante de Abrams;

B = constante de Abrams;

a/c = relações água/cimento correspondentes às resistências de 20MPa e 35 MPa.

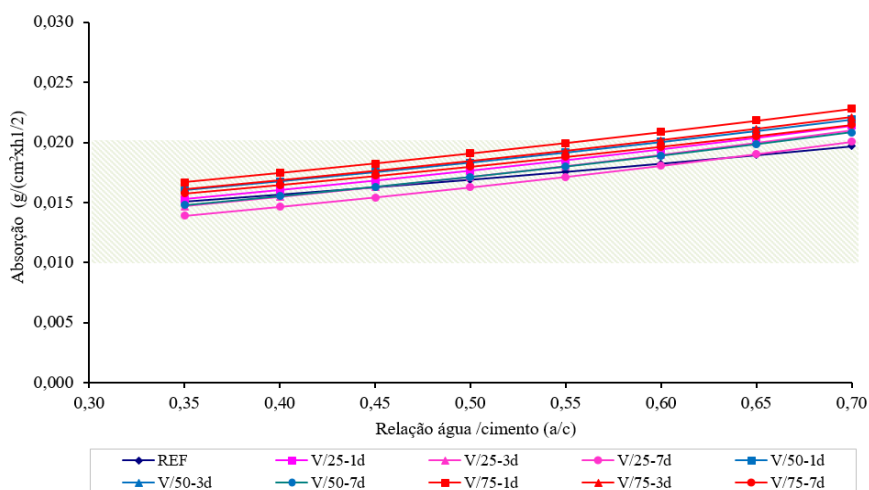
A Tabela 3.34 apresenta as constantes obtidas para as misturas investigadas. Com as constantes de Abrams foram elaborados gráficos da absorção de água em função da variação da relação água/cimento para todos os concretos investigados (Figuras 3.46 a 3.48).

Tabela 3.34 – Constantes de Abrams para os resultados de absorção de água por sucção capilar.

| Série | Cimento CPV ARI | | | | | Cimento CPIX Z | | | | Cimento CPIX RS | | | |
|-------|-----------------|--------------------|------------|-------|----------------|--------------------|------------|-------|----------------|--------------------|------------|-------|----------------|
| | a/c | Abs _{28d} | Constantes | | | Abs _{28d} | Constantes | | | Abs _{28d} | Constantes | | |
| | | | A | B | R ² | | A | B | R ² | | A | B | R ² |
| REF | 0,35 | 0,0146 | | | | 0,0143 | | | | 0,0062 | | | |
| | 0,50 | 0,0179 | 0,012 | 0,468 | 0,95 | 0,0149 | 0,011 | 0,555 | 0,96 | 0,0096 | 0,003 | 0,134 | 0,99 |
| | 0,70 | 0,0192 | | | | 0,0175 | | | | 0,0127 | | | |
| 25-1d | 0,35 | 0,0148 | | | | 0,0145 | | | | 0,0077 | | | |
| | 0,50 | 0,0186 | 0,011 | 0,381 | 0,97 | 0,0155 | 0,012 | 0,563 | 0,99 | 0,0105 | 0,004 | 0,184 | 1,00 |
| | 0,70 | 0,0209 | | | | 0,0177 | | | | 0,0140 | | | |
| 25-3d | 0,35 | 0,0142 | | | | 0,0139 | | | | 0,0071 | | | |
| | 0,50 | 0,0182 | 0,010 | 0,359 | 0,97 | 0,0149 | 0,011 | 0,580 | 0,99 | 0,0101 | 0,004 | 0,170 | 0,99 |
| | 0,70 | 0,0205 | | | | 0,0168 | | | | 0,0133 | | | |
| 25-7d | 0,35 | 0,0133 | | | | 0,0124 | | | | 0,0060 | | | |
| | 0,50 | 0,0176 | 0,010 | 0,351 | 0,95 | 0,0131 | 0,009 | 0,476 | 0,97 | 0,0097 | 0,003 | 0,138 | 0,98 |
| | 0,70 | 0,0194 | | | | 0,0160 | | | | 0,0122 | | | |
| 50-1d | 0,35 | 0,0158 | | | | 0,0152 | | | | 0,0087 | | | |
| | 0,50 | 0,0188 | 0,012 | 0,408 | 0,99 | 0,0158 | 0,013 | 0,621 | 0,97 | 0,0114 | 0,005 | 0,217 | 1,00 |
| | 0,70 | 0,0217 | | | | 0,0179 | | | | 0,0149 | | | |
| 50-3d | 0,35 | 0,0156 | | | | 0,0146 | | | | 0,0083 | | | |
| | 0,50 | 0,0185 | 0,012 | 0,421 | 0,99 | 0,0152 | 0,012 | 0,643 | 0,98 | 0,0112 | 0,005 | 0,206 | 0,99 |
| | 0,70 | 0,0212 | | | | 0,0170 | | | | 0,0145 | | | |
| 50-7d | 0,35 | 0,0143 | | | | 0,0128 | | | | 0,0068 | | | |
| | 0,50 | 0,0182 | 0,0111 | 0,377 | 0,97 | 0,0134 | 0,010 | 0,493 | 0,96 | 0,0100 | 0,003 | 0,132 | 1,00 |
| | 0,70 | 0,0203 | | | | 0,0163 | | | | 0,0139 | | | |
| 75-1d | 0,35 | 0,0159 | | | | 0,0154 | | | | 0,0102 | | | |
| | 0,50 | 0,0208 | 0,012 | 0,410 | 0,91 | 0,0160 | 0,013 | 0,635 | 0,98 | 0,0130 | 0,007 | 0,280 | 0,99 |
| | 0,70 | 0,0220 | | | | 0,0180 | | | | 0,0160 | | | |
| 75-3d | 0,35 | 0,0154 | | | | 0,0147 | | | | 0,0097 | | | |
| | 0,50 | 0,0199 | 0,012 | 0,403 | 0,93 | 0,0153 | 0,012 | 0,623 | 0,98 | 0,0123 | 0,006 | 0,286 | 0,99 |
| | 0,70 | 0,0214 | | | | 0,0173 | | | | 0,0151 | | | |
| 75-7d | 0,35 | 0,0152 | | | | 0,0132 | | | | 0,0080 | | | |
| | 0,50 | 0,0192 | 0,012 | 0,413 | 0,95 | 0,0139 | 0,010 | 0,522 | 0,97 | 0,0114 | 0,005 | 0,200 | 0,99 |
| | 0,70 | 0,0209 | | | | 0,0165 | | | | 0,0142 | | | |

Abs_{28 d} → (g/cm² *h^{1/2})

Figura 3.46 – Absorção de água por sucção capilar em função da relação água/cimento para as misturas com cimento CPV ARI.



A legenda de identificação dos concretos nos gráficos das Figuras 3.46 a 3.48 é composta por três termos. Considerando o exemplo: V/50-3d. O primeiro termo corresponde ao tipo de cimento (V→ CPV ARI), o segundo termo corresponde ao percentual de carregamento (50→ 50% de carregamento) e por fim, o último termo significa a idade em que os concretos foram submetidos aos carregamentos (3d→ 3 dias). As identificações com o termo “REF” correspondem aos concretos de referência.

Figura 3.47 – Absorção de água por sucção capilar em função da relação água/cimento para as misturas com cimento CPII Z.

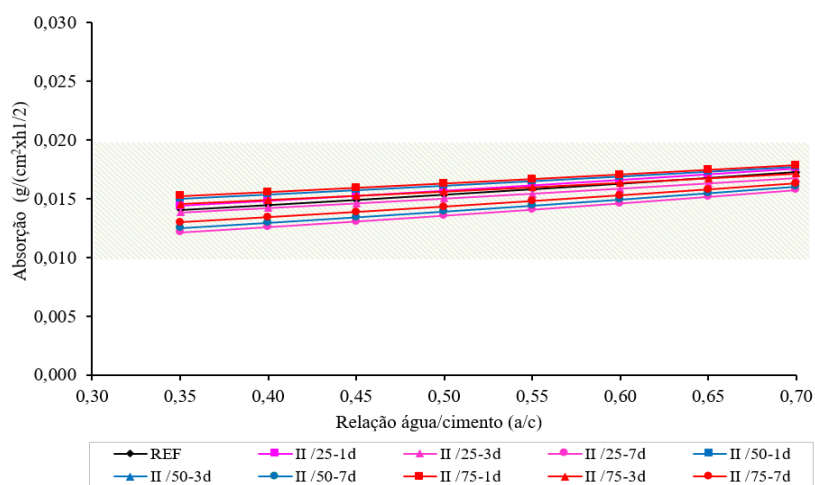
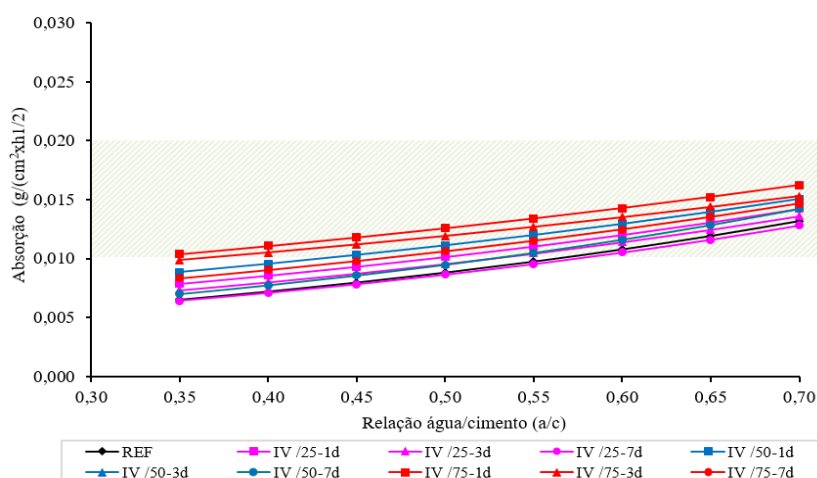


Figura 3.48 – Absorção de água por sucção capilar em função da relação água/cimento para as misturas com cimento CPIV RS.



Os gráficos de absorção de água em função das relações água/cimento (Figuras 3.46 a 3.48) mostram a mesma tendência observada para os resultados de penetração de cloretos, ou seja, um crescimento da absorção de água com a variação da relação água/cimento, como o esperado. Verificou-se, também, uma tendência de redução da absorção da água em função do aumento de percentual de pozolanas dos cimentos. Os concretos confeccionados com cimento não pozolânico (CPV ARI) apresentaram as maiores taxas entre as misturas investigadas e os concretos confeccionados com cimento CPIV RS, as menores taxas de absorção.

De posse dos gráficos e das equações matemáticas, foram estimados os valores de absorção de água em igualdade de resistência à compressão axial. Semelhantemente ao que foi feito para os resultados de penetração de cloretos, substituiu-se as relações água/cimento correspondentes às resistências de 20MPa e 35MPa (Tabela 3.29) nas equações matemáticas de cada mistura (Equação 3). A Tabela 3.35 mostra os resultados de absorção capilar em igualdade de resistência à compressão axial.

Tabela 3.35 – Absorção de água por sucção capilar para igualdade de resistência à compressão axial aos 28 dias.

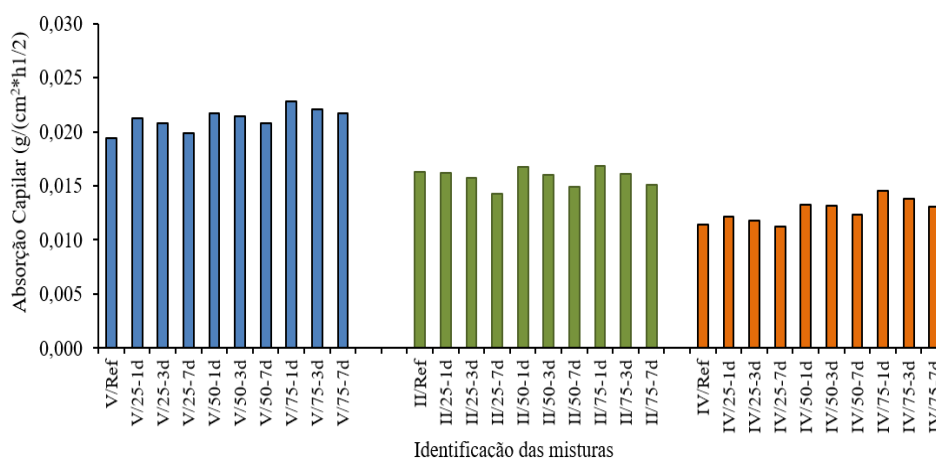
| Percentual de Carregamento | Idade (dias) | CPV ARI | | CP II Z | | CPIV RS | |
|----------------------------|--------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| | | Resistência (fc) | | Resistência (fc) | | Resistência (fc) | |
| | | (20MPa) | (35MPa) | (20MPa) | (35MPa) | (20MPa) | (35MPa) |
| | | AbS _{28d} ⁽¹⁾ | AbS _{28d} ⁽¹⁾ | AbS _{28d} ⁽¹⁾ | AbS _{28d} ⁽¹⁾ | AbS _{28d} ⁽¹⁾ | AbS _{28d} ⁽¹⁾ |
| 0% | 1 | 0,0194 | 0,0165 | 0,0163 | 0,0147 | 0,0114 | 0,0078 |
| | 3 | 0,0194 | 0,0165 | 0,0163 | 0,0147 | 0,0114 | 0,0078 |
| | 7 | 0,0194 | 0,0165 | 0,0163 | 0,0147 | 0,0114 | 0,0078 |
| 25% | 1 | 0,0212 | 0,0173 | 0,0162 | 0,0148 | 0,0122 | 0,0088 |
| | 3 | 0,0208 | 0,0170 | 0,0157 | 0,0143 | 0,0118 | 0,0084 |
| | 7 | 0,0199 | 0,0163 | 0,0143 | 0,0128 | 0,0112 | 0,0077 |
| 50% | 1 | 0,0217 | 0,0182 | 0,0167 | 0,0153 | 0,0133 | 0,0098 |
| | 3 | 0,0214 | 0,0179 | 0,0160 | 0,0149 | 0,0132 | 0,0098 |
| | 7 | 0,0208 | 0,0170 | 0,0149 | 0,0132 | 0,0123 | 0,0081 |
| 75% | 1 | 0,0228 | 0,0189 | 0,0168 | 0,0155 | 0,0145 | 0,0114 |
| | 3 | 0,0221 | 0,0184 | 0,0161 | 0,0150 | 0,0138 | 0,0111 |
| | 7 | 0,0217 | 0,0182 | 0,0151 | 0,0137 | 0,0131 | 0,0095 |

(1) - $\text{g/cm}^2 \times \text{h}^{1/2}$

Para as misturas com igualdade de resistência à compressão axial de 20 MPa, os resultados de absorção se situaram na faixa de 0,012 a 0,023 $\text{g/cm}^2 \times \text{h}^{1/2}$. Com o aumento da resistência do concreto para 35 MPa houve uma redução da absorção de água em todas as misturas, como o esperado. Para esta situação, os resultados se enquadraram entre os valores de 0,0077 a 0,0189 $\text{g/cm}^2 \times \text{h}^{1/2}$.

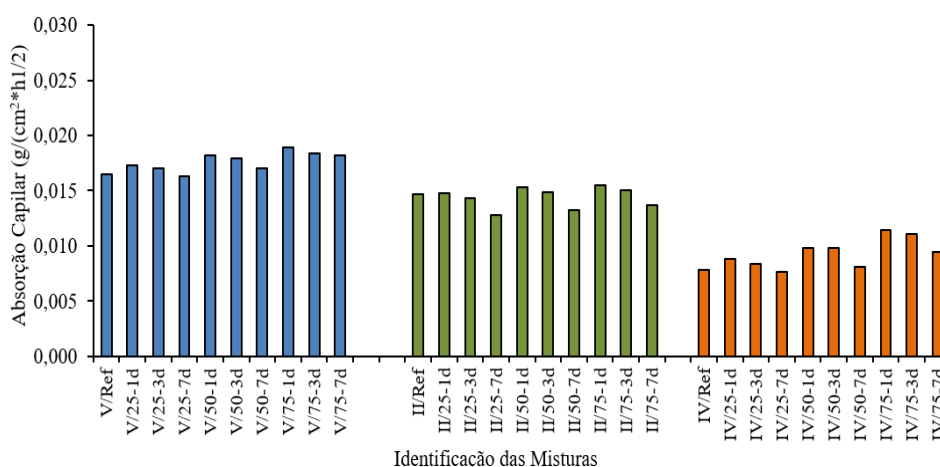
Para uma melhor análise dos resultados, as Figuras 3.49 a 3.50 apresentam graficamente as informações da Tabela 3.35.

Figura 3.49 – Resultados de absorção de água por sucção capilar para igualdade de resistência de 20 MPa.



A legenda de identificação dos concretos nos gráficos das Figuras 3.49 e 3.50 é composta por três termos. Considerando o exemplo: V/25-1d. O primeiro termo corresponde ao tipo de cimento (V→ CPV ARI), o segundo termo corresponde ao percentual de carregamento (25→ 25% de carregamento) e por fim, o último termo significa a idade em que os concretos foram submetidos aos carregamentos (1d→ 1 dia). As identificações com o termo “Ref” correspondem aos concretos de referência.

Figura 3.50 – Resultados de absorção de água por sucção capilar para igualdade de resistência de 35 MPa.



Em geral, observaram-se as mesmas tendências de comportamento já observadas para os resultados de penetração de cloretos, ou seja: aumento da absorção capilar com a variação do

percentual de carregamento e redução da absorção capilar com o aumento da pozolanicidade dos cimentos. Também é possível constatar uma tendência de redução da absorção de água nos concretos com o adiamento da aplicação dos pré-carregamentos.

Para uma análise mais detalhada foi realizada uma análise ANOVA (Programa Estatística 7.0) dos resultados de absorção em igualdade de resistência à compressão axial de 20MPa e 35MPa. Os resultados são apresentados na Tabela 3.36.

Tabela 3.36 – Análise de variância (ANOVA) dos resultados de absorção de água por sucção capilar em igualdade de resistência à compressão axial.

| | ANOVA | SQ | GL | MQ | Teste F | p | Significância |
|---------------|------------|----------|----|----------|----------|---------|---------------|
| CPVARI | Intercepto | 0,008790 | 1 | 0,008790 | 83849,90 | 0,0000 | - |
| | A | 0,000019 | 3 | 0,000006 | 60,32 | 0,0000 | Sim |
| | B | 0,000002 | 2 | 0,000001 | 11,60 | 0,0006 | Sim |
| | C | 0,000073 | 1 | 0,000073 | 697,81 | 0,0000 | Sim |
| | Error | 0,000002 | 17 | 0,000000 | - | - | - |
| CPII Z | Intercepto | 0,005530 | 1 | 0,005530 | 30616,72 | 0,0000 | - |
| | A | 0,000002 | 3 | 0,000001 | 4,25 | 0,0205 | Sim |
| | B | 0,000008 | 2 | 0,000004 | 23,37 | 0,0000 | Sim |
| | C | 0,000012 | 1 | 0,000012 | 67,46 | 0,0000 | Sim |
| | Erro | 0,000003 | 17 | 0,000000 | - | - | - |
| CPIVRS | Intercepto | 0,002765 | 1 | 0,002765 | 18670,67 | 0,0000 | - |
| | A | 0,000025 | 3 | 0,000008 | 56,33 | 0,0000 | Sim |
| | B | 0,000004 | 2 | 0,000002 | 15,15 | 0,00017 | Sim |
| | C | 0,000072 | 1 | 0,000072 | 486,92 | 0,0000 | Sim |
| | Erro | 0,000003 | 17 | 0,000000 | - | - | - |

Onde: “A” = percentual de carregamento, “B” = idade de carregamento, “C” = resistência à compressão axial.

A Tabela 3.36 mostra que as variáveis independentes (“percentual de carregamento”, “idade de carregamento” e “resistência à compressão axial”) foram significativas isoladamente, ou seja, influenciaram na variável de resposta (absorção de água). As tendências de comportamento observadas pela análise de variância (ANOVA) são apresentadas nas Figuras 3.51, 3.52 e 3.53.

Figura 3.51 – Absorção de água por sucção em função do percentual de carregamento aplicado nos concretos.

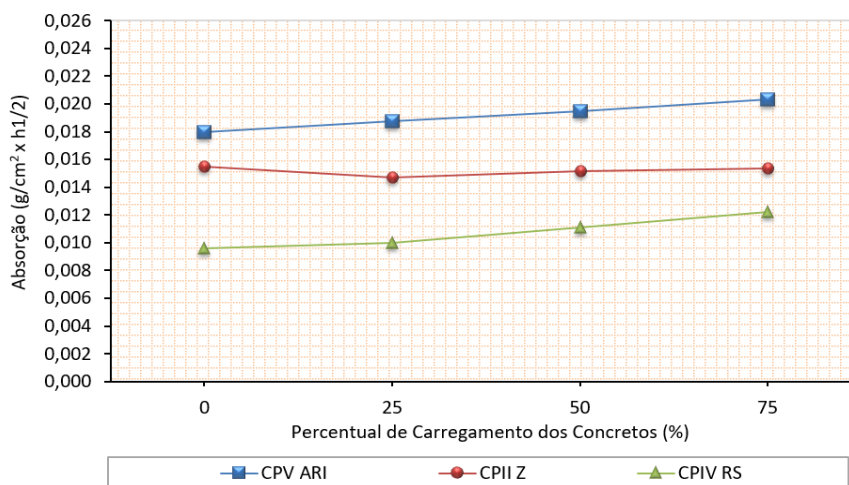
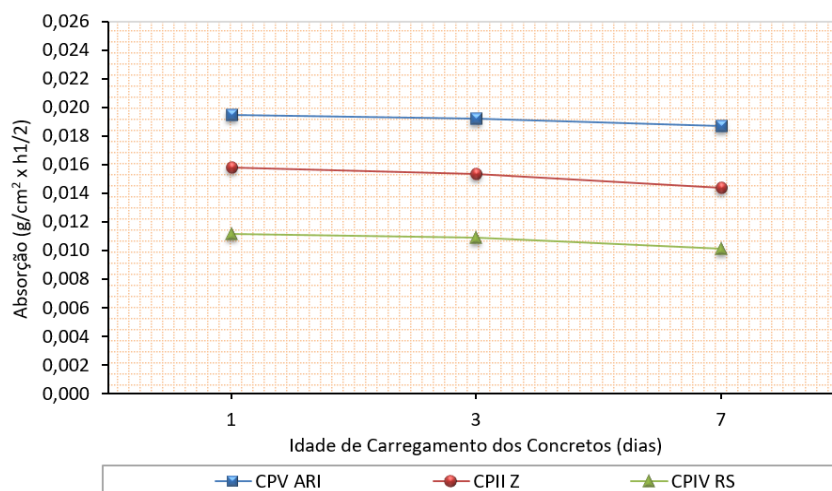


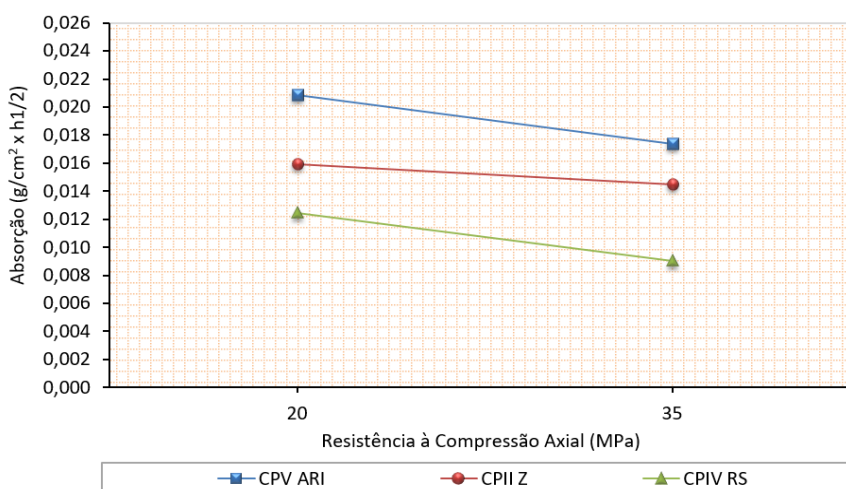
Figura 3.52 – Absorção de água por sucção em função da idade de carregamento dos concretos.



As Figuras 3.51 e 3.52 mostram que as tendências de comportamento dos concretos em igualdade de resistência à compressão axial se assemelharam às tendências obtidas nos modelos matemáticos. Observou-se um aumento da absorção com a variação dos percentuais de carregamento e redução da absorção com o adiamento do carregamento dos concretos.

A Figura 3.53 apresenta o comportamento dos concretos frente à absorção de água com a variação da resistência à compressão axial de 20MPa para 35MPa.

Figura 3.53 – Absorção de água por sucção em função da resistência à compressão axial.



O aumento da resistência à compressão axial implicou na redução dos valores de absorção de água das misturas, como o esperado, uma vez que para atingir maiores resistências a relação água/cimento das misturas foi reduzida.

Pela análise geral dos gráficos apresentados (Figuras 3.51 a 3.53), nota-se que as misturas com cimento CPV ARI apresentaram resultados de absorção nitidamente superiores aos cimentos pozolânicos. Conforme já explanado, esta diferença pode ser associada à presença de pozolanas nos cimentos CPII Z e CPIV RS. As pozolanas preenchem os vazios da matriz cimentícia por serem partículas muito pequenas, além de reagirem e formarem compostos cimentantes. Como o cimento CPV não contém esse tipo de adição, maior quantidade de poros se forma em sua matriz cimentícia, promovendo aumento em sua porosidade e permeabilidade, motivo pelo qual apresenta maior absorção capilar (OBERHOLSTER, 1983; RAMACHANDRAN, 2002).

Em resumo, os resultados de absorção de água para os cimentos investigados não apresentaram a mesma variação de intensidade de resultados observados nos ensaios de penetração de cloretos. Esta constatação pode ser associada ao fato de que os íons cloreto, por serem menores do que as moléculas de água, migrariam com mais facilidade pelos poros menores da matriz cimentícia, inclusive pelas microfissuras provocadas pelo carregamento dos concretos nas primeiras idades.

3.2.5 Análise da microestrutura do concreto submetido a carregamento de compressão

O objetivo desta análise é a de visualizar a presença de microfissuras geradas pelo carregamento dos concretos nas primeiras idades e, se possível, quantificar o seu tamanho para o embasamento dos resultados de durabilidade.

Vieira (2008), na sua pesquisa de tese, indicou a possibilidade de uma compactação da matriz cimentícia dos concretos investigados em função do carregamento aplicado. Em algumas situações, a autora observou aumento da resistência à compressão axial com o aumento do carregamento dos concretos. Essa constatação não foi observada para os ensaios de durabilidade, uma vez que a penetração de íons cloreto e a absorção de água foram crescentes com o aumento do pré-carregamento.

Em função das conclusões divergentes, se fez necessário uma análise mais aprofundada da matriz cimentícia de algumas amostras. Supondo que mesmo que ocorra uma compactação do concreto em função do carregamento nas primeiras idades, acredita-se que as microfissuras presentes na matriz sejam suficientemente grandes para facilitarem a passagem da água e dos íons cloreto, o que explicaria os resultados de durabilidade encontrados.

Para elucidar esta questão foram realizadas algumas análises em imagens de microscopia eletrônica de varredura. As imagens que serão apresentadas são cortesia de Vieira (2008) e foram obtidas no Centro de Microscopia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Diferentemente de Vieira (2008), que utilizou as imagens de MEV para identificar a existência de um processo de microfissuração, este trabalho objetiva quantificar as espessuras das microfissuras geradas pelos pré-carregamentos dos concretos nas primeiras idades, conforme já explanado.

Em função do grande volume de concreto estudado, não foi possível fazer uma análise da microestrutura de todas as amostras do programa experimental. Por esse motivo, Vieira (2008) optou por limitar as amostras. Foram selecionados concretos com cimento CPV ARI e CPIV RS com idade de 28 dias, relação água/cimento de 0,50, percentual de carregamento de 50% e idade de carregamento de 7 dias.

A escolha dos cimentos CPV ARI e CPIV se deve ao fato destes cimentos serem distintos quimicamente e conseqüentemente apresentarem comportamentos diferenciados. A relação

Influência da microfissuração causada nas primeiras idades na durabilidade de concretos ao longo do tempo (*self-healing*).

água/cimento de 0,50 foi escolhida por corresponder a uma média entre as relações água/cimento trabalhadas (0,35 e 0,70) e pelo fato de produzir uma matriz não muito densa e não muito porosa. Com relação ao percentual de carregamento, a partir de um embasamento teórico (Botta (1998), Burlion et al. (2005), Mehta e Monteiro (2008)) de que a estrutura do concreto, para análise de microestrutura, não é abalada com aplicação de cargas abaixo de 30%, Vieira (2008) optou por não adotar o percentual de carregamento de 25%. O nível adotado foi de 50%. Acredita-se que se houver a detecção de microfissuras nesse percentual, certamente haverá para percentuais maiores (75%). Em relação à idade de carregamento, determinou-se o estudo dos concretos pré-carregados aos 7 dias, por corresponder a uma situação mais favorável em termos de hidratação do concreto. Segundo a autora, se houver a formação de microfissuras nessa idade diante a aplicação do pré-carregamento, certamente haverá microfissuras para idades menores (1 e 3 dias).

3.2.5.1 Determinação das espessuras das microfissuras

Para a certificação de que o ingresso de água e cloretos no concreto é intensificado com a presença de microfissuras oriundas de pré-carregamento dos concretos nas primeiras idades, foi determinada, para cada imagem, a espessura média das microfissuras e, posteriormente, realizado um comparativo com o tamanho das moléculas de água e de íons cloreto.

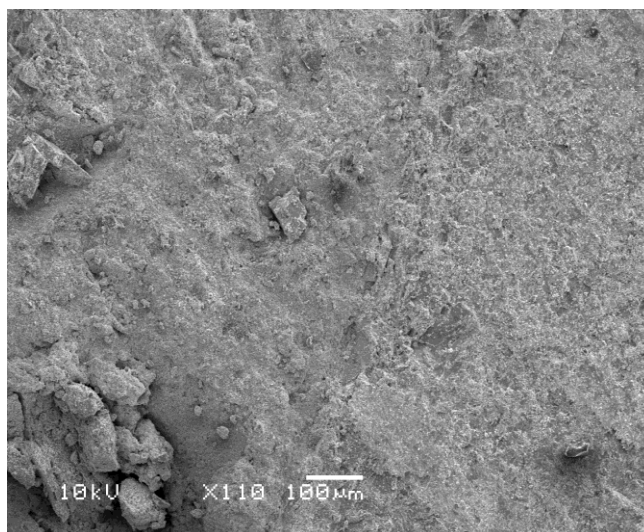
Para a determinação da largura média das microfissuras identificadas nas imagens foi utilizado o *software JR Screen Ruler Pro*. O programa é uma ferramenta adequada para medir com precisão qualquer elemento em tela de computador, podendo exibir medições em pixels, polegadas, picas ou centímetros.

Inicialmente, as imagens obtidas através de MEV por elétrons secundários foram devidamente ampliadas em computador, até ser possível a visualização adequada das microfissuras. Posteriormente, através das ferramentas disponíveis no *software* utilizado, foram realizadas medições da largura das microfissuras, em diferentes pontos. Após, foram calculadas as larguras médias, em pixels e, por fim, realizou-se a conversão de pixels para nanômetros. A última etapa da análise das imagens de MEV compreendeu na comparação das espessuras médias das microfissuras com o tamanho das moléculas de água e de íons cloreto.

3.2.5.2 Análise em MEV para as misturas confeccionadas com cimento CPV ARI

A Figura 3.54 apresenta uma amostra sem carregamento (referência) e a Figura 3.55, as amostras de concreto que receberam 50% de pré-carregamento aos 7 dias e posteriormente foram curadas em câmara úmida por vinte e oito dias. As análises de MEV por elétrons secundários foram realizadas em amostras com idade de 28 dias.

Figura 3.54 – Microscopia eletrônica de varredura da matriz do concreto de referência. Ampliação de 110x.



Fonte: Vieira, 2008.

Figura 3.55 – Microscopia eletrônica de varredura (elétrons secundários) da matriz submetida a 50% de pré-carregamento na idade de 7 dias.

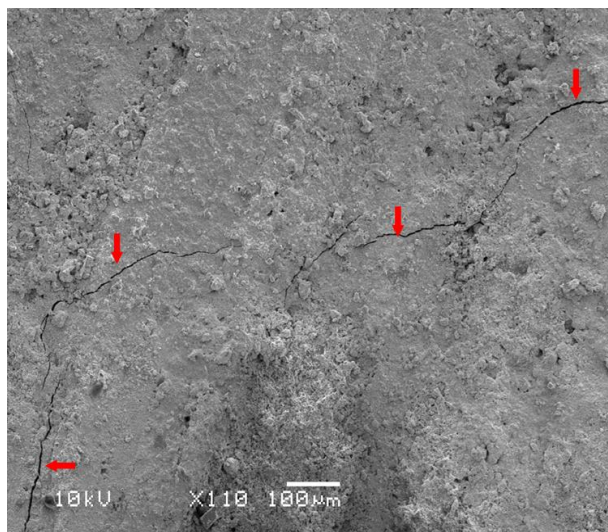


Imagem 01 – MEV com ampliação de 110x.

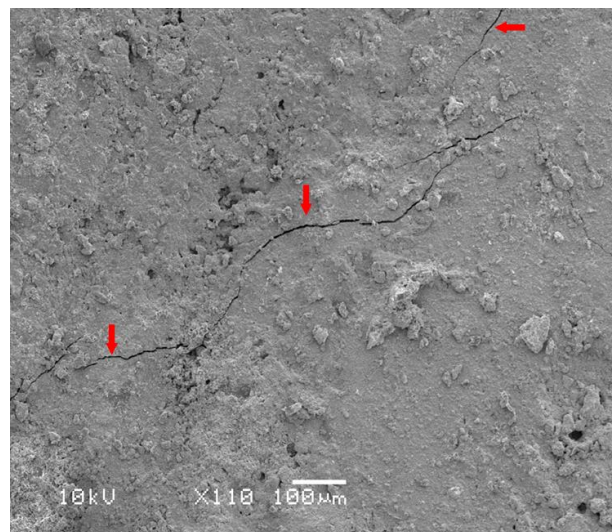


Imagem 02 – MEV com ampliação de 110x

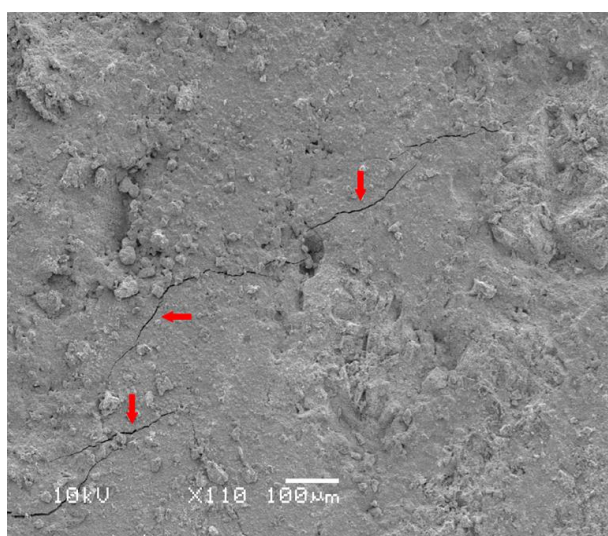


Imagem 03 – MEV com ampliação de 110x.

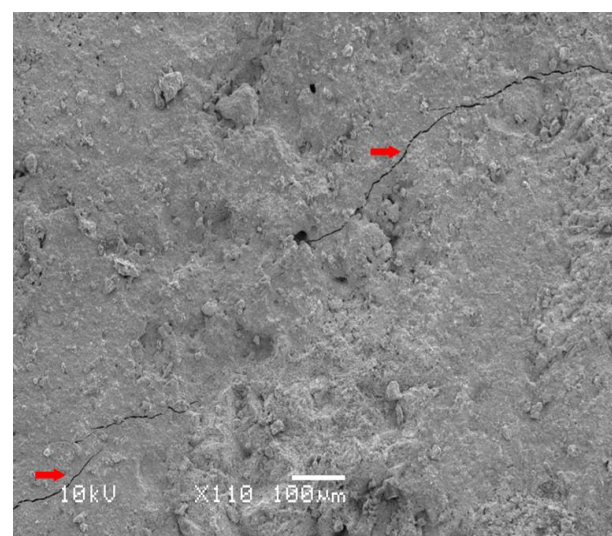


Imagem 04 – MEV com ampliação de 110 x.

Fonte: Vieira, 2008.

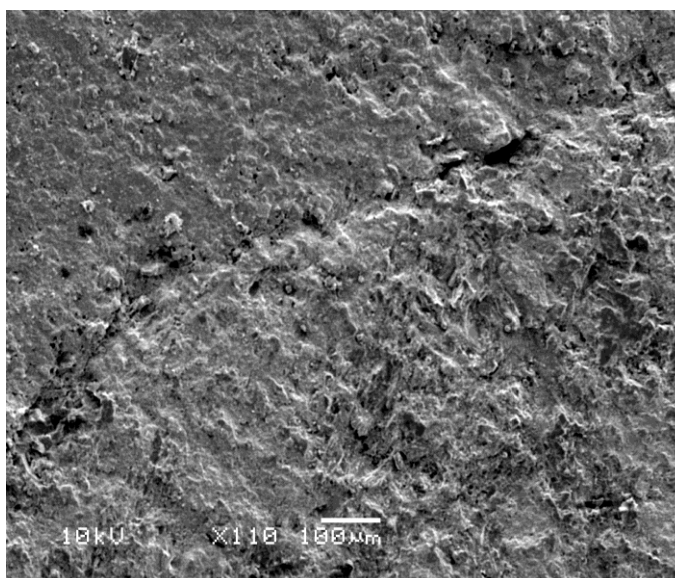
Nota-se que a imagem de MEV da Figura 3.54 não apresenta microfissuras na região de interface. Para os concretos pré-carregados (Figura 3.55), a microfissuração da matriz gerada pelo carregamento dos concretos aos 7 dias é observada em todas as amostras. A espessura média das microfissuras oscilou entre 2200 nm a 3750 nm. Observa-se, também, que os caminhos das microfissuras tendem a seguir uma trajetória aleatória e preferencialmente para dentro de poros (Figura 3.55, imagens 03 e 04). Segundo Vieira (2008), nessas regiões ocorre uma concentração maior de tensões de tração que favorece a propagação de microfissuras.

A análise de microscopia realizada por Vieira (2008) também mostrou que para algumas amostras submetidas ao carregamento foi verificada a hidratação de produtos não hidratados e a recuperação de algumas microfissuras. Vieira (2008) atribuiu essa recuperação ao ambiente de cura, que pode favorecer uma possível recuperação das ligações entre os compostos de cimento ainda não hidratados (*self-healing*). No entanto, a autora enfatiza que, apesar da característica de recuperação das microfissuras, nem todas foram fechadas.

3.2.5.3 Análise em MEV para as misturas confeccionadas com cimento CPIV RS

As análises de MEV por elétrons secundários foram realizadas aos 28 dias em amostras confeccionadas com cimento CPIV RS, pré-carregadas a 50% da carga de ruptura na idade de 7 dias e de referência (não submetidas ao pré-carregamento). A Figura 3.56 apresenta o aspecto da amostra de referência e a Figura 3.57, mostra o detalhamento das microfissuras observadas nas amostras pré-carregadas.

Figura 3.56 – Microscopia eletrônica de varredura (elétrons secundários) da matriz do concreto de referência. Ampliação de 110 vezes.



Fonte: Vieira, 2008.

Figura 3.57 – Microscopia eletrônica de varredura (elétrons secundários) da matriz submetida a 50% de pré-carregamento na idade de 7 dias. Ampliação de 350 vezes.

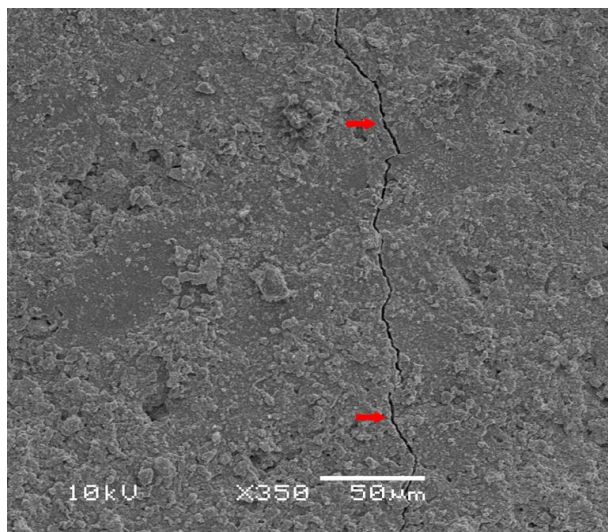


Imagem 01 – MEV com ampliação de 350x.

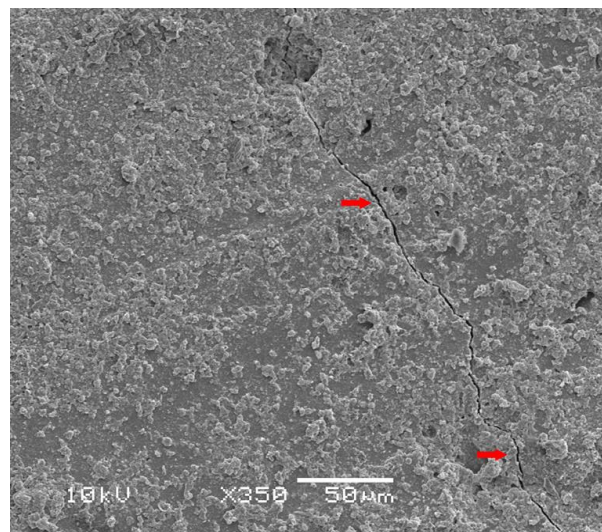


Imagem 02 – MEV com ampliação de 350x.

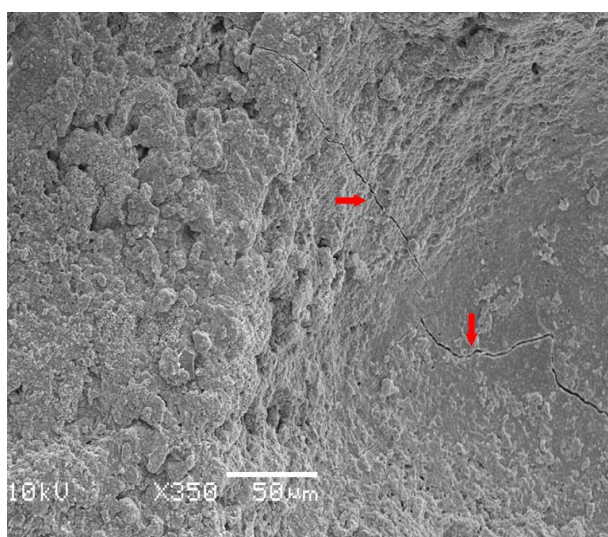


Imagem 03 – MEV com ampliação de 350x.

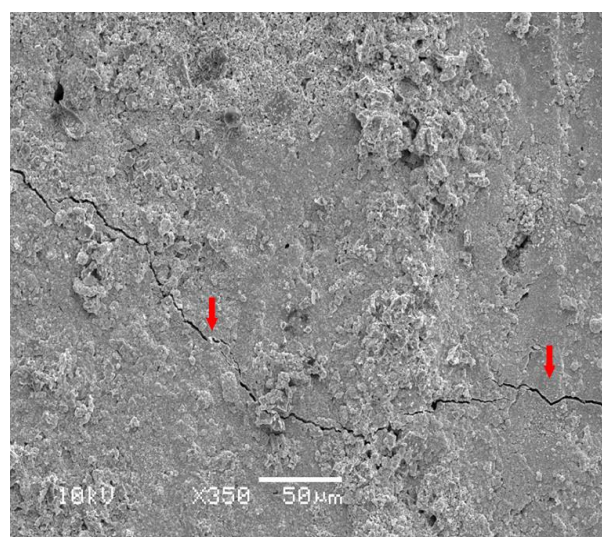


Imagem 04 – MEV com ampliação de 350x.

Fonte: Vieira, 2008.

A análise gráfica mostra que as misturas com cimento CPIV RS também apresentaram microfissuras na matriz cimentícia, porém, essas microfissuras apresentaram menores espessuras médias (908nm a 1580nm) em comparação às amostras com cimento CPV ARI (2200nm a 3750nm).

3.2.5.4 Considerações sobre as análises de microscopia eletrônica de varredura

Independentemente do tipo de cimento, todas as amostras de concreto submetidas ao carregamento nas primeiras idades apresentaram microfissuras na idade de 28 dias. As microfissuras, associativamente com a porosidade, são características que contribuem para a penetração de moléculas de água e de íons cloreto para o interior das amostras (KROPP, 1995).

Sato (1998), ao analisar a porosidade em concretos e sua relação com o transporte de massa, constatou que a penetração de íons cloreto ocorre em proporção direta ao volume de poros maiores que 120nm, ou seja, quanto maior a quantidade de poros com diâmetro superior a 0,12 μm , maior será a facilidade e a velocidade do transporte de água e de íons cloreto.

Para a certificação de que as microfissuras quantificadas facilitariam a entrada de íons cloreto e água nas amostras ensaiadas, realizou-se um comparativo de suas espessuras médias em relação ao tamanho da molécula de água e do íon cloreto. Segundo Schollhorn¹⁴, (1994) *apud* Wypych, (2003), o diâmetro nominal das moléculas de água é de 0,28nm. Segundo Tubino & Simoni (2007), o diâmetro médio dos íons cloreto é 0,205nm.

Diante do exposto, evidencia-se que as microfissuras observadas nas amostras submetidas aos carregamentos facilitaram a penetração de moléculas de água e de íons cloreto para interior do concreto, uma vez que apresentaram espessuras médias superiores ao tamanho das moléculas de água e do íon cloreto. Esta constatação corrobora com os resultados de durabilidade obtidos na pesquisa experimental.

¹⁴ Schollhorn, R, Em Progress in Intercalation Research; Muller-Warmuth, W.; Schollhorn, R. eds.; Kluwer Publishers: Dordrecht, 1994.

3.3 CONSIDERAÇÕES GERAIS: ETAPA 1

Esta etapa do trabalho teve como objetivo principal verificar os reflexos do processo de microfissuração causado pelo pré-carregamento nas primeiras idades em concretos produzidos com diferentes tipos de cimento, analisando o seu comportamento frente à penetração de íons cloreto e absorção de água. Também procurou-se analisar e correlacionar a microfissuração através da avaliação de imagens, utilizando a técnica de microscopia eletrônica de varredura (MEV por elétrons secundários).

Para que os objetivos fossem alcançados, foi desenvolvido um planejamento detalhado das atividades experimentais e executados experimentos completos, sem repetições.

A metodologia experimental desse trabalho fez uso de ferramentas estatísticas. Foram analisados os efeitos do percentual do pré-carregamento, idade de pré-carregamento, relações água/cimento e diferentes tipos de cimento sobre as propriedades de durabilidade dos concretos. Também foram desenvolvidos modelos matemáticos para avaliar, quantitativamente, a influência de cada variável no processo. É importante ressaltar que as conclusões aqui apresentadas foram comprovadas estatisticamente. Enfatiza-se, no entanto, que os resultados e as conclusões expostos neste trabalho são válidos para os materiais e métodos utilizados nesta pesquisa.

Os modelos matemáticos desenvolvidos possibilitaram verificar o comportamento das variáveis significativas e determinar as tendências de comportamento dos concretos frente à penetração de cloretos e à absorção de água.

Entre as variáveis independentes estudadas, a variável “*relação água/cimento*” foi a mais significativa, uma vez que a variação dos resultados de penetração de cloretos e absorção de água se mostrou mais intensa (quando esta variável foi analisada isoladamente) em comparação com as demais variáveis (*idade de carregamento e percentual de carregamento*).

Verificou-se, para todas as misturas, uma mesma tendência de comportamento, de crescimento da penetração de cloretos e da absorção de água com o aumento da relação água/cimento, como o esperado. É de consenso geral que o aumento da quantidade de água na mistura implica na formação de matrizes mais porosas e com menor resistência à entrada de

agentes agressivos. Vieira (2008) também constatou que a variação da relação água/cimento dos concretos promoveu uma redução da resistência à compressão axial de concretos irmãos ao deste trabalho, como o esperado.

O efeito isolado da variável “*percentual de carregamento dos concretos*” mostrou que à medida que o percentual de carregamento foi intensificado, a penetração de íons cloreto e a absorção de água aumentaram para todos os concretos. Esse comportamento sugere que as solicitações impostas aos concretos nas primeiras idades induziram a formação de microfissuras na matriz cimentícia, facilitando a entrada destes agentes. Acredita-se que a intensidade do carregamento contribui diretamente para a determinação das espessuras médias das microfissuras, fato que explicaria o aumento da penetração de água e de íons cloreto com o aumento dos percentuais de carregamento dos concretos.

Para a variável “*idade de carregamento dos concretos*”, observou-se uma tendência de redução da penetração de cloretos e da absorção de água com o aumento da idade em que as cargas foram impostas aos concretos. Esse comportamento pode ser associado ao fato de que quanto mais tarde ocorrerem os carregamentos, mais bem estruturada estará a matriz cimentícia e, portanto, menor a probabilidade de os danos ocorrerem com mais intensidade. Em suma, conclui-se que quanto mais tarde os carregamentos forem impostos aos concretos, melhores os benefícios para a estrutura, tanto nas propriedades mecânicas quanto de durabilidade. Entre as variáveis estudadas a “*idade de carregamento dos concretos*” foi a que apresentou a menor influência nos resultados de penetração de cloretos e de absorção de água.

No que diz respeito aos tipos de cimento utilizados, os resultados desta pesquisa experimental permitem concluir que a composição química do cimento exerceu influência no comportamento dos concretos frente à penetração de cloretos e absorção de água. As misturas com cimentos pozolânicos apresentaram melhores resultados em relação às misturas com cimentos mais puros. Nos ensaios de penetração de íons cloreto, o melhor desempenho dos cimentos pozolânicos pode estar associado à hidratação de produtos secundários, que passam a ocorrer ao longo do tempo e à retenção de cloretos pelas fases aluminato e ferro aluminato desses cimentos, juntamente com a alumina das pozolanas. Pode-se supor que a continuidade da hidratação da pasta (até os 28 dias) contribuiu para a colmatção parcial de microfissuras e promoveu um aumento da densificação da matriz cimentícia, minimizando o dano causado pelo pré-carregamento.

Para este estudo, o efeito de diferentes tempos de cura (7 e 28 dias) na penetração de cloretos não foi significativa. Os resultados podem ser explicados pela pequena variação das condições de temperatura e umidade entre um método e outro durante a realização do experimento.

As análises de penetração de cloretos em concretos com igualdade de resistência à compressão axial mostraram que as misturas investigadas mantiveram algumas tendências de comportamento já observadas. Entre as quais, aumento da penetração de cloretos com o crescimento do percentual de carregamento e redução das taxas de penetração de cloretos com a variação da pozolanicidade dos cimentos. Com relação à idade de carregamento dos concretos não foi possível definir uma tendência clara de comportamento, uma vez que esta variável não foi significativa isoladamente para todos os cimentos. Para os dois níveis de resistência considerados (20 MPa e 35 MPa), os concretos produzidos com cimento CPIV RS apresentaram taxas de penetração de cloretos moderada de acordo com os padrões normativos, independente da intensidade dos pré-carregamentos aplicados e das idades em que os concretos foram pré-carregados. O mesmo comportamento foi observado para o cimento CPII Z, para resistência de 35 MPa. Esses resultados indicam uma forte tendência de que o tipo de cimento tenha uma contribuição relevante frente à ação deste agente agressivo no concreto. Ao contrário dos cimentos pozolânicos, os cimentos mais puros (CPV ARI) apresentaram valores de penetração de cloretos superiores a 4000 Coulombs. Estas observações evidenciam que a composição química do cimento tem uma contribuição relevante no arranjo da microestrutura da pasta, influenciando na maior ou menor suscetibilidade da estrutura ao ataque de agentes agressivos.

Os resultados de absorção capilar em concretos com igualdade de resistência à compressão axial mostraram as mesmas tendências de comportamentos já observadas nos ensaios de penetração de cloretos, ou seja, aumento da absorção capilar com a variação do percentual de carregamento e redução da absorção com o aumento da pozolanicidade dos cimentos. Com relação à idade de carregamento dos concretos, observou-se uma tendência de redução da absorção de água com o adiamento da idade em que as solicitações foram impostas aos concretos.

A análise da microestrutura dos concretos (MEV) evidenciou um processo de microfissuração causado pelo pré-carregamento nas primeiras idades. Foi possível constatar que as espessuras das microfissuras eram suficientemente grandes para permitirem uma maior passagem da água e de íons cloretos para o interior do concreto.

3.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS: ETAPA 1

Os resultados da **Etapa 1** da pesquisa experimental comprovaram a existência de um processo de microfissuração causado pela ação de pré-carregamentos em concretos com pouca idade. Pelo enfoque da durabilidade, as microfissuras dos concretos apresentaram tal magnitude que permitiram a entrada de íons cloretos e água proporcionais à intensidade do dano causado pelo pré-carregamento.

Diferentemente do observado para as propriedades de durabilidade, as propriedades mecânicas de concretos irmãos aos utilizados nesta pesquisa (estudados por Vieira (2008)) mostraram uma tendência de que o pré-carregamento nas primeiras idades, melhorou o desempenho mecânico dos concretos. A autora verificou que o aumento do percentual de carregamento implicou em um aumento da resistência à compressão axial para os concretos com cimento CPV ARI, principalmente para as misturas com relação água/cimento baixas (0,35 e 0,50). Para os concretos com os demais cimentos, este comportamento também foi observado, porém em menor magnitude. Vieira (2008) associou o ganho de resistência nos corpos de prova à hidratação de compostos ainda não hidratados, uma vez que a abertura de microfissuras possibilitou a entrada de água nos interstícios do concreto quando as amostras retornavam para a câmara úmida. A pouca idade do concreto e a finura do cimento, segundo a autora, também podem ter favorecido este comportamento. Para os concretos com relação água/cimento de 0,70, os valores de resistência à compressão axial permaneceram quase que inalterados; a variação do percentual de pré-carregamento não influenciou de modo significativo a resistência à compressão axial aos 28 dias.

Bernardino (2016) estudou a influência do carregamento precoce na retração por secagem do concreto em corpos de prova irmãos ao desse trabalho. A autora concluiu que o pré-carregamento provocou dois efeitos nos concretos estudados, em maior ou menor grau: compactação e microfissuração. Dependendo da combinação entre os fatores relação a/c, idade de cura, idade de carregamento e nível de carregamento, ocorreram condições favoráveis à redução da retração por secagem. A compactação ocasionou a quebra dos compostos menos resistentes da microestrutura, promovendo o preenchimento dos vazios maiores e deixando expostos grãos anidros de cimento. Quando as tensões geradas ultrapassaram a capacidade resistente dos concretos, o carregamento causou microfissuração,

Influência da microfissuração causada nas primeiras idades na durabilidade de concretos ao longo do tempo (*self-healing*).

favorecendo, também, a exposição de grãos de cimento não hidratados. A disponibilidade de água, através da cura por imersão, possibilitou a continuidade das reações de hidratação. Portanto, além do efeito físico de preenchimento dos grandes vazios capilares, em função da compactação, a formação de novos produtos resistentes (C-S-H) foi fundamental para a redução das porosidades total e efetiva, com efeitos satisfatórios na redução da saída da água e na taxa da retração, nos concretos com as maiores relações a/c (BERNARDINO, 2016).

Diante do exposto, pode-se supor que ocorre uma recuperação parcial das microfissuras dos concretos, pela hidratação de compostos não hidratados quando as amostras retornam para a cura (*self-healing*), conforme sugerido por Vieira (2008) e Bernardino (2016). No entanto, para os ensaios de durabilidade, a “recuperação” parcial da matriz cimentícia não apresentou magnitude suficiente para dificultar a entrada de agentes agressivos nos concretos aos 28 dias. Fato que pode ser comprovado pelas análises de MEV por elétrons secundários. Conforme já demonstrado, o tamanho das microfissuras remanescentes na matriz cimentícia superaram o tamanho do íon cloreto e das moléculas de água e constituíram um caminho preferencial para a entrada desses agentes nos concretos estudados.

A constatação parcial da hipótese do trabalho foi comprovada, uma vez que os carregamentos aplicados nos concretos nas primeiras idades provocaram o aparecimento de microfissuras que modificaram a microestrutura dos concretos, tornando-os mais suscetíveis ao ingresso de agentes agressivos, mais especificamente, íons cloreto e água.

Para finalizar a confirmação da hipótese, de que as microfissuras geradas pelos pré-carregamento dos concretos nas primeiras idades tendem a se auto recuperar (*self-healing*) foi necessário elaborar um novo programa experimental (**Etapa 2**), o qual será apresentado e discutido nos próximos capítulos.

4 PROGRAMA EXPERIMENTAL: ETAPA 2

Em função das conclusões obtidas na **Etapa 1** da pesquisa experimental, de que concretos submetidos aos pré-carregamentos nas primeiras idades tendem a apresentar uma recuperação parcial de microfissuras com o passar do tempo pela continuidade da hidratação do cimento e de produtos secundários, novos questionamentos foram gerados:

- a) como é o comportamento de concretos submetidos a carregamentos nas primeiras idades frente à penetração de cloretos ao longo do tempo?
- b) considerando a assertiva de que ocorra uma recuperação parcial de microfissuras com o processo de cura contínua (*self healing*): os concretos submetidos aos pré-carregamentos tendem a apresentarem resultados de penetração de cloretos próximos aos resultados das suas amostras de referência para idades superiores aos 28 dias?
- c) para misturas com cimentos quimicamente distintos a recuperação parcial das microfissuras continua a ocorrer após os 28 dias?

Buscando responder a esses questionamentos foi desenvolvido um novo estudo, que priorizou acompanhar o comportamento mecânico e de durabilidade de concretos submetidos a carregamentos nas primeiras idades ao longo do tempo.

Diferentemente da primeira etapa, em que os ensaios de controle foram executados aos 28 dias, os concretos pré-carregados e de referência foram monitorados ao longo do tempo (3, 7, 28 e 91 dias), quanto as suas propriedades mecânicas e de durabilidade. Para a execução desse novo programa experimental, utilizou-se um nível de pré-carregamento (75% da carga de ruptura) aplicado na idade de três dias, em concretos produzidos com diferentes tipos de cimentos (CPV ARI e CPIV) e com relação água/cimento fixa de 0,50.

4.1 MÉTODOS E MATERIAIS

Nesse capítulo serão apresentadas mais detalhadamente as variáveis estudadas, a programação dos experimentos, a descrição dos ensaios realizados, a caracterização dos materiais e a produção dos concretos.

4.1.1 Delimitação das Variáveis

Para o desenvolvimento da **Etapa 2** do Programa Experimental foram delimitadas como variáveis de resposta:

- a) penetração de cloretos;
- b) resistência à compressão axial;
- c) porosidade capilar;
- d) velocidade de onda ultra-sônica;
- e) imagens por microscopia eletrônica de varredura (MEV);
- f) fator de reflectância.

Definidas as variáveis de resposta, foram escolhidos os fatores controláveis (variáveis independentes). Em função do grande número de variáveis envolvidas na primeira fase do experimento, optou-se por reduzir as variáveis independentes que seriam analisadas nessa etapa, as quais são apresentadas na sequência:

- a) tipo de cimento: CPV ARI e CPIV;
- b) relação água/cimento:0,50;
- c) nível de pré-carregamento: 75% da carga de ruptura;
- d) idade de carregamento dos concretos: 3 dias;
- e) cura submersa.

Sabe-se que o tipo de cimento empregado na execução do concreto pode exercer influência sobre o processo da corrosão em decorrência do teor de C_3A contido nos mesmos (JUCÁ et al., 2001). Para Page et al. (1986) este componente do cimento é capaz de fixar íons cloreto pela formação do cloroaluminato de cálcio hidratado (Sal de Friedel), diminuindo a concentração de cloretos livres na solução contida nos poros do concreto. As pozolanas presentes em alguns cimentos, por sua vez, também produzem um efeito benéfico para o concreto, pois restringem a mobilidade dos íons dentro da matriz pelo refinamento dos poros (PAGE et al., 1986; NEVILLE., 1997; entre outros). Em função do exposto, a escolha dos cimentos CPV ARI e CPIV para o desenvolvimento da segunda etapa do programa experimental justifica-se pelo fato de apresentarem distinções entre suas composições químicas e finura, o que conseqüentemente refletirá nos resultados dos ensaios mecânicos e de durabilidade.

A relação água/cimento estabelecida ($a/c=0,50$) corresponde a um ponto intermediário, em que o concreto produzido apresenta resistência de concretos estruturais convencionais. Para simular o efeito do carregamento precoce nos concretos, adotou-se a aplicação de um carregamento correspondente a 75% da carga de ruptura por compressão axial. É o maior percentual entre os carregamentos estudados na primeira etapa da pesquisa e esta escolha pode ser justificada por esse percentual apresentar maior dano ao concreto; ou seja, caso ocorra recuperação significativa das fissuras nos concretos ao longo do tempo para este percentual de carregamento, certamente para concretos submetidos a carregamentos de menores intensidades a recuperação também ocorrerá. A idade em que os concretos foram submetidos aos carregamentos ficou estabelecida aos três dias, para possibilitar a simulação da retirada antecipada do escoramento da estrutura e, também, para permitir um melhor acompanhamento da evolução do comportamento do concreto nos ensaios mecânicos e de durabilidade desde as idades iniciais. Por fim, foi adotada a condição de cura submersa em ambiente controlado ($T=23 \pm 0,5^\circ C$) para os concretos. Diferentemente do tipo de cura adotada na primeira etapa do programa experimental (cura úmida), essa escolha se justifica por permitir condições ideais para a recuperação dos danos impostos aos concretos nas primeiras idades, através do processo conhecido como auto cura (*self-healing*).

4.1.2 Método do programa experimental

O programa experimental da **Etapa 2** foi desenvolvido em duas fases distintas. A primeira fase contemplou a moldagem dos concretos, a aplicação dos carregamentos e a cura submersa (contínua até a data dos ensaios) em ambiente controlado. A segunda fase abordou os ensaios de controle, realizados em função do tempo, nas idades de 3, 7, 28 e 91 dias.

Um dia após a moldagem, os corpos de prova ($\varnothing 10 \times 20$ cm) foram retirados das fôrmas, identificados e armazenados em câmara úmida. Do total de amostras moldadas (25) por tipo de cimento, oito receberam o carregamento nas primeiras idades, oito permaneceram como amostras de referência (sem carregamento) e nove foram destinadas para o controle de resistência à compressão axial nas idades de 3, 7, 28 e 91 dias.

A prensa utilizada para o pré-carregamento e ruptura dos corpos de prova foi a mesma utilizada na primeira etapa da pesquisa experimental. A velocidade de aplicação do carregamento ao longo dos ensaios, como na primeira etapa, ficou estabelecida em 200 kN/min (aproximadamente 0,50 MPa/s); atendendo os requisitos da NBR 5739 (ABNT, 1994). Os ensaios de pré-carregamento foram realizados no Laboratório (LAMTAC) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Anteriormente à aplicação da carga, os corpos de prova eram retificados para planificar a região, permitindo que a tensão fosse distribuída uniformemente sobre a superfície.

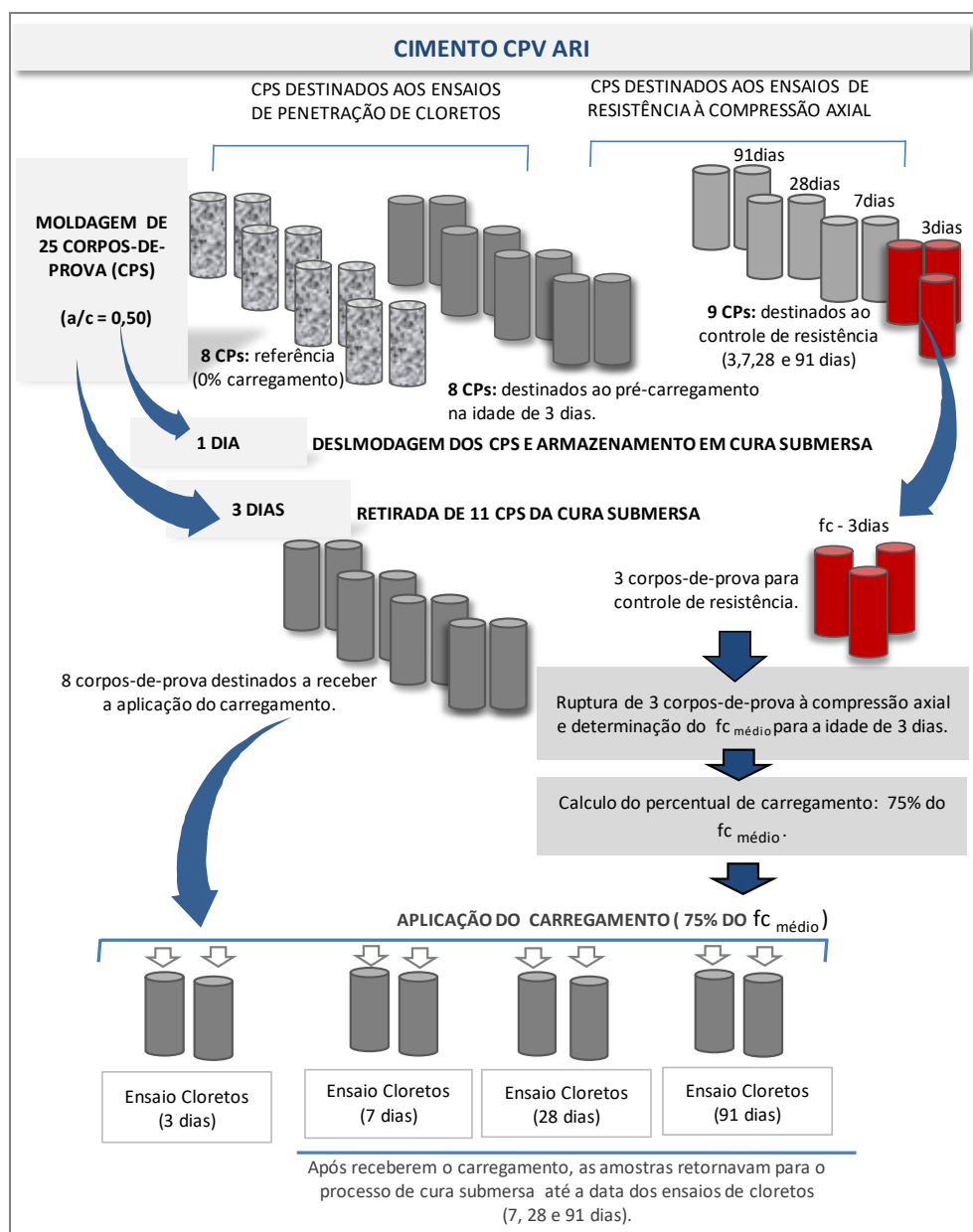
Na idade de três dias, onze corpos de prova foram retirados da cura submersa. Destes, três corpos de prova foram rompidos para a determinação da resistência à compressão axial ($f_{c\text{méd}} de ruptura para a idade de 3 dias)$ e oito corpos de prova foram selecionados para receberem os carregamentos nessa mesma idade. A partir do resultado médio de ruptura dos concretos foi determinado o percentual de carregamento aplicado nas amostras selecionadas (75% do $f_{c\text{méd}} de ruptura para a idade de 3 dias)$. Após a aplicação do carregamento, seis corpos de prova retornaram para a cura submersa e dois foram selecionados para serem ensaiados à penetração de cloretos. Para esta idade de controle (3 dias), também eram retirados mais dois corpos de prova da cura submersa (sem carregamento) para servirem como amostras de referência nos ensaios de durabilidade.

Na idade de 7 dias, seis corpos de prova eram retirados do processo de cura. Destes, dois eram pré-carregados (amostras que receberam o carregamento na idade de 3 dias), e dois eram amostras de referência (sem carregamento), ambos destinados aos ensaios de penetração de

cloretos para esta idade de controle. As duas amostras restantes (sem carregamento) eram destinadas ao controle de resistência à compressão axial (ruptura à compressão axial aos 7 dias). Nas idades de 28 e 91 dias, o mesmo procedimento experimental descrito para a idade de controle de 7 dias era realizado.

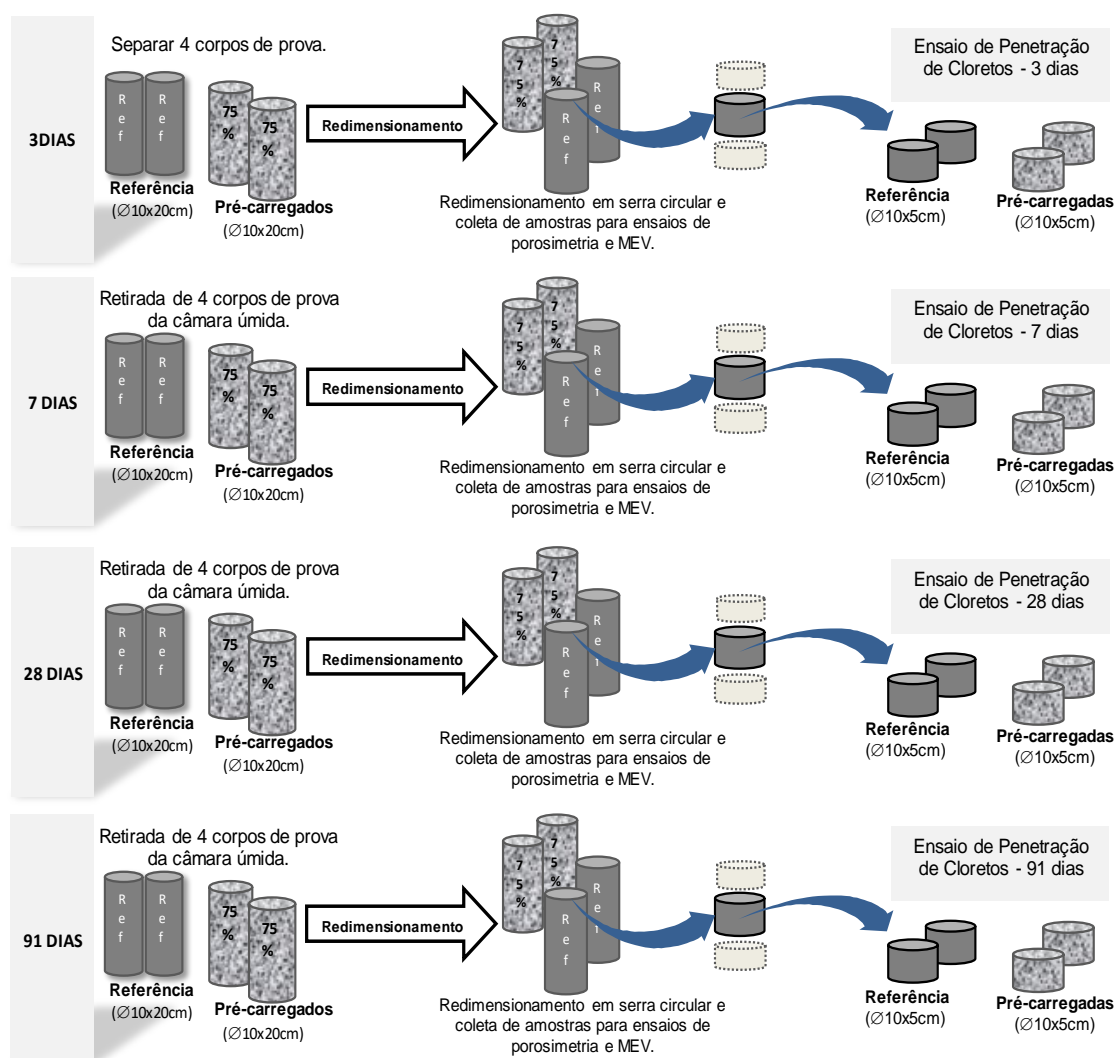
A Figura 4.1 apresenta de forma esquemática o quantitativo de moldagem e o processo de carregamento dos concretos por tipo de cimento.

Figura 4.1 – Quantitativo de moldagem e carregamento dos concretos por tipo de cimento.



A Figura 4.2 apresenta um esquema do redimensionamento das amostras destinadas aos ensaios de penetração de cloretos, microscopia eletrônica de varredura e porosimetria por intrusão de mercúrio, nas diferentes idades de controle. Os ensaios de ultrassom foram realizados nos corpos de prova ($\varnothing 10 \times 20 \text{ cm}$) nas idades de 3, 7, e 28 dias, antes das amostras passarem pelo redimensionamento em serra circular. Para os ensaios de sensoriamento remoto foram utilizadas as amostras destinadas aos ensaios de penetração de cloretos ($\varnothing 10 \times 5 \text{ cm}$), após o término dos ensaios.

Figura 4.2 – Passo a passo do redimensionamento das amostras por tipo de cimento.



4.1.3 Detalhamento dos ensaios realizados

Os próximos subitens apresentam uma breve descrição dos ensaios de resistência à compressão axial, penetração de íons cloreto, porosimetria por intrusão de mercúrio, microscopia eletrônica de varredura, propagação de onda ultrassônica e técnicas de sensoriamento remoto para detecção de microfissuras, realizados nessa fase do experimento.

4.1.3.1 Resistência à compressão axial

Os ensaios de resistência à compressão axial foram realizados de acordo com as recomendações da norma técnica da ABNT NBR 5739 (2007).

4.1.3.2 Penetração de íons cloreto

A determinação da penetração de cloretos e condicionamento dos corpos de prova seguiram as prescrições da ASTM C 1202/08 (*Test Method for Electrician Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration*), conforme realizado na primeira etapa da pesquisa experimental.

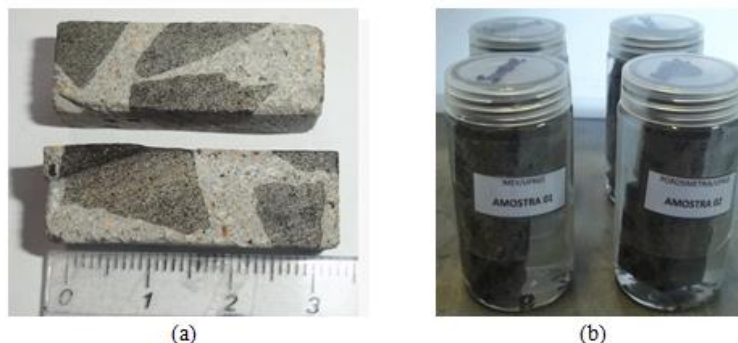
4.1.3.3 Porosimetria por intrusão de mercúrio

Os ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio foram realizados no laboratório de Caracterização Tecnológica da Escola Politécnica de São Paulo (USP).

Foram ensaiadas amostras confeccionadas com cimento CPV ARI em duas idades distintas: 3 e 28 dias. A escolha de diferentes idades objetivou verificar a modificação da microestrutura dos concretos com o aumento do tempo de cura.

As amostras (pré-carregadas e de referência) foram coletadas após o redimensionamento dos concretos em serra circular nas respectivas idades de três e vinte e oito dias. Após a extração, eram identificadas e mergulhadas em álcool isopropílico para que as reações de hidratação fossem cessadas. Após um período de 24h, eram acondicionadas em estufa a 60°C até atingirem constância de massa. Terminado esse processo, eram embaladas a vácuo e mantidas em um dessecador até o encaminhamento para análise. A Figura 4.3 mostra o aspecto das amostras após o processo de redimensionamento e a sua imersão em solução de álcool isopropílico.

Figura 4.3 – Amostras destinadas ao ensaio de porosimetria. Onde, (a) Amostras após o redimensionamento e (b) Amostras imersas em álcool isopropílico.



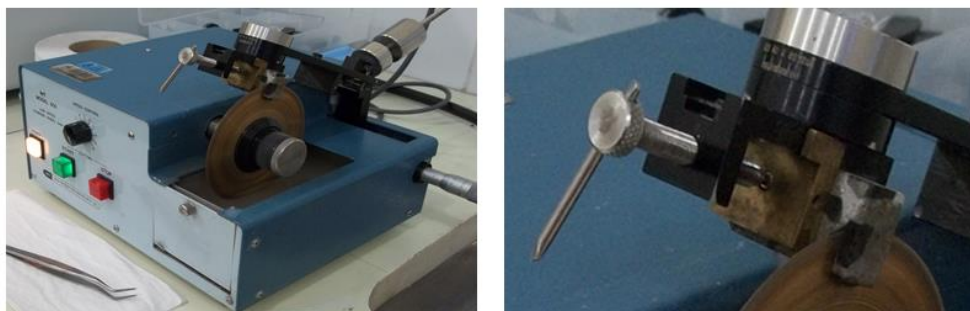
4.1.3.4 Microscopia eletrônica de varredura (MEV)

Para avaliar qualitativamente o grau de microfissuração dos concretos causado pelo carregamento precoce, foram realizadas análises de imagens através do ensaio de microscopia eletrônica de varredura (MEV). As imagens de microscopia eletrônica de varredura foram obtidas no Centro de Microscopia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Nesta pesquisa, o principal objetivo desse ensaio é o de verificar se existe uma recuperação do dano causado na matriz cimentícia pelo carregamento dos concretos nas primeiras idades. As análises foram realizadas em amostras de referência e pré-carregadas, nas idades de controle de 3, 28 e 91 dias.

Após a extração e redimensionamento em serra circular com disco diamantado (Figura 4.4), as amostras foram identificadas e mergulhadas em álcool isopropílico para que as reações de hidratação fossem cessadas. Posteriormente passaram por uma secagem em estufa a 60°C até atingirem constância de massa. Terminado esse processo, foram embaladas a vácuo e mantidas em um dessecador até o encaminhamento para análise.

Figura 4.4 – Redimensionamento e preparação das amostras destinadas ao ensaio de MEV.



4.1.3.5 Ensaios de propagação de onda ultrassônica

A propagação de onda ultrassônica é um ensaio não destrutivo que é capaz de verificar a homogeneidade do concreto, detectar eventuais falhas internas de concretagem e constatar o aparecimento de fissuras. Tem por objetivo medir o tempo de duração que um pulso ultrassônico leva para atravessar inteiramente uma seção de concreto. A velocidade de propagação do pulso é obtida dividindo-se a distância geométrica entre os transdutores do aparelho pelo tempo de percurso.

O procedimento seguiu as recomendações da NBR 8802 (ABNT, 2013) e anteriormente ao ensaio era efetuada a calibração do equipamento. As medições do tempo de percurso da onda através da superfície do concreto foram feitas ao longo do comprimento das amostras, empregando-se transmissão direta entre os transdutores.

Em cada corpo-de-prova foram realizadas duas medições. Caso a diferença entre as leituras não ultrapassasse $\pm 1\%$, as duas leituras eram consideradas válidas e a média aritmética era determinada.

4.1.3.6 Detecção de microfissuras em concretos através de técnicas de sensoriamento remoto

O uso de técnicas de sensoriamento remoto para detectar microfissuras em concretos submetidos ao carregamento precoce é inovador. Recentemente o LAB_SRGeo (Laboratório de Sensoriamento Remoto Geológico), em parceria com o laboratório LAMTAC/NORIE (Núcleo orientado para a Inovação da edificação) da UFRGS, realizou um estudo para verificar a aplicabilidade de uma técnica de sensoriamento remoto na análise da microfissuração do concreto. A pesquisa foi publicada no Congresso Luso-Brasileiro de

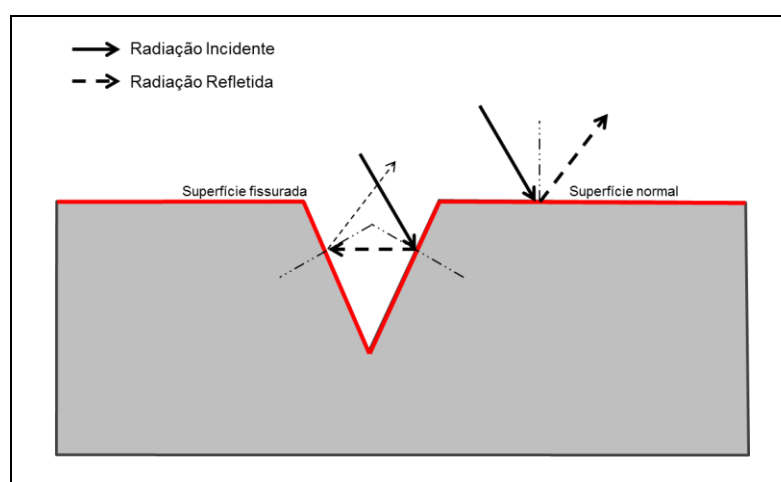
Construção Sustentáveis, realizado em março/2014 em Guimarães/Portugal (SCHNEIDER et al., 2014).

O sensoriamento remoto apresenta uma abrangência multidisciplinar, fornecendo informações importantes, em poucos minutos, sobre vários tipos de materiais, nos estados sólido, líquido e gasoso (SMITH, 1999). Os equipamentos utilizados nessa área de conhecimento podem identificar as características físicas e químicas de um objeto sem contato físico, pois os sensores captam a radiação eletromagnética refletida pelo material em um intervalo específico de comprimento de onda.

Quando a radiação incide sobre a superfície do concreto ela pode absorver ou refletir a energia, de acordo com a rugosidade, cor, refletividade óptica e características químicas. A radiação que não foi absorvida pelo material é imediatamente refletida, sendo capturada pelos sensores, que irão imprimir esta informação na forma de uma curva espectral. Esta curva será a assinatura espectral (impressão digital) deste concreto, onde irá mostrar muitas informações do material referente à região do espectro eletromagnético em que o sensor está habilitado.

A Figura 4.5 apresenta o comportamento da radiação ao incidir em uma superfície com e sem fissuras. A radiação incidente, devido à presença de sulcos na superfície, é rebatida internamente nas paredes da fenda, várias vezes, não sendo mais refletida imediatamente, nem na mesma proporção.

Figura 4.5 – Radiação incidente em superfícies com e sem fissuras.



Fonte: Schneider et al., 2014 adaptado de: SHAM, et al., 2008.

Em suma, o teste baseia-se na espectroscopia vibracional e eletrônica, e busca identificar diferenças entre o comportamento espectral de concretos submetidos a carregamento precoce e concretos de referência através de assinaturas espectrais, medidas com o Espectrorradiômetro FieldSpec 3.

Os ensaios foram realizados em amostras de concretos produzidos durante o trabalho experimental da Etapa 2 dessa tese e da pesquisa de Bernardino (2016), em concretos pré-carregados por compressão axial e por tração na flexão, na idade de três dias, buscando-se simular o efeito do pré-carregamento causado pela remoção antecipada do escoramento da estrutura.

Aos 28 dias, foram coletadas amostras dos corpos de prova cilíndricos e prismáticos para a determinação do comportamento espectral, objetivando-se identificar diferenças entre os concretos pré-carregados e os de referência. As medidas de radiância de cada amostra foram realizadas no LAB – SRGEO da UFRGS com o Espectrorradiômetro FieldSpec 3, equipamento que contém três sensores não-fotográficos que detectam a radiação eletromagnética refletida dos alvos na região do visível e infravermelho próximo do espectro eletromagnético ($0,35\mu\text{m}$ e $2,5\mu\text{m}$). O acessório usado foi Hi-Brite Contact Probe (Figura 4.6), indicado para medições de contato não destrutivo.

Figura 4.6 – Equipamento Hi Brite Contact Probe em operação.



Fonte: Schneider et al., 2014.

4.1.4 Planejamento estatístico dos experimentos

Para a **Etapa 2** do programa experimental foram realizados experimentos estatísticos completos, sem repetições. A produção dos concretos desta etapa foi realizada em conjunto e simultaneamente com Bernardino (2016), que desenvolveu sua pesquisa de tese intitulada “*Influência do carregamento precoce na retração por secagem de concretos*”, em corpos de prova irmãos ao deste trabalho.

As Tabelas 4.1 a 4.3 mostram o quantitativo de corpos de prova utilizados por tipo de cimento para os ensaios de penetração de cloretos, e resistência à compressão axial e para os ensaios de propagação de onda ultrassônica, respectivamente.

Tabela 4.1 – Quantitativo de amostras ensaiadas à penetração de íons cloreto por tipo de cimento.


| Relação água/cimento | Ensaio | Idade de Controle | Quantitativo/amostras | | Total/amostras |
|----------------------------|---|-------------------|-----------------------|------------|----------------|
| | | | Pré-carregadas | Referência | |
| a/c=0,50 |  Dimensão da amostra φ10 x 20cm | 3 dias | 2 | 2 | 16 |
| Penetração de íons Cloreto | | 7 dias | 2 | 2 | |
| | | 28 dias | 2 | 2 | |
| | | 91 dias | 2 | 2 | |

Tabela 4.2 – Quantitativo de amostras ensaiadas à resistência à compressão axial por tipo de cimento.



| Relação água/cimento | Ensaio | Idade de Controle | Quantitativo/amostras | | Total/amostras |
|--------------------------------|---|-------------------|-----------------------|------------|----------------|
| | | | Pré-carregadas | Referência | |
| a/c=0,50 |  Dimensão da amostra φ10 x 20cm | 3 dias | 3 | 2 | 17 |
| Resistência à Compressão Axial | | 7 dias | 2 | 2 | |
| | | 28 dias | 2 | 2 | |
| | | 91 dias | 2 | 2 | |

Tabela 4.3 – Quantitativo de amostras ensaiadas à propagação de onda ultrassônica por tipo de cimento.

| Relação água/cimento | Ensaio | Idade de Controle | Quantitativo/amostras | | Total/amostras |
|---------------------------------|---|-------------------|-----------------------|------------|----------------|
| | | | Pré-carregadas | Referência | |
| a/c=0,50 |  Dimensão da amostra φ10 x 20cm | 3 dias | 2 | 2 | 12 |
| Propagação de Onda Ultrassônica | | 7 dias | 2 | 2 | |
| | | 28 dias | 2 | 2 | |

Para a detecção de microfissuras em concretos através de técnicas de sensoriamento remoto, foram coletados corpos de prova pré-carregados e de referência confeccionados com cimento CPV ARI e com idade de 28 dias. A Tabela 4.4 apresenta o detalhamento das amostras e o quantitativo das leituras realizadas com o equipamento Espectrorradiômetro FieldSpec 3.

Tabela 4.4 – Detalhamento das amostras e quantificação das leituras realizadas por sensoriamento remoto.

| Identificação das Amostras | Nº de Amostras ($\phi 10 \times 5$ cm) | Idade de Controle | Medições com Espectrorradiômetro por Amostra | | |
|----------------------------|--|-------------------|--|----------------------------|-------------------------------|
| | | | Total de Medições | Total de Curvas Espectrais | Nº Final de Curvas Espectrais |
| Cilíndrico de Referência | 3 | 28 dias | 3 | 9 | 1 |
| Cilíndrico Pré-carregada | 3 | 28 dias | 3 | 9 | 1 |

Fonte: Adaptado de Schneider et al., 2014.

Os ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio, conforme já mencionado, foram realizados em amostras confeccionadas com cimento CPV ARI. Nas idades de controle de 3 e 28 dias, os concretos eram redimensionados para atingirem uma forma prismática aproximadamente de 1x1x3cm. Para cada idade de controle foram ensaiadas duas amostras pré-carregadas e duas amostras de referência, totalizando oito análises.

4.1.5 Caracterização dos materiais

Os itens 4.1.5.1 e 4.1.5.2 apresentam a caracterização dos materiais utilizados na **Etapa 2** do programa experimental.

4.1.5.1 Cimento Portland

Para a produção dos concretos foi utilizado cimento Portland de Alta Resistência Inicial (CPV ARI) e cimento Portland Pozolânico (CPIV).

Em função de sua composição química, os cimentos escolhidos permitem comportamentos distintos, o que justifica a sua escolha. As Tabelas 4.5 e 4.6 apresentam a caracterização químico/física destes materiais.

Tabela 4.5 – Propriedades químicas dos cimentos investigados, segundo informações do fabricante.

| Composição Química | CPV ARI | | CPIV | |
|---|-----------|------------------------|-----------|------------------------|
| | Valor (%) | Limites ⁽¹⁾ | Valor (%) | Limites ⁽¹⁾ |
| Trióxido de enxofre (SO ₃) | 3,12 | ≤ 4,0 | 2,39 | ≤ 4,0 |
| Óxido de magnésio (MgO) | 4,99 | ≤ 6,5 | 4,6 | ≤ 6,5 |
| Óxido de alumínio (Al ₂ O ₃) | * | - | * | - |
| Óxido de silício (SiO ₂) | * | - | * | - |
| Óxido de ferro (Fe ₂ O ₃) | * | - | * | - |
| Óxido de cálcio (CaO) | * | - | * | - |
| Perda ao fogo | 2,55 | ≤ 6,5 | 3,42 | ≤ 4,5 |
| Resíduo insolúvel | 0,68 | - | 31,33 | - |
| Óxido de cal livre (CaO livre) | * | - | - | - |
| Equivalente alcalino | * | - | - | - |

(1) → Limites Normativos – NBR 5733 (ABNT,1991)

* Dados não disponibilizados pelo fabricante.

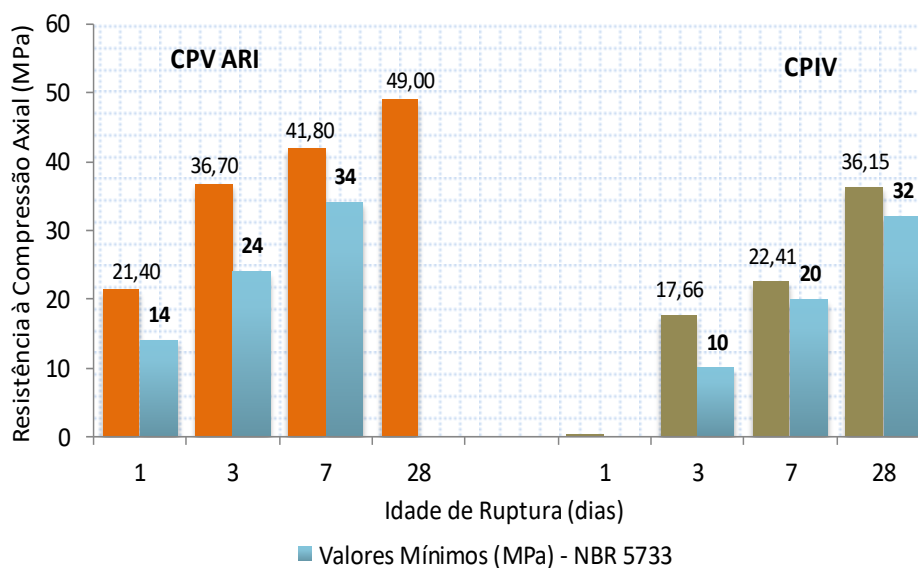
Tabela 4.6 – Propriedades físicas dos cimentos investigados, segundo informações do fabricante.

| Propriedades Físicas | CPV ARI | | CPIV | | |
|--|------------------|------------------------|-------------|------------------------|---------|
| | Valor | Limites ⁽¹⁾ | Valor | Limites ⁽¹⁾ | |
| Blaine (cm ² /g) | 4585,00 | ≥ 2600 | 4384,0 0 | > 2600 | |
| Tempo de Pega | Inicial (h: min) | 3:26 | ≥ 01:00 | 3:40 | ≥ 01:00 |
| | Final (h: min) | 5:15 | ≤ 10:00 | 5:30 | ≤ 12:00 |
| Finura na peneira # 200 (%) | 0,28 | ≤ 6 | 1,01 | ≤ 8 | |
| Finura na peneira # 325 (%) | 1,93 | - | 4,84 | - | |
| Consistência normal (%) | 29,30 | - | 32,00 | - | |
| Massa específica (kg/dm ³) | 3,16 | - | 2,82 | - | |

(1) → Limites Normativos – NBR 5733 (ABNT,1991)

A Figura 4.7 apresenta as propriedades mecânicas dos cimentos utilizados, de acordo com as informações dos fabricantes.

Figura 4.7 – Propriedades mecânicas dos cimentos utilizados segundo dados do fabricante.



Os resultados expostos (Tabelas 4.5 e 4.6 e a Figura 4.7) atendem os limites normativos, significando que todos os cimentos atendem os requisitos técnicos para o uso.

4.1.5.2 Agregados

Semelhantemente a primeira etapa da pesquisa experimental, os agregados utilizados na segunda fase do experimento foram adquiridos na região da grande Porto Alegre/RS.

Os materiais passaram pelos mesmos cuidados da primeira fase da pesquisa. A areia natural (proveniente do rio Jacuí-RS) foi seca ao ar e após a secagem passou por um processo de peneiramento (# 4,8 mm), para posteriormente ser armazenada em ambiente de laboratório. O agregado graúdo (pedra britada de origem basáltica) foi previamente lavado para a retirada das impurezas orgânicas e armazenado em ambiente de laboratório.

Para ambos os agregados foi realizado um estudo da composição granulométrica, além da determinação de massa específica e massa unitária, cujos resultados são apresentados nas Tabelas 4.7 e 4.8. As Figuras 4.8 e 4.9 apresentam graficamente a distribuição granulométrica dos agregados investigados.

Tabela 4.7 – Caracterização física do agregado miúdo.

| Determinações | Método/ Ensaio | Resultados | | |
|--|---------------------|---------------|----------|--------------------|
| | | Peneiras (mm) | % Retida | % Retida Acumulada |
| Composição Granulométrica | NM 248 (ABNT, 2003) | 4,75 | 1 | 1 |
| | | 2,36 | 4 | 5 |
| | | 1,18 | 11 | 16 |
| | | 0,60 | 19 | 35 |
| | | 0,30 | 34 | 69 |
| | | 0,15 | 26 | 95 |
| | | < 0,15 | 5 | 100 |
| Dimensão Máxima (mm) | NM 248 (ABNT, 2003) | | 2,36 | |
| Módulo de Finura | NM 248 (MN, 2003) | | 2,21 | |
| Massa Unitária (kg/dm ³) | NM 52 (AMN, 2009) | | 1,57 | |
| Massa Específica (kg/dm ³) | NM 52 (AMN, 2009) | | 2,62 | |

Figura 4.8 – Distribuição granulométrica do agregado miúdo (NBR NM 248, ABNT 2003)

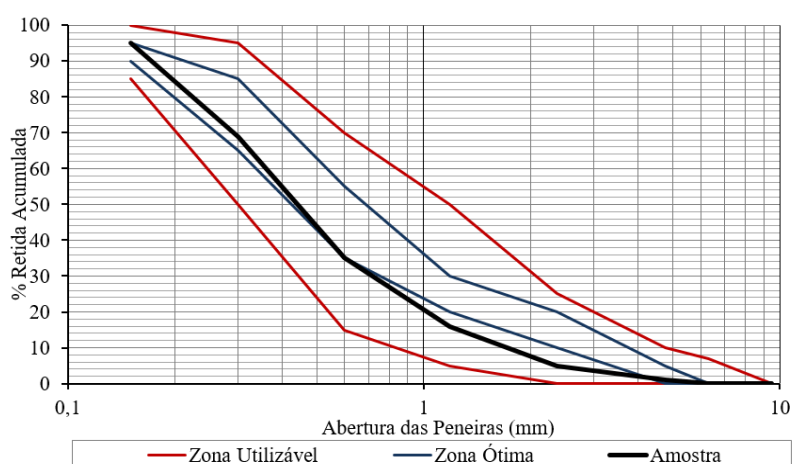
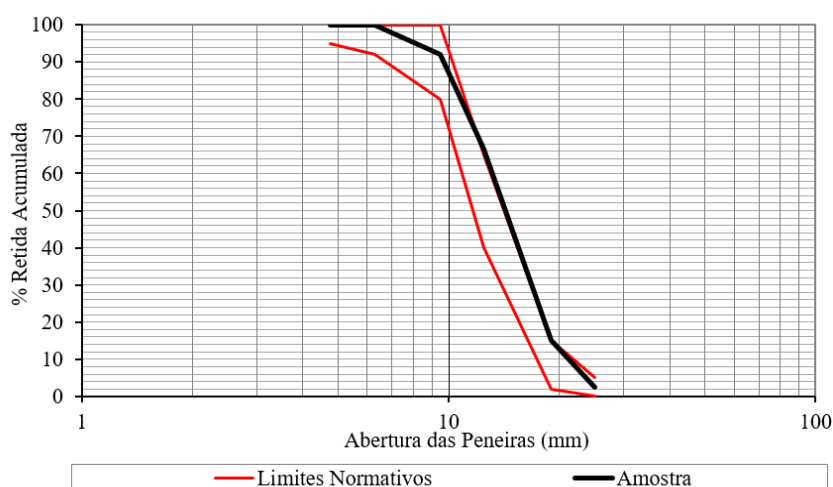


Tabela 4.8 – Caracterização física do agregado graúdo.

| Determinações | Método/ Ensaio | Resultados | | |
|--|---------------------|---------------|----------|--------------------|
| | | Peneiras (mm) | % Retida | % Retida Acumulada |
| Composição Granulométrica | NM 248 (ABNT, 2003) | 25 | 2,4 | 2 |
| | | 19 | 12,6 | 15 |
| | | 12,5 | 51,5 | 67 |
| | | 9,5 | 25,5 | 92 |
| | | 6,3 | 8,0 | 100 |
| | | 4,8 | | 100 |
| | | <4,8 | | 100 |
| Dimensão Máxima (mm) | NM 248 (ABNT, 2003) | | 25 | |
| Módulo de Finura | NM 248 (ABNT, 2003) | | 7,07 | |
| Massa Unitária (kg/dm ³) | NM 52 (ABNT, 2009) | | 1,38 | |
| Massa Específica (kg/dm ³) | NM 52 (ABNT, 2009) | | 2,98 | |

Figura 4.9 – Distribuição granulométrica do agregado graúdo (NBR NM 248, ABNT 2003).



A análise da composição granulométrica dos agregados permite concluir que ambos os materiais atendem os limites normativos recomendados pela NBR NM 248 (ABNT 2003).

4.1.6 Dosagem experimental

Para a produção dos concretos utilizou-se o procedimento de dosagem do IPT/EPUSP (HELENE e TERZIAN, 1992), mesma metodologia aplicada na primeira fase da pesquisa experimental. O diagrama de dosagem obtido para esta etapa do experimento é apresentado no apêndice – A. O teor de argamassa ideal foi determinado experimentalmente em 52% e a trabalhabilidade do concreto foi fixada em 100±20 mm.

De posse do Diagrama de Dosagem, foi determinado o proporcionamento dos materiais utilizados na produção dos concretos. Foram definidos os traços unitários e calculados os consumos de cimento para cada traço, conforme Tabela 4.9.

Tabela 4.9 – Valores do consumo de cimento, traço unitário e abatimento dos concretos produzidos.

| Tipo de Cimento | Consumo de Cimento (kg/m ³) | Traço Unitário | | | | |
|-----------------|---|----------------|---------|-------|-------|------|
| | | α | Cimento | Areia | Brita | a/c |
| CPV ARI | 381 | 52% | 1 | 2,18 | 2,94 | 0,50 |
| CPIV | 382 | 52% | 1 | 2,10 | 2,86 | 0,50 |

Como na primeira etapa do experimento, a execução dos concretos foi realizada em betoneira de eixo vertical, de acordo com as prescrições da NBR 5738 (ABNT, 2016).

4.1.6.1 Moldagem, adensamento e cura dos concretos

A moldagem dos corpos de prova seguiu as prescrições da NBR 5738 (ABNT, 2016). O adensamento dos corpos de prova foi feito por processo mecânico. Nas primeiras 24 horas, as amostras permaneceram em ambiente de laboratório com a superfície do concreto protegida para evitar a perda d'água por evaporação. Após 24 horas, os corpos de prova foram desmoldados, identificados e acondicionados em cura submersa em ambiente controlado úmida (temperatura de $23 \pm 2^{\circ}\text{C}$), até as idades dos ensaios.

4.2 RESULTADOS E DISCUSSÕES: ETAPA 2

Neste capítulo serão apresentadas as informações referentes ao programa experimental da **Etapa 2**. Os itens 4.2.1 a 2.4.6 mostrarão os resultados e as discussões referentes aos ensaios de penetração de cloretos, resistência à compressão axial, porosimetria por intrusão de mercúrio, microscopia eletrônica de varredura (MEV) e detecção de microfissuras por técnicas de sensoriamento remoto, realizados após a conclusão da **Etapa 1**.

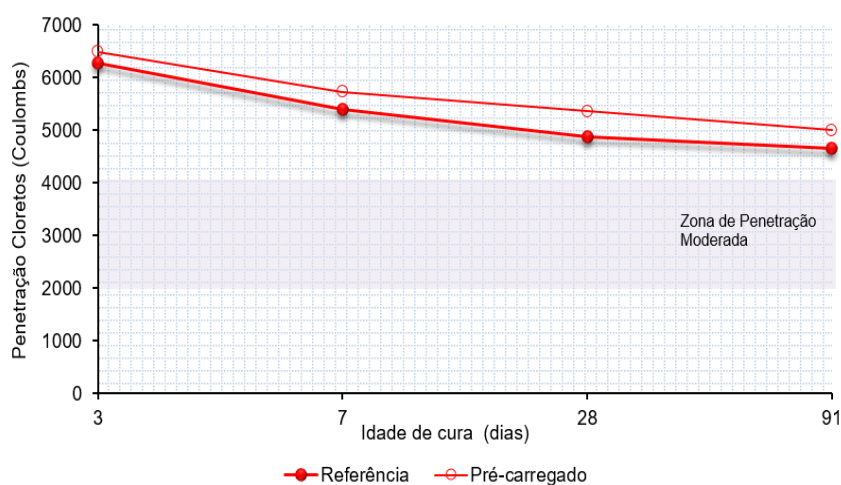
4.2.1 Penetração de íons cloreto

Nos próximos itens são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de penetração de íons cloreto, em função do tempo, para os concretos confeccionados com os cimentos CPV ARI e CPIV, respectivamente.

4.2.1.1 Penetração de íons cloreto para os concretos produzidos com cimento CPV ARI

Os ensaios de penetração de cloretos foram realizados ao longo do tempo, para as idades de controle de 3, 7, 28 e 91 dias. A Figura 4.10 mostra o comportamento dos concretos de referência e pré-carregados frente à penetração de cloretos ao longo do tempo.

Figura 4.10 – Penetração de cloretos em função do tempo para as misturas confeccionadas com cimento CPV ARI.



Observa-se que para ambos os concretos (referência e pré-carregado) visualiza-se a mesma tendência de comportamento, ou seja, uma redução da penetração de cloretos com o passar do

tempo. Entre as amostras investigadas (Figura 4.10), os concretos de referência (sem carregamento) apresentam os melhores resultados, como o esperado.

Os dados obtidos reforçam a hipótese de que ocorre uma reorganização da matriz cimentícia pela hidratação de produtos secundários quando as amostras retornam para a cura úmida, conforme sugerido por Vieira (2008). Observou-se que quanto maior é o tempo de permanência dos concretos em cura úmida, menor é a penetração de agentes agressivos. Acredita-se que a matriz cimentícia tende a ficar mais densa pela hidratação de produtos remanescentes e, por consequência, acaba reduzindo a entrada do agente agressivo. Visualiza-se que mesmo após a idade de 28 dias, a penetração de cloretos continua a diminuir em ambas as amostras, porém essa redução é menos intensa em relação às idades iniciais.

Plante e Bilideau (1989), em suas pesquisas sobre a utilização de cinza volante em nível de substituição ao cimento de 25%, relatam que o aumento do tempo de cura acarretou significativa redução da porosidade da pasta com o decorrer do tempo, ocorrendo reduções expressivas na penetração de cloretos em concretos confeccionados com diferentes relações água/aglomerante. Khatib (2002) estudou a influência da cura em altas temperaturas e em baixa umidade sobre a penetração de cloretos no concreto em que parte do cimento foi substituída por 20% de cinza volante e 9% de sílica ativa com relação a/ag 0,45. Os resultados mostraram que as condições iniciais de cura tiveram uma substancial influência na taxa de penetração de cloretos, durante curtos períodos de exposição a ambientes com cloretos. Após longos períodos de exposição o efeito da cura inicial tornou-se insignificante.

Schneider (2005) investigou a resistência à penetração de cloretos (ASTM C1202) de concretos com diferentes relações água/aglomerante (0,35, 0,50 e 0,65) compostos por cimento Portland e escória de alto forno (50% e 70%) com e sem ativador químico, submetidos a diferentes períodos de cura (3, 7, 28 e 91 dias). O autor concluiu que a redução da carga passante foi bastante acentuada nas idades iniciais e se tornou menos expressiva à medida que aumentou o tempo de cura.

Pereira (2011) realizou um estudo acerca da capacidade de proteção de alguns tipos de cimento fabricados e utilizados na região Nordeste (CPII Z-32, CPIII-40 e C PIV-32), quanto à corrosão de armaduras em concretos sob a ação de íons cloretos. Para a avaliação do desempenho dos cimentos estudados, foi utilizado o ensaio eletroquímico de potencial de corrosão. Para a execução dos ensaios foram definidas séries variando o tipo de cimento, a

relação água/cimento (0,4 e 0,7) e o período de cura (7 e 28 dias). A autora concluiu que a adoção de uma baixa relação água/cimento e o prolongamento do período de cura foram extremamente benéficos ao concreto, pois acarretam na diminuição da porosidade e, conseqüentemente, no aumento da resistência à compressão, além de tornar o concreto mais resistente à penetração de tons cloretos. Com relação aos tipos de cimentos estudados, o autor concluiu que os corpos de prova moldados com cimento CPIII-40 apresentaram maior resistência à corrosão iniciada por íons cloretos e maior resistência à compressão.

Almeida (2012) pesquisou sobre o desempenho de concretos quanto à ação de íons cloreto, avaliando a interveniência de dois tipos e teores de adições minerais pozolânicas, sílica ativa (5% e 7%) e metacaulim (10% e 15%), incorporadas ao concreto com diferentes relações água/cimento (0,4 e 0,7) e diferentes períodos de cura (7 e 28 dias). Para a análise comparativa do desempenho dos materiais foram utilizados ensaios acelerados de corrosão e de absorção de água. Segundo a autora, ficaram claras as vantagens do uso das adições pozolânicas na estrutura da matriz cimentícia. Além disso, também foi constatado que a adoção de uma baixa relação água/cimento e o prolongamento do período de cura foram extremamente benéficos ao concreto, pois acarretam na diminuição da porosidade e, conseqüentemente, na diminuição da absorção de água, além de tornar o concreto mais resistente à penetração de íons cloretos.

SILVA (2012) investigou a influência do período de cura e da utilização de cinza de casca de arroz com diferentes teores de carbono grafítico na penetração de tons cloreto, resistência à compressão axial e retração total de concretos com cimento Portland de alta resistência inicial. Os teores de substituição ao cimento Portland adotados foram de 0%, 5%, 10%, 20% e 30%, as relações água/aglomerante de 0.35, 0.50 e 0.65 e os períodos de cura úmida de 3 e 7 dias. A avaliação de penetração de íons cloreto (imersão em solução salina) foi realizada nas idades de 7, 14, 28, 56 e 91 dias. Com relação ao período de cura dos concretos, os resultados mostraram que o aumento do período de cura úmida resultou em menor penetração de íons cloreto, maiores valores de resistência à compressão e menores valores de retração para todas as misturas investigadas.

Analisando a Figura 4.10 verifica-se que para a mistura de referência, as variações na penetração cloretos dos 3 → 7 dias e dos 7 → 28 dias foram de 14% e 9%, respectivamente. Para a mistura submetida ao pré-carregamento, essas variações foram de 12% (3 → 7 dias) e

7% (7 → 28 dias). A redução da penetração de cloretos da idade de 28 dias para a idade de 91 dias para ambas as misturas (referência e pré-carregada), foi inferior a 7%. Esse comportamento pode ser explicado pelo fato das misturas confeccionadas com cimento CPV ARI apresentarem alta reatividade em baixas idades em função do grau de moagem do clínquer. Até a idade de 28 dias o cimento continua ganhando resistência e densificando a matriz cimentícia pela formação do C-S-H (silicato de cálcio hidratado). Para idades superiores a 28 dias, essas modificações passam a não ser tão relevantes, fato que pode ser comprovado pelos resultados desse experimento. Comparando a penetração de cloretos das amostras na idade de 91 dias, observa-se que a variação percentual entre o concreto pré-carregado e de referência é de aproximadamente 8%. Considerando a primeira e a última idade de controle (3 e 91 dias), observa-se que a redução dos valores de penetração de cloretos para as amostras confeccionadas com cimento CPV ARI foi de 35% para as amostras de referência e 30% para as amostras pré-carregadas, respectivamente. Com relação aos limites normativos, mesmo com a redução da penetração de cloretos ao longo do tempo, nenhuma das amostras confeccionadas com cimento CPV ARI apresentou penetração de cloretos inferiores a 4000 Coulombs (penetração moderada).

Para a certificação de que as variáveis independentes, “idade de cura” e “percentual de carregamento”, tiveram influência estatisticamente significativa na variável de resposta, os resultados passaram por uma análise ANOVA (Tabela 4.10), obtida a partir do Programa Estatística Release 7.

Tabela 4.10 – Análise de variância (ANOVA) dos resultados de penetração de cloretos para as misturas confeccionadas com cimento CPV ARI.

| | ANOVA | SQ | GL | MQ | Teste F | p | Significância |
|---------|------------|-----------|----|-----------|----------|--------|---------------|
| CPV ARI | Intercepto | 478708363 | 1 | 478708363 | 108792,3 | 0,0000 | - |
| | A | 5536671 | 3 | 1845557 | 419,4 | 0,0000 | Sim |
| | B | 472732 | 1 | 472732 | 107,4 | 0,0000 | Sim |
| | A x B | 36934 | 3 | 12311 | 2,8 | 0,1087 | Não |
| | Erro | 35202 | 8 | 4400 | - | - | - |

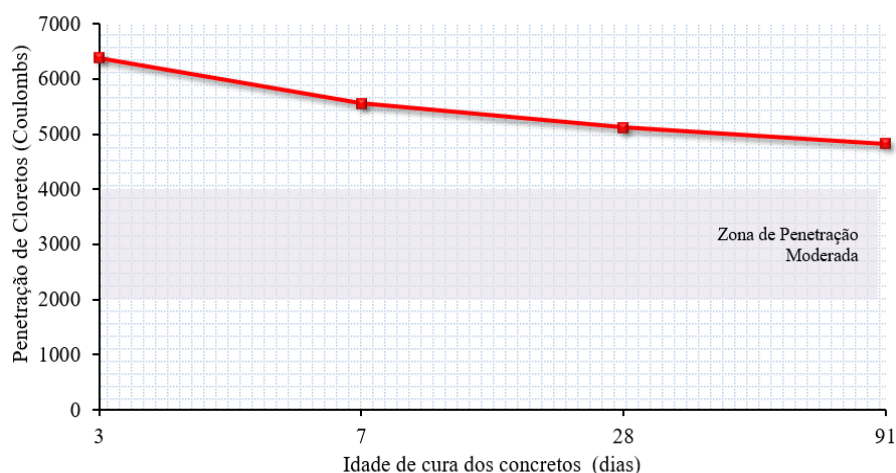
Onde: “A” = Idade de cura dos concretos (3, 7, 28 e 91 dias), “B” = percentual de carregamento (0%; 75%).

A Tabela 4.10 mostra que as variáveis independentes (“percentual de carregamento” e “idade de cura”) são significativas isoladamente, ou seja, influenciaram diretamente na variável de

resposta (penetração de cloretos). No entanto, a interação entre esses fatores não foi significativa.

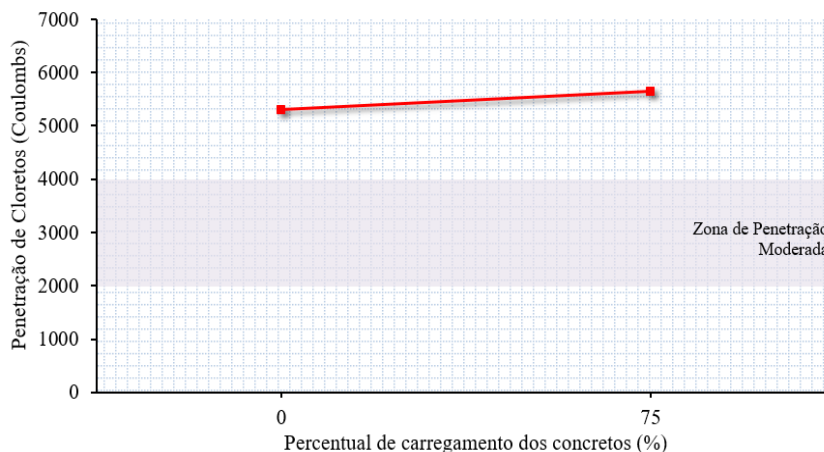
A Figura 4.11 mostra os resultados de penetração de cloretos em função da idade de cura, obtidos a partir da análise ANOVA. O gráfico confirma a tendência de comportamento já observada, de redução da penetração de cloretos com o aumento do período de cura das amostras. Observa-se, também, que para nenhuma das idades de controle a penetração de cloretos se enquadrou dentro da faixa de penetração moderada (2000 a 4000 Coulombs).

Figura 4.11 – Penetração de cloretos em função da idade de cura para as misturas confeccionadas com cimento CPV ARI.



A Figura 4.12 mostra a tendência de comportamento da variável “percentual de carregamento” obtida a partir da análise ANOVA, quando essa variável é analisada isoladamente.

Figura 4.12 – Penetração de cloretos em função do percentual de carregamento para as misturas confeccionadas com cimento CPV ARI.

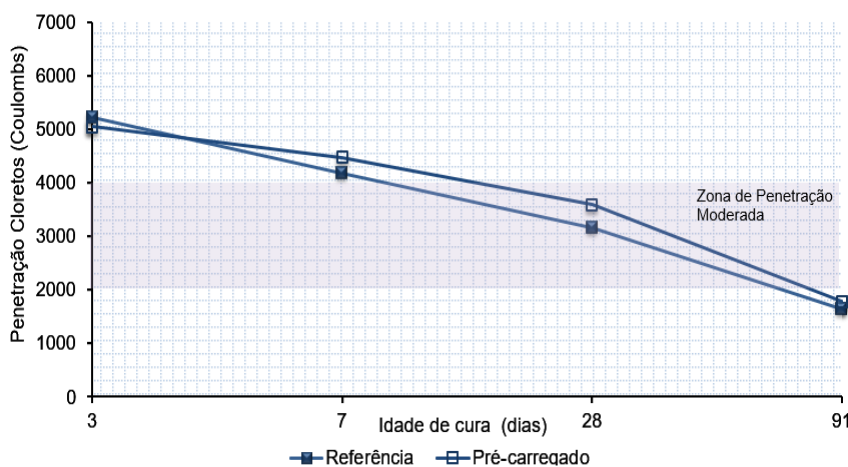


A figura confirma a tendência de comportamento já observada, de que ocorre aumento da penetração de cloretos com o aumento do percentual de carregamento dos concretos.

4.2.1.2 Penetração de íons cloreto para os concretos produzidos com cimento CPIV

A Figura 4.13 apresenta os resultados de penetração de cloretos em função do tempo para as misturas confeccionadas com cimento CPIV.

Figura 4.13 – Penetração de cloretos em função do tempo para as misturas confeccionadas com cimento CPIV.



Os concretos confeccionados com cimento CPIV (Figura 4.13) também apresentaram redução da penetração de cloretos com o aumento da idade de cura dos concretos, como o esperado.

Nas idades de controle de 7, 28 e 91 dias, as amostras de referência apresentaram os melhores resultados, como o esperado. No entanto, para a idade de três dias, a mistura pré-carregada apresentou menor penetração de cloretos em relação à mistura sem carregamento. Pode-se supor que o carregamento imposto ao concreto pode ter ocasionado uma compactação da matriz, em função da fragilidade da pasta do cimento CPIV nas primeiras idades.

Para um melhor entendimento do comportamento dos concretos, principalmente para a idade de três dias, os resultados foram submetidos ao Teste de Duncan (apêndices R e S). A análise estatística mostrou que para as idades de 3, 7 e 91 dias, não ocorreu diferença significativa nos valores médios da penetração de cloretos entre as amostras submetidas ao pré-carregamento, e nas de referência. Para a idade de cura de 28 dias, o teste de Duncan mostrou haver diferença significativa na penetração média de cloretos entre as amostras pré-carregadas e de referência.

Para a mistura de referência, a redução da penetração de cloretos quando a idade de controle passou dos três para os sete dias e dos sete dias para os vinte e oito dias foram de 19% e 24%, respectivamente. Para a mistura submetida ao pré-carregamento, essas variações foram de 12% (3 → 7 dias) e 19% (7 → 28 dias). A redução da penetração de cloretos da idade de 28 dias para a idade de 91 dias para ambas as misturas (referência e pré-carregada) foi superior a 47%. Considerando a primeira e a última idade de controle (3 e 91 dias), verificou-se que a redução dos resultados de penetração de cloretos foi de 69% para as amostras de referência e de 65% para as amostras pré-carregadas, respectivamente.

Diferentemente do observado para as misturas com CPV ARI, o decréscimo da penetração de íons cloreto nos concretos continuou a ocorrer de forma acentuada após a idade de 28 dias. Esse comportamento pode ser associado à composição química do cimento, que possui um percentual elevado de pozolanas. As pozolanas reagem com o hidróxido de cálcio (liberado pela hidratação do cimento) em presença de água e na temperatura ambiente, dando origem a compostos com propriedades aglomerantes. Acredita-se que a hidratação de produtos secundários, ao longo do tempo, e a hidratação dos grãos anidros podem ter contribuído para a recuperação das microfissuras, potencializando o efeito de compactação da matriz cimentícia e conseqüentemente dificultando o ingresso de agentes agressivos no concreto.

Com relação aos limites normativos, observa-se que a partir da idade de 28 dias ambas as misturas (referência e pré-carregada) apresentaram penetração de cloretos inferiores a

4000 Coulombs, semelhantemente ao observado na primeira etapa da pesquisa experimental. Os resultados permitem concluir que, para este estudo, a composição química do cimento teve um papel relevante para a recuperação parcial do dano causado pelo carregamento dos concretos nas primeiras idades.

Para a certificação das tendências de comportamento observadas, os resultados de penetração de cloretos foram submetidos a uma análise ANOVA, realizada a partir do Programa Estatística Release 7. Os resultados são apresentados na Tabela 4.11.

Tabela 4.11 – Análise de variância (ANOVA) dos resultados de penetração de cloretos para as misturas confeccionadas com cimento CPIV.

| | ANOVA | SQ | GL | MQ | Teste F | p | Significância |
|------|------------|-----------|----|-----------|----------|--------|---------------|
| CPIV | Intercepto | 210858279 | 1 | 210858279 | 11723,60 | 0,0000 | - |
| | A | 25855412 | 3 | 8618471 | 479,18 | 0,0000 | Sim |
| | B | 121878 | 1 | 121878 | 6,78 | 0,0314 | Sim |
| | A x B | 196749 | 3 | 65583 | 3,65 | 0,0634 | Não |
| | Erro | 143886 | 8 | 17986 | - | - | - |

Onde: “A” = Idade de cura dos concretos (3, 7, 28 e 91 dias), “B” = percentual de carregamento (0%; 75%).

De acordo com a Tabela 4.11, as variáveis independentes (“percentual de carregamento” e “idade de cura”) são significativas isoladamente, ou seja, influenciaram diretamente a variável de resposta (penetração de cloretos). A interação entre esses fatores, por sua vez, não mostrou significancia ($p > 0,05$). Observa-se, também, que o fator “percentual de carregamento” influenciou com menor intensidade a penetração de cloretos em relação à variável “idade de cura”, uma vez que o valor “p” desta variável ($p = 0,03$) se aproximou do limite que define a significância da variável ($p \leq 0,05$).

As Figuras 4.14 e 4.15 mostram o comportamento isolado das variáveis “idade de cura” e “percentual de carregamento” na penetração de cloretos. Os gráficos foram obtidos a partir da análise ANOVA.

Figura 4.14 – Penetração de cloretos em função da idade de cura para as misturas confeccionadas com cimento CPIV.

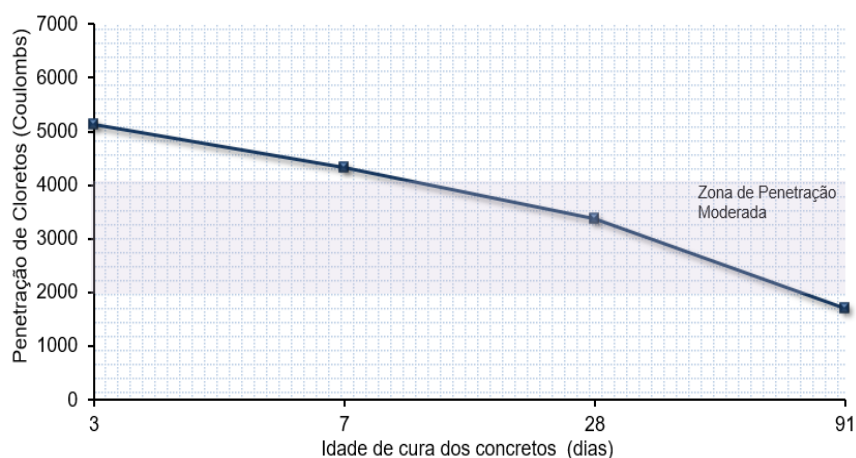
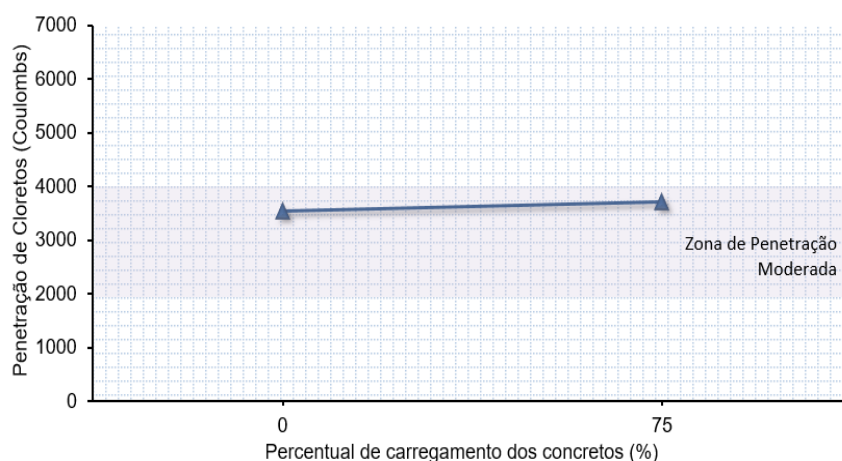


Figura 4.15 – Penetração de cloretos em função do percentual de carregamento para as misturas confeccionadas com cimento CPIV.



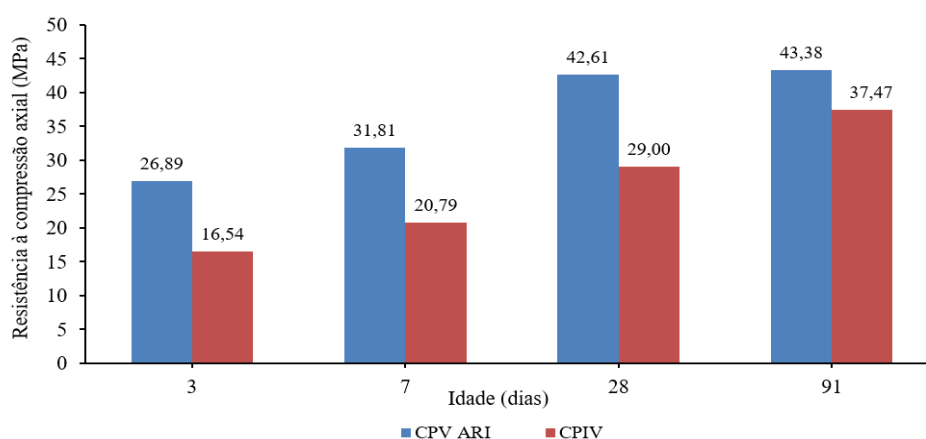
Os efeitos isolados das variáveis comprovam as tendências de comportamento já observadas, de que a penetração de cloretos aumenta com a variação do percentual de carregamentos dos concretos e reduz com o prolongamento do tempo de cura dos concretos.

A relevância dos processos de cura dos concretos na redução da penetração de cloretos tem sido relatada por diferentes pesquisadores ao longo do tempo (PLANTE E BILIDEAU, 1989; ISAIA, 1995; BATTAGIN, 2002, entre outros).

4.2.2 Resistência à compressão axial

Simultaneamente aos ensaios de penetração de cloretos foram realizados ensaios de resistência à compressão axial em concretos não submetidos ao carregamento. A Figura 4.16 mostra os resultados obtidos nas idades de controle de 3, 7, 28 e 91 dias.

Figura 4.16 – Resistência à compressão axial para as idades de controle de 3, 7, 28 e 91 dias.



É possível observar (Figura 4.16) a influência do tipo de cimento nos resultados de resistência à compressão axial. Como o esperado, as misturas com cimento CPV ARI apresentaram ganhos de resistência mais significativos nas idades iniciais (3→28 dias). Após os 28 dias, até houve uma continuidade do crescimento da resistência dos concretos, porém esse ganho foi pequeno. Diferentemente do relatado, as misturas com cimento CPIV RS apresentaram uma continuidade no ganho de resistência mais expressiva em maiores idades (após os 28 dias), como o esperado.

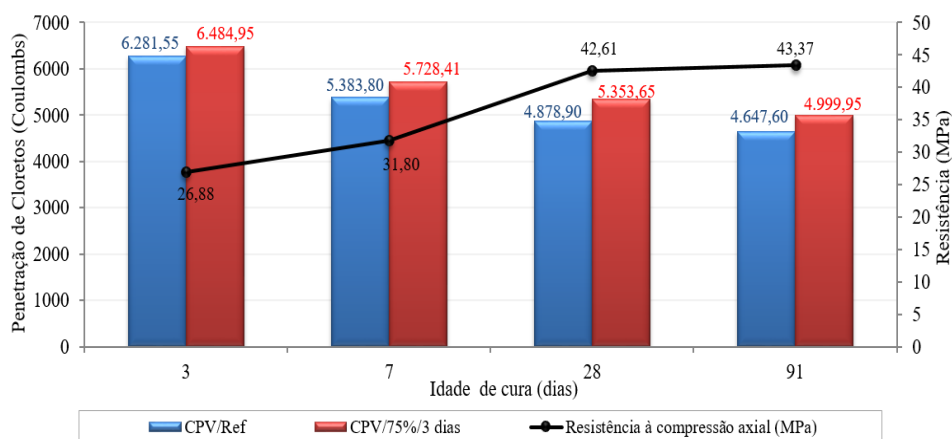
Em valores percentuais, o incremento da resistência à compressão axial para as misturas com cimento CPV ARI com a variação da idade de 3 →7 dias, de 7 →28 dias e de 28 →91 dias, foram da ordem de 18%, 34% e 2%, respectivamente. Para o cimento CPIV RS, o crescimento percentual da resistência dos concretos com a variação das idades de 3 →7 dias, de 7 →28 dias e de 28→91 dias, foram de 26%, 40% e de 29% respectivamente.

4.2.2.1 Resistência à compressão axial *versus* penetração de cloretos

Neste item serão discutidos conjuntamente os resultados de penetração de cloretos e resistência à compressão axial, correspondentes à segunda etapa da pesquisa experimental.

As Figuras 4.17 e 4.18 mostram os gráficos da evolução da resistência dos concretos e os resultados de penetração de cloretos em função do tempo para as misturas confeccionadas com os cimentos CPV ARI e CPIV, respectivamente.

Figura 4.17 – Resistência à compressão axial *versus* penetração de cloretos para as misturas confeccionadas com cimento CPV ARI.



A Figura 4.17 mostra que para todas as misturas, o aumento da idade dos concretos promoveu uma redução da penetração de cloretos e um aumento da resistência à compressão axial, como o esperado. Esse comportamento pode ser explicado pela hidratação do cimento. Com o avanço da idade, a hidratação da pasta para as misturas com cimento CPV ARI passa a ocorrer de forma mais significativa até os 28 dias. O rearranjo interno da matriz, com a hidratação dos compostos cimentícios promovem um refinamento dos poros, deixando a estrutura mais densa e mais resistente às solicitações externas. Após a idade de 28 dias o ganho de resistência e a redução da penetração de cloretos continuam a ocorrer, porém com menor relevância.

Observa-se também que, independentemente da idade dos concretos, as misturas de referência apresentaram resultados de penetração de cloretos inferiores às misturas pré-carregadas, como o esperado. As variações entre os resultados de penetração de cloretos dos concretos de

referência e pré-carregados nas idades de controle (3, 7, 28 e 91 dias) foram de 3%, 6%, 10% e 8%, respectivamente.

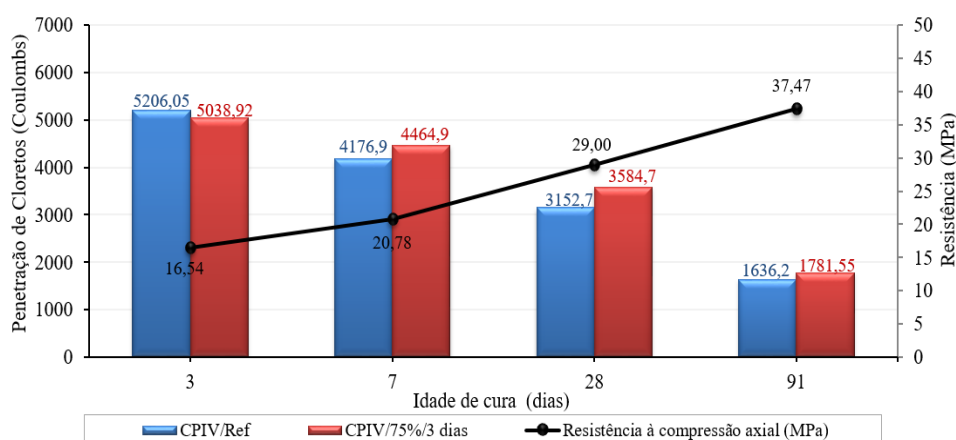
Analisando os resultados nas últimas idades de controle (28→91 dias), observa-se que o crescimento da resistência à compressão axial para as misturas com cimento CPV foi de 2% e a redução da penetração cloretos para as amostras de referência e pré-carregadas foram de 5% e 7%, respectivamente.

Na idade de controle de 91 dias, apesar da diferença de penetração de cloretos entre a amostra de referência e a amostra pré-carregada ser de apenas 8%, a penetração de cloretos é classificada como elevada.

Em suma, apesar do bom desempenho nos ensaios mecânicos, as misturas com cimento CPV ARI não obtiveram resultados satisfatórios nos ensaios de durabilidade, uma vez que, em nenhuma das idades de controle, os concretos apresentaram penetração de cloretos dentro dos limites normativos para penetrações moderadas (2000C a 4000C). Esses resultados enfatizam a importância da composição química do cimento frente à durabilidade dos concretos. Pode-se supor que a conectividade dos poros da pasta permitiu a passagem de íons. Aliados a isso, a microfissuração ocasionada pelo pré-carregamento dos concretos nas primeiras idades contribuíram para o aumento da penetração de cloretos. Acredita-se que mesmo com o retorno dos corpos de prova à câmara úmida, as microfissuras não foram recuperadas na sua totalidade, tornando-se um caminho preferencial para a entrada de agentes agressivos no concreto, conforme já discutido anteriormente.

A Figura 4.18 exibe os gráficos da evolução da resistência à compressão axial e os resultados de penetração de cloretos, em função do tempo, para as misturas confeccionadas com cimento CPIV. Semelhantemente ao observado para as misturas com cimento CPV ARI, verifica-se que o aumento da idade dos concretos promoveu uma redução da penetração de cloretos e um aumento da resistência à compressão axial, como o esperado.

Figura 4.18 – Resistência à compressão axial versus penetração de cloretos para as misturas confeccionadas com cimento CPIV.



Com exceção da idade de controle de três dias, as misturas de referência apresentaram menores penetrações de cloretos em relação às misturas pré-carregadas, como o esperado. A Figura 4.18 mostra que as variações de resultados de penetração de cloretos entre as misturas de referência e as pré-carregadas nas idades de 7, 28 e 91 dias foram de 7%, 14% e 9%, respectivamente. Para a idade de três dias, a mistura pré-carregada apresentou uma redução de 3% na penetração de cloretos em comparação com a sua referência, conforme já relatado.

Diferentemente do observado para as misturas com cimento CPV ARI, a redução da penetração de cloretos e o aumento da resistência à compressão axial com a variação do tempo de cura para as misturas com cimento CPIV continuou a ocorrer de maneira acentuada após a idade de 28 dias. Esse comportamento pode ser justificado pela composição química do cimento. Em maiores idades, as reações pozolânicas promoveram um refinamento dos poros e um ganho de resistência adicional pela hidratação de produtos secundários, conforme já relatado.

Considerando a oscilação da idade de cura de 28 dias para os 91 dias (Figura 4.19), observa-se um crescimento de 28% na resistência à compressão axial dos concretos. Com relação à penetração de cloretos, visualiza-se uma redução dos valores obtidos. Para a amostra de referência a variação da idade de cura (28→91 dias) promoveu uma redução da penetração de cloretos de 48%, para a amostra pré-carregada essa variação chegou a 50%. Apesar de na idade de 91 dias ambas as amostras apresentarem resultados próximos, os concretos de referência obtiveram os melhores resultados, como o esperado.

Com relação aos parâmetros de controle é possível observar que a partir da idade de 28 dias, todas as misturas apresentaram penetração de cloretos inferiores a 4000 Coulombs. Esses resultados indicam que, para esse estudo, mesmo submetendo os concretos com relação água/cimento de 0,50 a 75% da sua carga última, é possível obter resultados de penetração de cloretos dentro dos limites normativos.

4.2.3 Porosimetria por intrusão de mercúrio

Os ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio foram realizados no laboratório de Caracterização Tecnológica da Escola Politécnica de São Paulo (USP). Para estas análises foram selecionadas amostras confeccionadas com cimento CPV ARI submetidas a 75% da carga última na idade de três dias e amostras de referência (sem carregamento). As amostras foram divididas em dois grupos, as que receberam cura úmida por um curto período de tempo (três dias) e aquelas submetidas a um processo de cura continuado (vinte e oito dias). A escolha de diferentes idades objetivou verificar a modificação da porosidade da pasta, em relação ao tempo de cura, tanto nos concretos de referência quanto naqueles submetidos aos carregamentos.

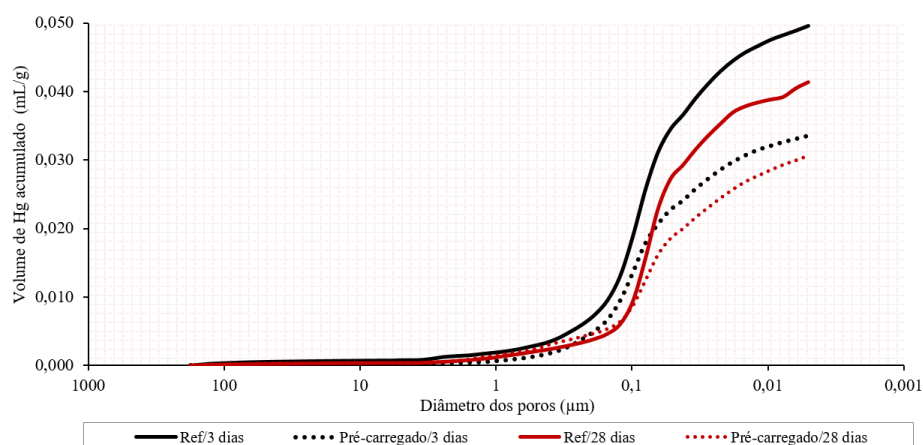
A justificativa para a seleção de amostras confeccionadas com cimento CPV ARI se explica pelo fato desse cimento, em função de sua finura, promover uma maior modificação da microestrutura do concreto nas primeiras idades. A maior velocidade de hidratação permite visualizar com mais clareza as modificações na microestrutura dos concretos, uma vez que aos 28 dias boa parte dos compostos cimentícios já foi hidratada. Acredita-se que caso seja verificada uma recuperação parcial do dano imposto aos concretos com este cimento, pode-se supor que para as misturas com cimento CPIV, este comportamento tende a ser efetivamente maior ou mais intenso.

4.2.3.1 Volume de mercúrio acumulado

No ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio somente os poros das amostras com acesso à superfície podem ser preenchidos pelo mercúrio, sendo que os poros fechados ou poros cegos, não. Portanto, o volume total de mercúrio introduzido dentro da amostra corresponde ao volume total de poros abertos, que efetivamente foram preenchidos com mercúrio (WEBB, 2001).

A Figura 4.19 apresenta o volume intrudido de mercúrio acumulado em função do diâmetro dos poros. As curvas apresentadas foram obtidas a partir dos resultados médios de duas amostras irmãs.

Figura 4.19 – Volume de mercúrio intrudido acumulado em função do diâmetro dos poros.



A análise gráfica (Figura 4.19) mostra um deslocamento para a direita dos concretos que receberam carregamento em relação às suas amostras de referência. Esse resultado evidencia um refinamento dos poros, possivelmente ocasionado pelo carregamento dos concretos nas primeiras idades. O gráfico também mostra que as amostras coletadas na idade de 28 dias também apresentaram um deslocamento para a direita em relação às amostras coletadas na idade de três dias. Nessa situação, o refinamento dos poros pode ser associado ao período de cura mais longo a que estas amostras foram submetidas.

Entre os concretos investigados e para ambas as idades, os maiores índices de volume máximo de mercúrio intrudido foram obtidos para as amostras de referência. Comparando o volume máximo de mercúrio intrudido na idade de três dias para a amostra de referência (0,0496mL/g) em relação à amostra submetida ao carregamento (0,0336mL/g), observa-se uma variação de 48%. Para a idade de controle de 28 dias, a variação entre os resultados da amostra de referência (0,0413 mL/g) e a amostra pré-carregada (0,0306 mL/g) é de 35%. O menor valor de mercúrio intrudido observado nas amostras pré-carregadas pode estar associado a uma compactação da matriz oriunda do carregamento imposto aos concretos nas primeiras idades, conforme já relatado. Esse comportamento também foi observado por Vieira (2008) e Bernardino (2016) em suas teses, que utilizaram corpos de prova irmãos ao desse

trabalho. Vieira (2008) observou um ganho de resistência à compressão axial em concretos confeccionados com cimento CPV ARI que foram submetidos a um aumento do percentual de carregamento nas primeiras idades. Segundo a autora, a compactação da estrutura nas primeiras idades expulsa a água contida nos poros capilares e quebra os cristais de hidróxido de cálcio e outros cristais mais fracos. Ocorre então, um rearranjo da estrutura interna do material. Os vazios são ocupados por produtos remanescentes, provavelmente oriundos da hidratação de compostos anidros. Uma segunda geração de cristais menores de etringita e hidróxido de cálcio começam a preencher os espaços vazios deixados, contribuindo dessa forma para aumentar a densidade e, conseqüentemente a resistência do material.

Bernardino (2016), em sua pesquisa de tese, também realizou ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio em amostras retiradas de corpos de prova prismáticos (7,5 x 7,5 x 28,5cm) submetidos e não submetidos a um processo de carregamento por tração na flexão na idade de 3 dias. Nos corpos de prova de referência, as amostras foram extraídas da região central. Nos corpos de prova pré-carregados, as amostras foram extraídas na parte superior (2 amostras) e na parte inferior (2 amostras), com o objetivo de verificar a existência de diferenças na porosidade dos concretos em função do tipo de tensão atuante (compressão, tração). A autora concluiu que a área total de poros das amostras pré-carregadas apresentou valores menores em relação às de referência, para ambas as idades de cura (7 e 28 dias). A área total de poros da amostra superior foi 32% menor do que a da amostra de referência, para cura de 3 dias, e a área total de poros da amostra inferior foi 22% menor do que a amostra de referência, para a cura de 28 dias.

Diante do exposto, os resultados do ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio indicam a ocorrência de uma densificação da matriz cimentícia pela aplicação do carregamento dos concretos nas primeiras idades, conforme o sugerido por Vieira (2008) e Bernardino (2016). Contudo, esse comportamento não foi claramente observado para os ensaios de durabilidade. Somente na segunda fase da pesquisa experimental, as amostras pré-carregadas com cimento CPIV RS apresentaram menores penetrações de cloretos em relação às suas referências, para a idade de controle de três dias. No entanto, análises estatísticas (Teste de Duncan) mostraram que a variação entre os valores não foi significativa. Para as amostras com cimento CPV ARI essa tendência não foi verificada. Nas demais idades de controle (7, 28 e 91 dias), os concretos de referência apresentaram os melhores resultados.

Até o momento, as análises dos resultados do programa experimental permitem concluir que os pré-carregamentos aplicados nas primeiras idades produziram dois efeitos simultâneos nos concretos investigados, compactação da matriz cimentícia e microfissuração dos concretos. A mesma conclusão foi obtida por Bernardino (2016). No entanto, diferentemente da autora, o efeito de microfissuração dos concretos se sobressaiu ao efeito de compactação da matriz cimentícia. Uma vez que as microfissuras induzidas pelos pré-carregamentos, apresentaram espessuras tais, que constituíram caminhos preferenciais para a penetração de agentes agressivos nos concretos (íons cloreto e água), conforme já discutido anteriormente.

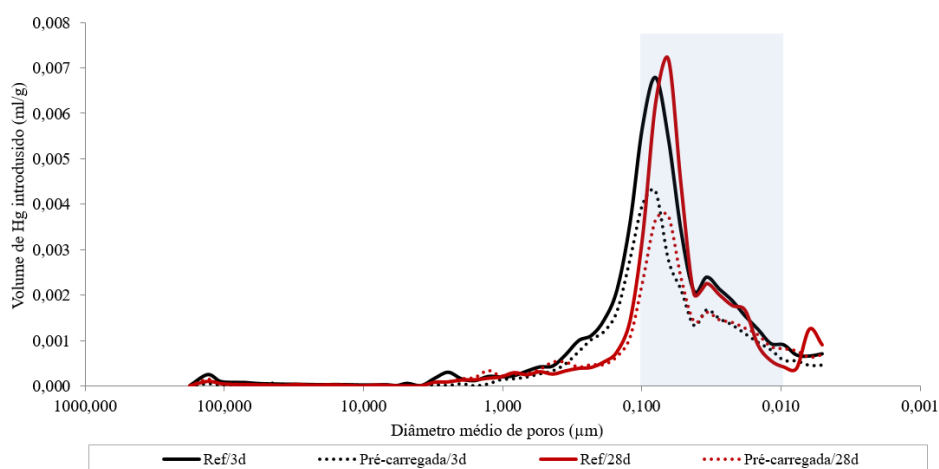
Analisando o comportamento das amostras com relação ao período de cura dos concretos, observa-se que o volume máximo de mercúrio intrudido da amostra de referência reduziu em 20%, quando o período de cura dos concretos passou de 3 para 28 dias. Para as amostras pré-carregadas essa variação foi de aproximadamente 10%. Resultados semelhantes também foram observados por Bernardino (2016), que verificou uma redução do volume de mercúrio intrudido de mercúrio nas amostras curadas por 28 dias em relação às curadas até 3 dias, exceto para a amostra pré-carregada superior.

Para esta pesquisa, os resultados de intrusão de mercúrio mostraram que o aumento do tempo de cura foi benéfico para todas as amostras, mas a redução da porosidade foi mais relevante nos concretos não submetidos aos carregamentos. Resultados semelhantes foram observados para os ensaios de durabilidade, observou-se uma tendência de redução da penetração de cloretos com a continuidade da cura dos concretos.

4.2.3.2 Volume de mercúrio intrudido em função do diâmetro dos poros

A Figura 4.20 mostra um deslocamento para a direita das curvas das amostras de vinte e oito dias em relação às amostras de três dias, indicando um refinamento dos poros pelo maior período de cura dos concretos, conforme já relatado. O gráfico também mostra que, para todas as amostras, o intervalo de diâmetro de poros que apresentou o maior volume intrudido de mercúrio foi entre os diâmetros de 0,10 a 0,01 μ m.

Figura 4.20 – Volume de mercúrio intrudido em função do diâmetro dos poros.



As Figuras 4.21 e 4.22 apresentam o percentual de volume de mercúrio intrudido por intervalo de poros com relação ao volume total. Nessa representação, os gráficos da esquerda mostram os valores de intrusão por faixa de poros e o total de volume intrudido na parte superior das barras; os gráficos da direita apresentam os percentuais de volume total intrudido de Hg correspondente a cada faixa.

Figura 4.21 – Volume de mercúrio intrudido (mL/g) e percentual de mercúrio intrudido por faixa de poros para as amostras coletadas na idade de 3 dias.

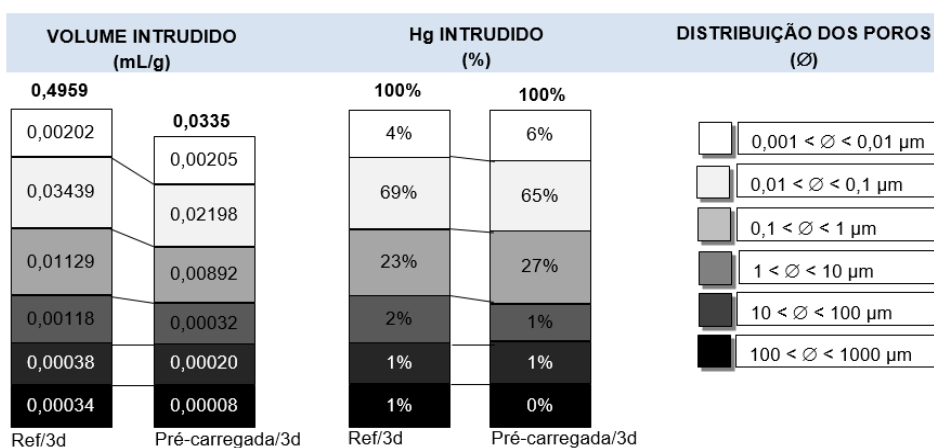
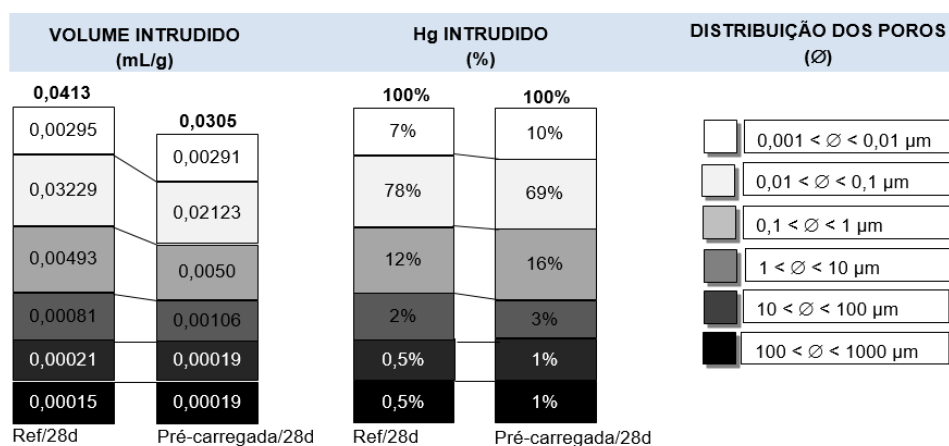


Figura 4.22 – Volume de mercúrio intrudido (mL/g) e percentual de mercúrio intrudido por faixa de poros para as amostras coletadas na idade de 28 dias.



Conforme HELENE (1993) e MENG¹⁵ (1994, *apud* SATO, 1998), poros com dimensões maiores do que 0,1µm contribuem para o transporte de massa por difusão e migração iônica, permeabilidade e capilaridade. Poros menores do que 0,1µm influem apenas nos processos de difusão gasosa e migração iônica.

Calculando os valores percentuais de volume de mercúrio intrudido para os poros de diâmetro inferiores a 0,1 µm tem-se para a amostra “Ref/3d” um total de 73%, para o concreto submetido ao carregamento (Pré-carregada/3d) esse percentual é de 71%. Para as amostras submetidas a um processo de cura mais prolongado (Ref/28d e Pré-carregada/28d), os valores de mercúrio intrudido correspondem aos percentuais de 85% e 79%, respectivamente.

Considerando os poros de diâmetro superiores a 0,1µm tem-se para as amostras “Ref/3d” e “Pré-carregada/3d” um percentual de volume de mercúrio intrudido de 27% e 29%, respectivamente. Para as amostras curadas por vinte e oito dias (Ref/28d e Pré-carregada/28d), os percentuais foram de 15% e 21%, respectivamente.

Os resultados indicam um fechamento da matriz cimentícia com a continuidade da cura dos concretos. Possivelmente o prolongamento do tempo de cura promoveu um aumento do percentual de poros inferiores a 0,1µm e uma redução de poros superiores 0,1 µm em ambas as amostras. No entanto, esse refinamento foi mais acentuado para a amostra de referência.

¹⁵ Meng, B. Calculation of moisture transport coefficients on the basis of relevant pore structure parameters. *Materials and Structures*, v.27, p. 125-134, 1994.

As informações dos ensaios de intrusão de mercúrio mostraram que ocorre uma redução do diâmetro dos poros que contribuem para o transporte de massa com o aumento do tempo de cura dos concretos. Esta constatação vem a corroborar com os resultados dos ensaios de durabilidade da segunda etapa da pesquisa experimental, que indicaram uma redução da penetração de cloretos com o aumento do período de cura, mesmo para as amostras submetidas ao carregamento.

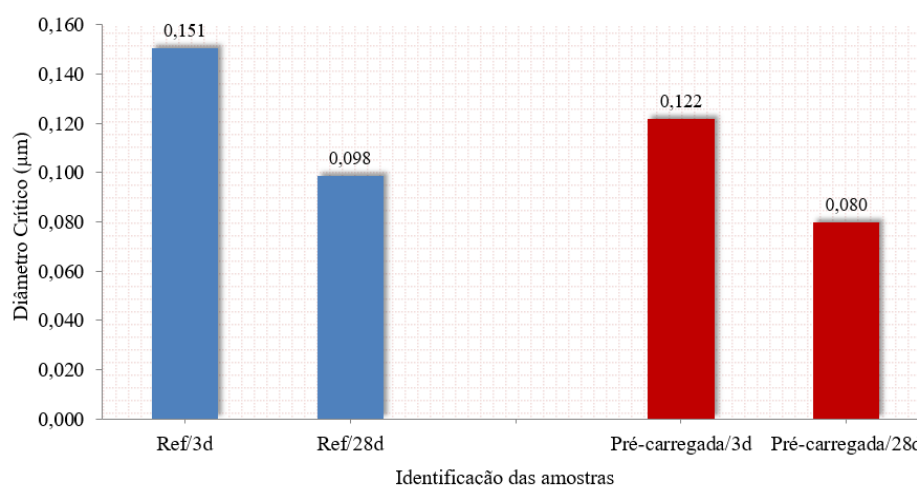
NEVILLE (1997) salienta que devido à existência de poros de natureza diferentes, alguns dos quais contribuem para a permeabilidade e outros não, é importante fazer distinção entre porosidade e permeabilidade. Porosidade é a medida da proporção do volume total do concreto ocupada pelos poros. Se a porosidade for grande e os poros estiverem interligados, estes contribuem para o descolamento de fluidos através do concreto, de modo que a permeabilidade também passa a ser alta. Por outro lado, se os poros forem descontínuos, dificultando o deslocamento de fluidos, a permeabilidade será baixa, ainda que com uma porosidade alta.

SILVEIRA (2007) relata que o diâmetro crítico é frequentemente citado como parâmetro de durabilidade, onde a conectividade dos poros influencia a entrada de agentes agressivos em concretos e argamassas, sendo que um diâmetro crítico menor significa maior dificuldade de acesso de agentes agressivos.

A interligação dos poros pode ser observada através do diâmetro crítico (Figura 4.23), que é definido como a menor dimensão de poros acima da qual se estabelece uma trajetória de poros conectados. Esses dados são obtidos pela curva do volume de mercúrio acumulado em função do diâmetro dos poros, quando a curva inicia sua verticalização.

A análise das amostras investigadas (Figura 4.23) mostra que o diâmetro crítico das amostras pré-carregadas é menor do que o das amostras de referência, evidenciando a redução do volume de poros interligados, pelo efeito de compactação. Visualiza-se também, que o prolongamento da cura dos concretos promoveu uma redução do diâmetro crítico em ambas as amostras, ou seja, a cura continuada dos concretos proporcionou uma redução no diâmetro dos poros acima do qual se estabeleceu uma trajetória de poros conectados.

Figura 4.23 – Diâmetro crítico das amostras coletadas nas idades de 3 e 28 dias.



Do exposto, é sugestivo que a continuidade do processo de cura reduziu a permeabilidade das amostras, diminuindo a porosidade total e reduzindo a penetração de cloretos, conforme já discutido.

4.2.4 Microscopia eletrônica de varredura

Para os ensaios de microscopia eletrônica de varredura foram utilizadas amostras confeccionadas com cimento CPV ARI, com relação água/cimento de 0,50, pré-carregadas (75% da carga última na idade de 3 dias) e de referência, coletadas em diferentes idades de controle (3, 28 e 91 dias) e com distintos períodos de cura.

A escolha de amostras com diferentes idades objetivou verificar o efeito do dano causado pelo carregamento na matriz cimentícia ao longo do tempo. Na idade de três dias a análise MEV permitiria uma visualização do dano tão logo ele ocorresse. Em amostras com maiores idades (28 e 91 dias), poderia ser verificada a capacidade de recuperação dos concretos com a continuidade do período de cura.

As imagens apresentadas nesse tópico foram obtidas no Centro de Microscopia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (CME UFRGS). Para a obtenção dos dados foi utilizado um Microscópio Eletrônico de Varredura (JSM 6060), que opera com uma tensão de 0,1 a 30kV.

4.2.4.1 Determinação das espessuras das microfissuras

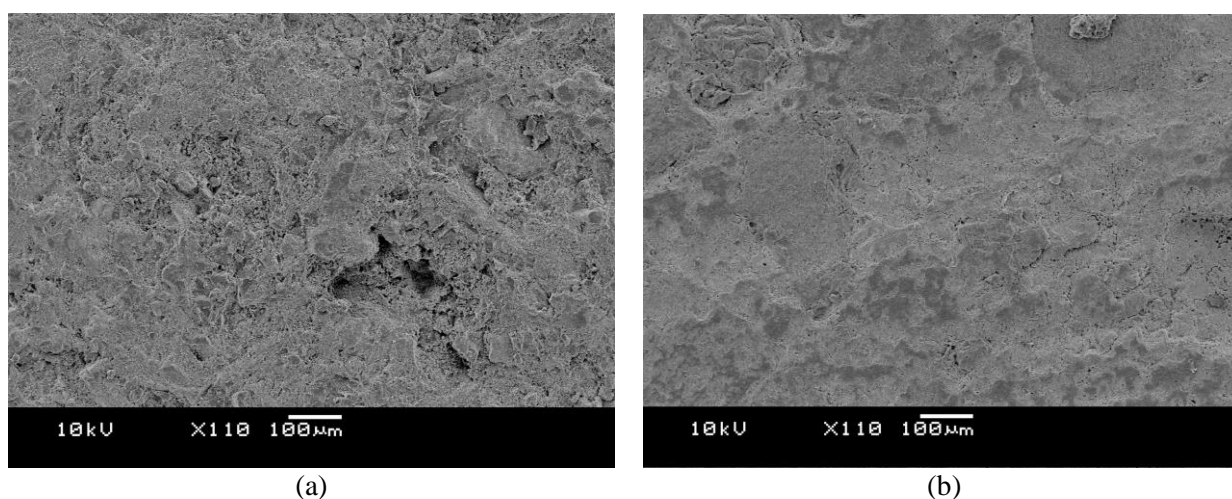
Com o objetivo de identificar a ocorrência da autocicatrização, foi determinado para cada imagem a espessura média das microfissuras e, posteriormente, realizado um comparativo com o tamanho das moléculas de água e íons cloretos.

Para a realização das medições, as imagens obtidas através de MEV foram devidamente ampliadas em computador. Posteriormente, foi utilizado um software com precisão (JR Screen Ruler Pro) para a determinação das espessuras médias das microfissuras, semelhantemente ao processo executado na Etapa- 1.

4.2.4.2 Análise em MEV – JSM 6060

A Figura 4.24 apresenta as imagens de microscopia eletrônica de varredura (MEV por elétrons secundários) de uma amostra sem carregamento (concreto de referência) em diferentes períodos de cura (3 e 91 dias).

Figura 4.24 – Microscopia eletrônica de varredura por elétrons secundários (Ampliação de 110 x) da matriz do concreto de referência, onde: (a) Idade de cura de 3 dias; (b) Idade de cura de 91 dias.



Os concretos de referência analisados (Figura 4.24) não apresentaram microfissuras em sua matriz. As imagens também mostram que, com o passar do tempo, ocorreu uma densificação da estrutura do concreto, como o esperado.

As Figuras 4.25 a 4.27 apresentam as imagens de MEV por elétrons secundários das amostras pré-carregadas (amostras que receberam 75% de carregamento na idade de 3 dias) e que foram coletadas em diferentes idades de controle (3, 28 e 91 dias).

Figura 4.25 – Microscopia eletrônica de varredura por elétrons secundários da matriz dos concretos pré-carregados, confeccionados com cimento CPV ARI e com idade de 3 dias.

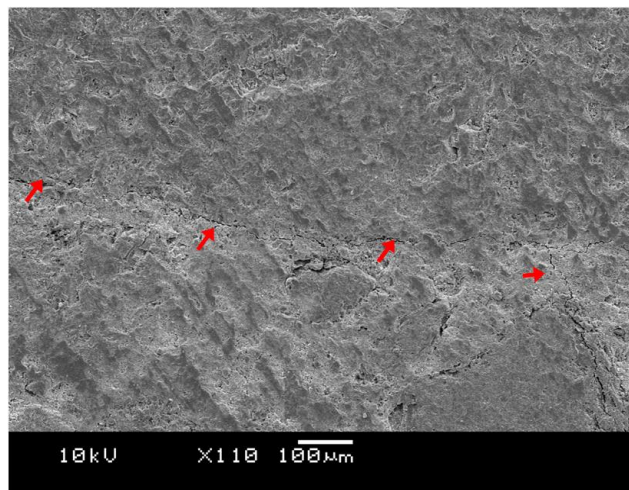


Imagem 01 – Espessura média das microfissuras: 2.941 nm.
(MEV - Ampliação de 110 x)

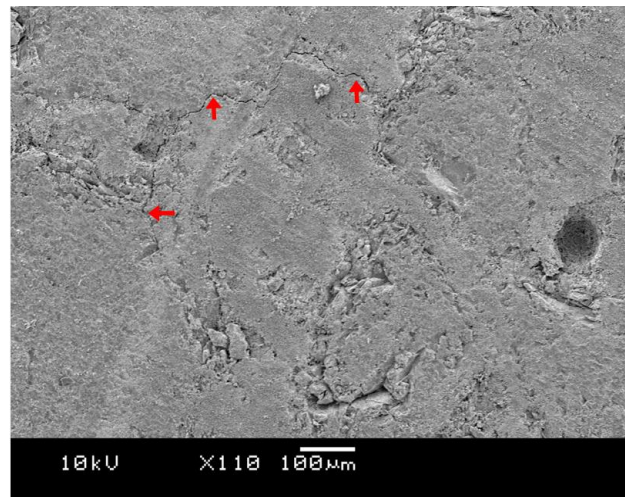


Imagem 02 – Espessura média das microfissuras: 2.294 nm.
(MEV - Ampliação de 110 x)

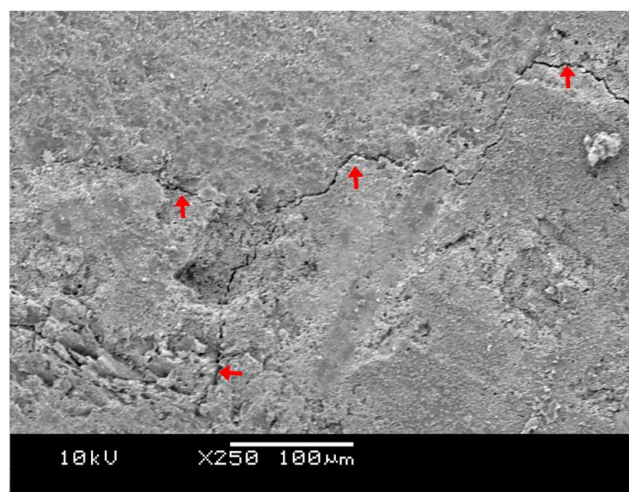


Imagem 03 – Espessura média das microfissuras: 2.298 nm.
(MEV - Ampliação de 250x)

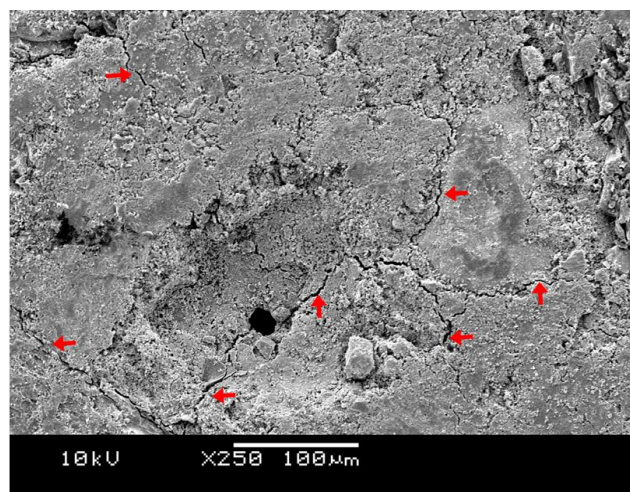


Imagem 04 – Espessura média das microfissuras: 3.898 nm.
(MEV - Ampliação de 250x)

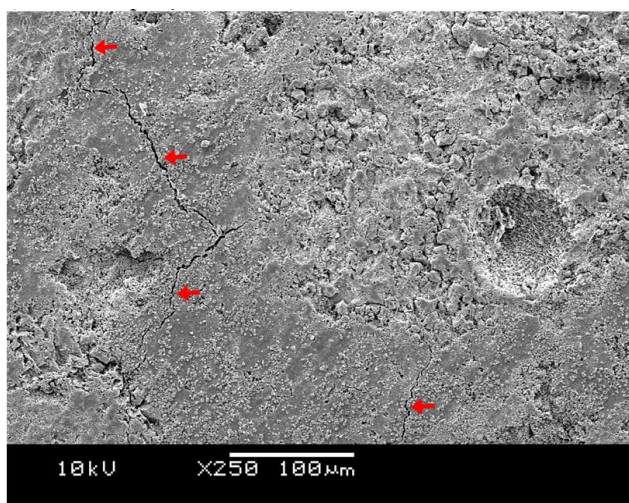


Imagem 05 – Espessura média das microfissuras: 4.080 nm.
(MEV - Ampliação de 250x)

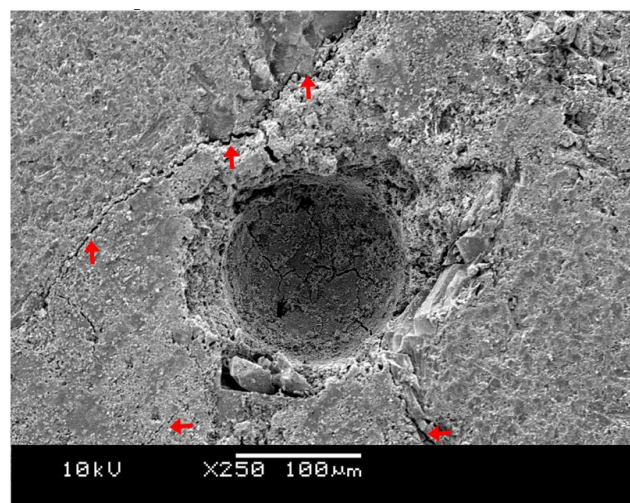


Imagem 06 – Espessura média das microfissuras: 5.410 nm.
(MEV - Ampliação de 250 x)

As imagens da Figura 4.25 mostram um processo de microfissuração generalizado ocasionado pelo carregamento dos concretos. O caminho das microfissuras tende a seguir uma trajetória aleatória na pasta de cimento. Segundo Vieira (2009), em regiões com presenças de vazios (fotos 04 e 06), as microfissuras tendem a procurar o caminho preferencial para dentro do poro, por ser uma região de grande concentração de tensões.

Para a idade de 3 dias (Figura 4.25), as espessuras médias das microfissuras oscilaram entre 2.294nm a 5.410nm, dimensões consideravelmente relevantes. Considerando-se que o diâmetro nominal das moléculas de água é de 0,28 nm (Schollhorn¹⁶, 1994, *apud* Wypych, 2003) e que o diâmetro médio dos íons cloreto é 0,205nm (Tubino e Simoni, 2007), a largura média das microfissuras identificadas possibilitaram o ingresso de cloretos no concreto.

As microfissuras geradas pelo processo de pré-carregamento constituíram um caminho preferencial para entrada de água e de íons cloreto nos concretos. Fato que pode ser comprovado pelos ensaios de durabilidade, uma vez que os resultados mostraram que na idade de 3 dias houve maior penetração de cloretos em relação às demais idades de controle (28 e 91 dias).

Os resultados desfavoráveis também podem ser atribuídos ao fato dos concretos não estarem com a sua estrutura interna formada. A matriz cimentícia nas idades iniciais está mais sujeita aos danos impostos pelo carregamento pelo fato das reações de hidratação do cimento ainda estarem no início. Além disso, as amostras não retornavam para a cura úmida e não havia tempo de recuperação parcial das microfissuras pela hidratação de produtos secundários.

A Figura 4.26 apresenta imagens de MEV por elétrons secundários obtidas de amostras pré-carregadas nas idades iniciais e submetidas a um processo de cura contínua em câmara úmida por 28 dias.

¹⁶ Schollhorn, R. Em Progress in Intercalation Research: Muller-Warmuth, w.; Schollhorn, R. eds.: Kluwer Academic Publishers: Dordrecht, 1994.

Figura 4.26 – Microscopia eletrônica de varredura por elétrons secundários da matriz dos concretos pré-carregados, confeccionados com cimento CPV ARI e com idade de 28 dias.

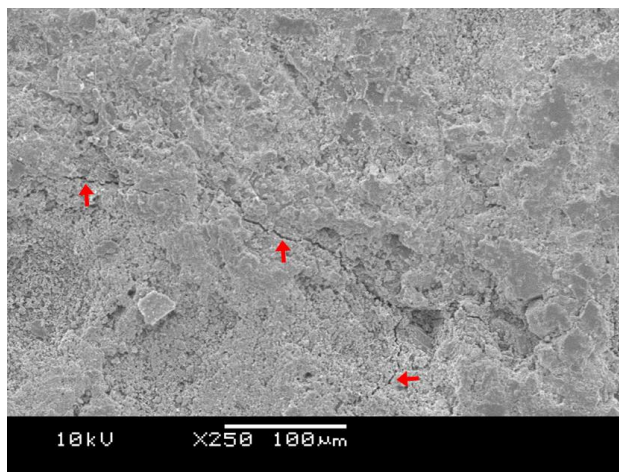


Imagem 01 – Espessura média das microfissuras: 1.875 nm. (MEV – Ampliação de 250 x)

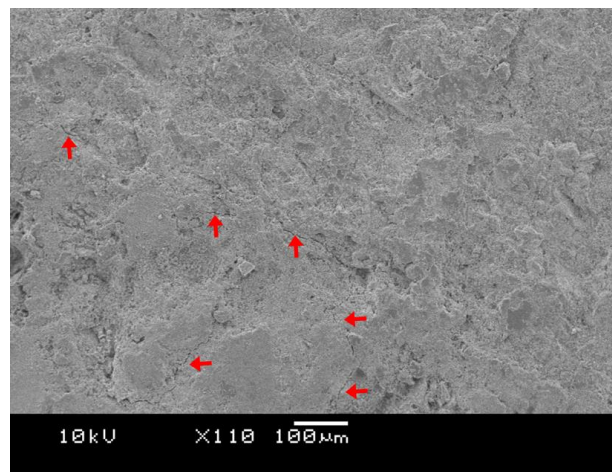


Imagem 02 – Espessura média das microfissuras: 2.157 nm. (MEV – Ampliação de 110 x)

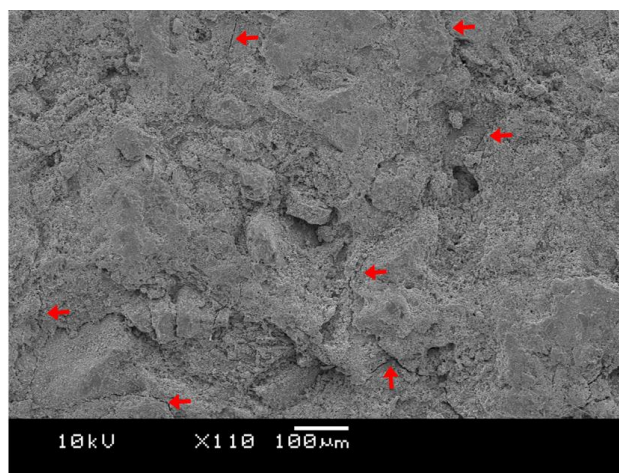


Imagem 03 – Espessura média das microfissuras: 2.350 nm. (MEV – Ampliação de 110 x)

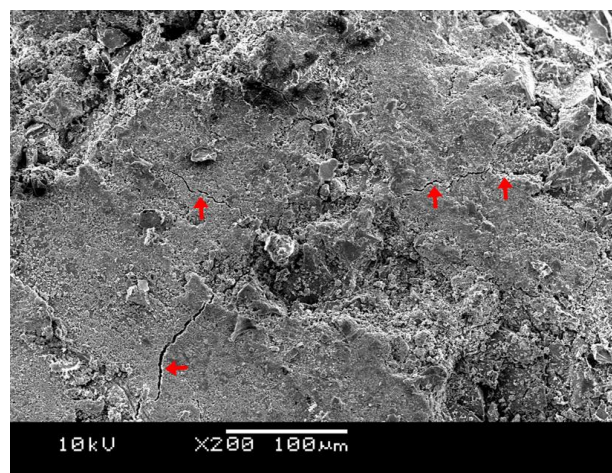


Imagem 04 – Espessura média das microfissuras: 3.233 nm. (MEV – Ampliação de 200 x)

As imagens mostram que na idade de 28 dias, as microfissuras continuam presentes na matriz, porém em menor intensidade. De acordo com as medições realizadas (Figura 4.26), as espessuras médias das microfissuras oscilaram entre 1.875nm a 3.233nm.

As imagens comprovam que ocorre uma recuperação parcial das microfissuras pela continuidade da hidratação do cimento e de produtos secundários com a continuidade da cura, uma vez que foi observada uma redução da espessura média das microfissuras presentes na matriz das amostras analisadas aos 28 dias em relação as amostras de 3 dias. Apesar dessa redução, as espessuras das microfissuras ainda são relevantes, ou seja, as microfissuras

remanescentes ainda possuem um tamanho tal que facilitam a entrada de agentes no concreto, como a água e os íons cloreto.

A Figura 4.27 apresenta imagens de MEV por elétrons secundários de amostras pré-carregadas e submetidas a um processo de cura contínua em câmara úmida por 91 dias.

Figura 4.27 – Microscopia eletrônica de varredura por elétrons secundários da matriz dos concretos pré-carregados, confeccionados com cimento CPV ARI e com idade de 91 dias.

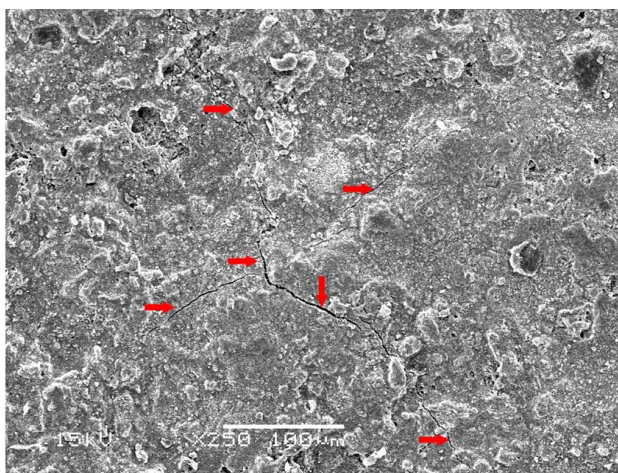


Imagem 01 – Espessura média das microfissuras: 1.204 nm. (MEV – Ampliação de 250x)

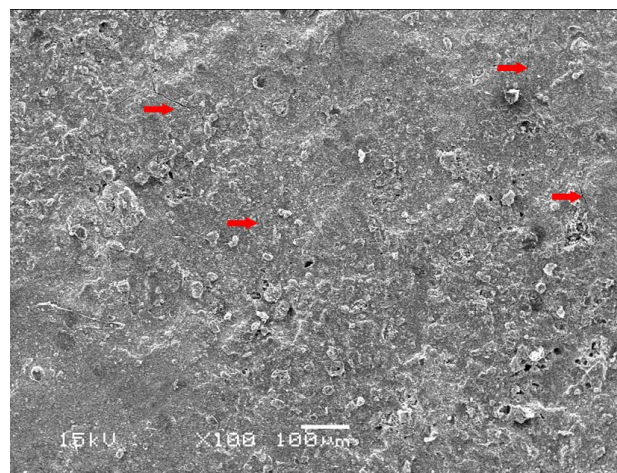


Imagem 02 – Espessura média das microfissuras: 1.762 nm. (MEV – Ampliação de 100x)

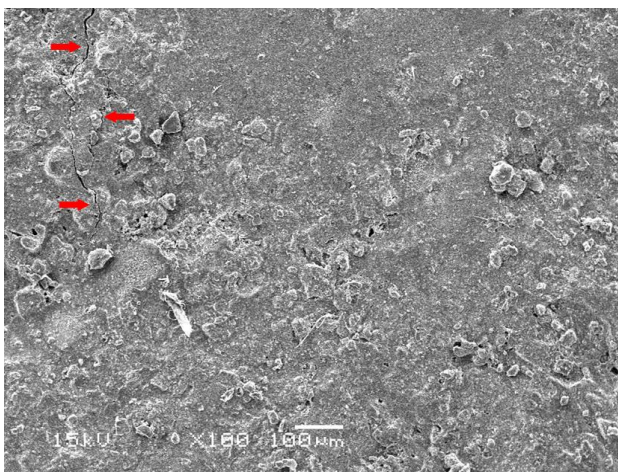


Imagem 03 – Espessura média das microfissuras: 2.043 nm. (MEV – Ampliação de 100x)

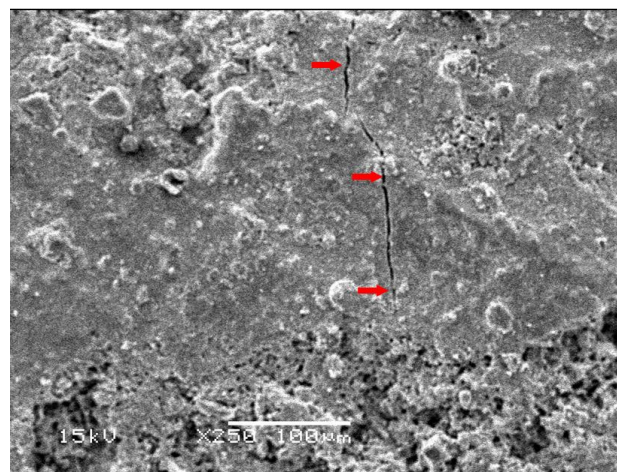


Imagem 04 – Espessura média das microfissuras: 3.077 nm. (MEV – Ampliação de 250x)

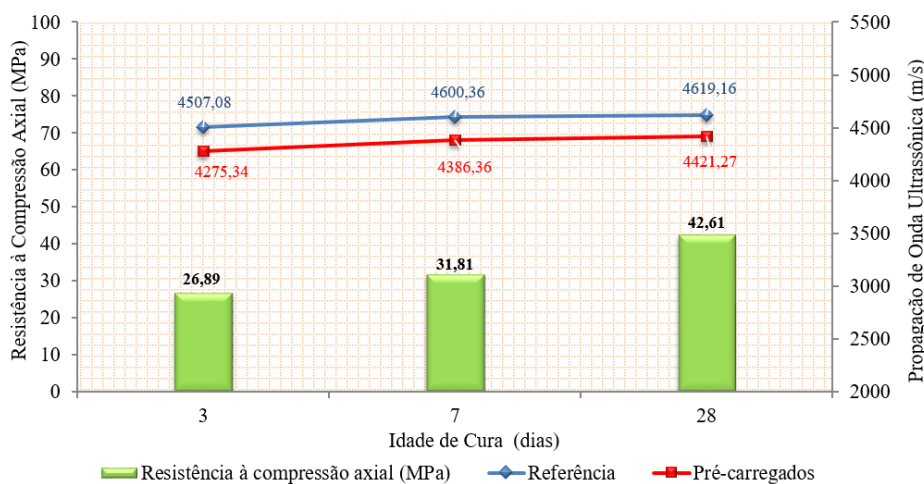
As imagens apresentadas (Figura 4.27) mostram que as espessuras médias das microfissuras diminuíram em relação às amostras analisadas aos 3 e 28 dias, indicando um processo de recuperação com a continuidade da cura. Para essas amostras (Figura 4.27) as espessuras das microfissuras oscilaram entre 1.204nm a 3.077nm.

Em suma, as análises de MEV permitiram concluir que ocorre uma recuperação parcial das microfissuras com o aumento do período de cura dos concretos, porém nem todas as microfissuras foram recuperadas. Verificou-se também que as microfissuras remanescentes possuem espessuras tal que podem facilitar o ingresso da água e de íons cloreto no concreto, mesmo para as idades de controle de 91 dias.

4.2.5 Propagação de onda ultrassônica

Os resultados médios dos ensaios de propagação de onda ultrassônica e de resistência à compressão axial dos concretos pré-carregados e de referência (nas idades de controle 3, 7 e 28 dias) são apresentados na Figura 4.28.

Figura 4.28 – Velocidade de onda ultrassônica e resistência à compressão axial em função da idade de cura dos concretos.



A análise da Figura 4.28 mostra que os concretos pré-carregados apresentaram valores de velocidade ultrassônica inferiores aos das amostras de referência, indicando uma possível condição de microfissuração. Vieira (2008) observou esse mesmo comportamento no ensaio de propagação de onda ultrassônica em amostras pré-carregadas e de referência confeccionadas com cimento CPV ARI, com relação $a/c=0,50$ e ensaiadas nas idades de 7 e 28 dias. Segundo a autora, nos concretos submetidos aos diferentes percentuais de carga nas primeiras idades, o valor da velocidade ultrassônica diminuiu sensivelmente, em relação àqueles que não receberam carga alguma.

Para ambas as amostras (pré-carregados e de referência), verifica-se uma tendência de crescimento da propagação da onda ultrassônica com o ganho de resistência dos concretos. Este comportamento pode estar relacionado com a taxa de hidratação do cimento. Com o passar do tempo houve uma maior densificação da matriz, o que conseqüentemente promoveu um aumento no valor da velocidade de onda ultrassônica em ambas as amostras. As maiores variações ocorreram entre as idades de 3 para 7 dias. Para as amostras de referência e pré-carregadas, a variação da idade de ensaio de 3→7 dias promoveu um aumento da propagação da onda ultrassônica de 2,0% e 2,6%, respectivamente. Para a variação da idade de ensaio de 7→28 dias, o aumento da propagação da onda ultrassônica foi de apenas 0,41% para as amostras de referência e de 0,80% para as amostras submetidas ao carregamento (pré-carregados). Os resultados vêm de encontro com a pesquisa de Sturup et al. (1984), que afirmam que em idades iniciais (3, 7 e 14 dias), pequenas variações de resistência à compressão axial são capazes de sensibilizar a velocidade de onda ultrassônica. Segundo os autores, para idades mais avançadas grandes variações na resistência correspondem a variações mínimas no valor da velocidade.

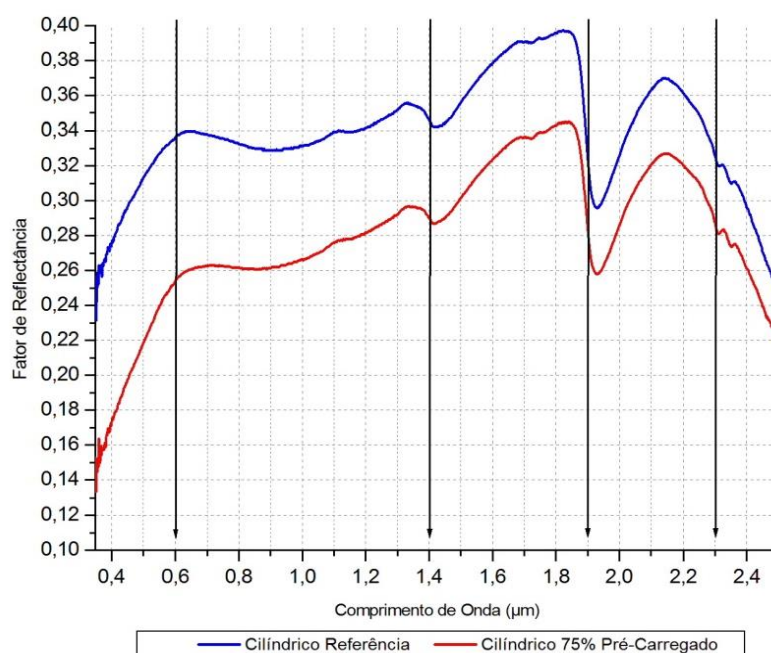
Com relação à compacidade dos concretos (NBR8802/2013), verifica-se que as amostras de referência apresentaram velocidade de onda ultrassônica superior a 4500m/s para todas as idades de controle, indicando “excelente compacidade” segundo os padrões normativos. Os concretos pré-carregados apresentaram, para todas as idades de controle, velocidades de propagação da onda ultrassônica dentro dos limites de 3500 a 4500m/s. Apesar de terem sofrido uma sobrecarga nas idades iniciais, a velocidade de propagação da onda ultrassônica permaneceu dentro dos limites que classificam o concreto como sendo de “boa compacidade”, segundo a NBR 8802 (ABNT, 2013).

4.2.6 Detecção de microfissuras em concretos através de técnicas de sensoriamento remoto

As considerações apresentadas neste item fazem parte do trabalho “*O Uso de Técnicas de Sensoriamento Remoto para Detectar Microfissuras em Concretos Submetidos ao Carregamento precoce*” (Schneider et al., 2014), do qual a autora dessa pesquisa fez parte.

A Figura 4.29 apresenta o fator de reflectância em função do comprimento de onda para as amostras de corpos de prova cilíndricos pré-carregados e de referência confeccionados com cimento CPV ARI.

Figura 4.29 – Fator de reflectância em função do comprimento de onda.



Fonte: *Schneider et al., 2014.*

Observa-se (Figura 4.29) que não ocorreu justaposição em nenhum ponto e que as duas curvas apresentam um contraste espectral bem discriminado, embora não apresentem um espaçamento constante. A curva que apresenta maior reflectância em todo o intervalo espectral (0,35-2,5 μm) é a correspondente aos concretos de referência.

A posição, a intensidade e a largura dos picos de absorção das amostras são semelhantes, demonstrando uma correspondência nas propriedades químicas. Segundo Hunt (1977), quando duas feições específicas aparecem no mesmo espectro, uma próxima a 1,4 μm e outra a 1,9 μm, é diagnosticada a presença da molécula de água na amostra. Na Figura 4.31 é possível observar claramente as duas feições de absorção, próximas a $\lambda=1,4$ μm e $\lambda=1,9$ μm. Estas informações, fornecidas pelas curvas espectrais, confirmam os dados de dosagem, onde todos os corpos de prova foram produzidos com os mesmos materiais e quantidades.

A Figura 4.29 também mostra que existe uma diferença no comportamento espectral dos corpos de prova pré-carregados em relação aos de referência. Esta diferença se caracteriza por uma diminuição na intensidade da reflectância das amostras medidas, devido ao surgimento de microfissuras que geram espaços por onde a REM é transmitida. A consequência é uma redução da quantidade de radiância que retorna ao meio (fator de reflectância).

As microfissuras decorrentes do pré-carregamento afetaram o comportamento espectral ao longo do intervalo analisado (0,35-2,5 μ m), uma vez que as curvas espectrais das amostras pré-carregadas apresentam o mesmo perfil da sua amostra de referência, porém com valores menores de reflectância (ABDEL-QADER, et al., 2003; SHAM, CHEN e LONG, 2008).

Os resultados observados no ensaio de sensoriamento remoto corroboraram com os resultados obtidos nos ensaios de ultrassom, evidenciando a aplicabilidade desta ferramenta na avaliação da qualidade superficial do concreto. Para ambos os ensaios, as amostras submetidas ao carregamento nas primeiras idades apresentaram resultados inferiores às suas referências, indicando um processo de microfissuração.

Diante dos resultados obtidos, considerou-se esta técnica bastante promissora como ferramenta complementar na identificação da microfissuração do concreto, apresentando, ainda, vantagens na análise de estruturas acabadas uma vez que se trata de uma técnica não-destrutiva.

4.3 CONSIDERAÇÕES GERAIS: ETAPA 2

A **Etapa 2** da pesquisa experimental teve como objetivo principal avaliar os reflexos do processo de cura na recuperação de microfissuras da matriz cimentícia causada pelo carregamento precoce em concretos produzidos com diferentes tipos de cimento, analisando o desempenho das propriedades mecânicas (resistência à compressão axial) e de durabilidade (penetração de íons cloretos). Para auxiliar na detecção da microfissuração dos concretos, também foram utilizadas medidas de velocidade de propagação de onda ultrassônica, técnicas de sensoriamento remoto, porosimetria por intrusão de mercúrio e análises de imagens, através da técnica de microscopia eletrônica de varredura (MEV). As conclusões que serão expostas nesse capítulo são válidas somente para os materiais e condições de ensaios estabelecidas nesta pesquisa. Salienta-se que novos estudos deverão ser realizados para validar os resultados obtidos neste trabalho.

O prolongamento da cura dos concretos foi benéfico, pois promoveu a redução da penetração de cloretos. Para ambos os cimentos estudados (CPV ARI e CPIV), observou-se redução da entrada do agente agressivo com a continuidade do período de cura dos concretos. O tempo e as condições de cura impostas às amostras (cura submersa) contribuíram positivamente para uma maior densificação da matriz cimentícia, pela continuidade da hidratação do cimento e de produtos remanescentes (*self-healing*). Observou-se que, mesmo após a idade de 28 dias os concretos confeccionados com cimento CPV ARI apresentaram uma continuidade da redução da penetração de cloretos, porém de menor intensidade em relação aos concretos confeccionados com cimento CPIV, como o esperado. Comparando-se as amostras de referência e as pré-carregadas, constatou-se que as amostras não submetidas ao carregamento em geral apresentaram menores penetrações de cloretos para todas as idades de controle, como o esperado. Na idade de 91 dias para ambos os cimentos, a diferença dos resultados de penetração de cloretos entre as amostras pré-carregadas e de referência foram inferiores à observada na idade de controle de 28 dias. Apesar da aproximação dos resultados, nenhuma amostra pré-carregada atingiu os resultados das amostras de referência, que para todas as idades de controle consideradas nesta pesquisa, apresentaram sempre os melhores resultados. Em resumo, constatou-se que os concretos analisados com os diferentes tipos de cimento (CPV ARI e CPIV) apresentaram a mesma tendência de comportamento (redução da entrada de íons cloreto com o aumento do período de cura). No entanto, o diferencial entre os

resultados está na intensidade dos valores observados. Todas as misturas com cimento CPIV apresentaram penetrações de cloretos após os 28 dias dentro dos limites normativos para penetrações moderadas (ASTM 1202), apesar das amostras pré-carregadas terem sido submetidas a 75% da carga de ruptura na idade de três dias. Para as amostras com cimento CPV ARI, as leituras realizadas indicaram penetração elevada (acima de 4000 Coulombs), incluindo as amostras de referência (não submetidas ao carregamento). Esses resultados reforçam as conclusões da **Etapa 1** da pesquisa experimental que enfatizou a composição química do cimento como um dos fatores relevantes para um bom desempenho da estrutura frente aos agentes agressivos.

O efeito do prolongamento da cura na resistência à compressão dos concretos investigados também foi positivo. Os resultados mostraram um crescimento da resistência à compressão axial com o prolongamento do tempo de cura, como o esperado. Os concretos com cimento CPV ARI apresentaram ganhos de resistência mais significativos nas idades iniciais. Após os vinte e oito dias, até houve uma continuidade no incremento da resistência dos concretos, porém de pequena monta, como o esperado. Diferentemente do relatado, as misturas com cimento CPIV apresentaram um ganho significativo de resistência em idades superiores aos 28 dias. Os resultados obtidos são condizentes com a composição química dos cimentos, que em função de suas características físico/químicas promovem comportamento distintos nos concretos.

A análise dos resultados de resistência à compressão axial *versus* penetração de cloretos mostrou, para todos os concretos estudados, a mesma tendência de comportamento, de redução da penetração de cloretos com o aumento da resistência à compressão axial dos concretos, como o esperado. O longo período que as amostras permaneceram em cura controlada contribuiu positivamente para uma maior densificação da matriz cimentícia, inclusive nas amostras submetidas ao carregamento, fato que pode ser comprovado pelos resultados obtidos nessa pesquisa.

Os resultados de porosimetria por intrusão de mercúrio mostraram que as amostras submetidas ao pré-carregamento apresentaram menores volumes de mercúrio intrudido em relação às suas referências, indicando que os pré-carregamentos aplicados podem ter promovido uma compactação da matriz cimentícia desses concretos. Supondo que ocorra uma compactação da matriz cimentícia pelo carregamento dos concretos nas primeiras idades. Acredita-se que junto com a compactação da matriz possam ser geradas microfissuras, que

Influência da microfissuração causada nas primeiras idades na durabilidade de concretos ao longo do tempo (*self-healing*).

podem se tornar caminhos preferenciais para a entrada de agentes agressivos no concreto. Uma vez que o íon cloreto possuiu dimensões muito pequenas, a compactação da matriz não apresentaria um impedimento total para a passagem do íon, principalmente se ele encontrar uma microfissura em sua trajetória. É importante considerar que as amostras destinadas ao ensaio de durabilidade possuem dimensões bem superiores ($\varnothing 10 \times 5$ cm) às amostras destinadas ao ensaio de porosimetria ($1 \times 1 \times 3$ cm), e por esse motivo a possibilidade do ingresso do íon cloreto ser beneficiado pelas prováveis microfissuras presentes na matriz possam justificar os resultados de durabilidade encontrados. Com relação ao diâmetro crítico, as amostras pré-carregadas apresentaram menor diâmetro crítico (em ambas idades de controle - 3 e 28 dias) em relação as amostras de referência, evidenciando a redução do volume de poros interligados, pelo efeito de compactação. O prolongamento da cura dos concretos de 3 para 28 dias contribuiu para um maior refinamento dos poros, tanto para as amostras de referência quanto para as amostras submetidas ao carregamento. No entanto, esse efeito foi mais efetivo para os concretos não submetidos ao carregamento. A redução da porosidade dos concretos vem a corroborar com os resultados dos ensaios de durabilidade, que indicaram uma redução da penetração de cloretos com a continuidade da cura, mesmo para as amostras submetidas ao carregamento.

Os resultados das análises de microscopia eletrônica de varredura (MEV) foram semelhantemente aos da **Etapa 1**. Foi evidenciado um processo de microfissuração causado pelo pré-carregamento dos concretos nas primeiras idades. Observou-se, também, que o aumento do período de cura dos concretos promoveu uma recuperação parcial das microfissuras. Foi constatada uma redução das espessuras médias das microfissuras com o prolongamento da cura dos concretos. Também foi possível verificar que as espessuras médias das microfissuras remanescentes nas maiores idades eram suficientemente grandes para facilitarem a passagem da água e de íons cloretos para o interior do concreto. As conclusões obtidas corroboram com os resultados dos ensaios de durabilidade.

Os ensaios de propagação de onda ultrassônica tiveram por objetivos a detecção de microfissuras na sua estrutura interna e a verificação da compacidade dos concretos. Os resultados mostraram que os concretos pré-carregados apresentaram valores de velocidade ultrassônica inferiores aos das amostras de referência, indicando uma possível condição de microfissuração. Com relação à compacidade dos concretos (NBR8802/2013) as amostras de referência apresentaram “excelente compacidade” (velocidade de propagação de onda

ultrassônica ≥ 4500 m/s) segundo os padrões normativos. Os concretos pré-carregados, apesar de terem sofrido uma sobrecarga nas idades iniciais, foram classificados de acordo com a norma como de “boa compactidade” ($3500 \text{ m/s} < \text{velocidade de propagação de onda ultrassônica} < 4500$ m/s) para todas as idades de controle consideradas.

A análise do comportamento espectral das amostras, realizado através de técnicas de sensoriamento remoto, indicou a presença de microfissuras nos concretos submetidos ao carregamento, corroborando com os resultados de propagação de onda ultrassônica.

Em suma, o programa experimental da **Etapa 2** permitiu comprovar integralmente a hipótese dessa pesquisa. Primeiramente foi possível identificar novamente um processo de microfissuração dos concretos ocasionado pelo carregamento nas primeiras idades, confirmando os resultados da **Etapa 1** do programa experimental. Posteriormente, com os ensaios complementares foi possível comprovar, para ambos os concretos investigados, que as microfissuras geradas pelos carregamentos nas primeiras idades tendem a se auto reparar com a continuidade da cura (*self-healing*). No entanto, ressalta-se que nem todas as microfissuras foram recuperadas.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados obtidos na **Etapa 1** da pesquisa experimental comprovaram a existência de um processo de microfissuração causado pela ação de pré-carregamentos em concretos com pouca idade. Pelo enfoque da durabilidade, as microfissuras dos concretos, nas idades de controle de 28 dias, apresentaram tal magnitude que permitiram a entrada de íons cloretos e água proporcionais à intensidade do dano causado pelo pré-carregamento.

A **Etapa 2** da pesquisa experimental avaliou os reflexos do processo de cura na recuperação de microfissuras da matriz cimentícia causada pelo carregamento precoce em concretos produzidos com diferentes tipos de cimento, analisando o desempenho das propriedades mecânicas (resistência à compressão axial) e de durabilidade (penetração de íons cloretos) em diferentes idades de controle (3, 7, 28 e 91 dias).

A existência de um processo de microfissuração causado pela ação de pré-carregamentos em concretos com pouca idade foi novamente comprovada na **Etapa 2**, através dos ensaios de microscopia eletrônica de varredura, propagação de onda ultrassônica e técnicas de sensoriamento remoto.

A continuidade da cura ao longo do tempo refletiu positivamente nos resultados dos ensaios mecânicos e de durabilidade da segunda etapa do programa experimental. A resistência à compressão axial dos concretos aumentou com a continuidade do processo de cura, como o esperado. A penetração de cloretos diminuiu, tanto para as amostras de referência quanto para as amostras submetidas aos carregamentos nas primeiras idades. No entanto, as maiores reduções foram observadas para as amostras de referência. Por fim, as imagens de MEV de amostras com diferentes idades comprovaram que ocorre uma redução das espessuras médias das microfissuras com o passar do tempo e com o prolongamento do processo de cura dos concretos, conforme sugerido por Vieira (2008).

Os resultados de penetração de cloretos mostraram que mesmo para cimentos quimicamente distintos, a recuperação parcial das microfissuras continuou a ocorrer após a idade de 28 dias. Porém, para as misturas com cimento CPV ARI, essa redução foi de pequena monta, diferentemente do observado para os concretos com cimento CPIV, que apresentaram reduções consideráveis após os 28 dias. Na última idade de controle (91 dias), verificou-se para ambos os cimentos que mesmo com a densificação da matriz cimentícia pela continuidade do processo de cura, os resultados de penetração de cloretos das amostras pré-carregadas não se igualaram aos de suas referências, porém os valores mantiveram-se próximos. Conclui-se que a composição química do cimento teve um papel relevante nos resultados dos ensaios de durabilidade. Uma vez que as misturas com cimento CPIV apresentaram resultados de penetração de cloretos dentro dos limites normativos após os vinte e oito dias, mesmo as amostras sendo submetidas a um processo de carregamento nas primeiras idades. Em relação às variáveis independentes consideradas (*relação água/cimento, percentual de carregamento e idade de carregamento*), conclui-se que a *relação água/cimento* e o *percentual de carregamento* foram as variáveis que mais influenciaram a penetração de íons cloreto.

Em resumo, de acordo com os resultados apresentados nessa pesquisa e com base nos trabalhos de Vieira (2008) e Bernardino (2016), que trabalharam com corpos de prova irmãos ao desse trabalho, foi possível concluir que o pré-carregamento dos concretos nas primeiras idades ocasionou dois efeitos simultâneos na matriz cimentícia: microfissuração e compactação. Segundo as autoras, a compactação ocasionou a quebra dos compostos menos resistentes da microestrutura, promovendo o preenchimento dos vazios maiores e deixando expostos grãos anidros de cimento. Quando as tensões geradas ultrapassaram a capacidade resistente dos concretos, o carregamento causou microfissuração, favorecendo, também, a exposição de grãos de cimento não hidratados (BERNARDINO, 2016).

Vieira (2008) estudou as propriedades mecânicas de concretos submetidos a carregamentos nas primeiras idades e verificou que a aplicação de um carregamento precoce acabou por provocar a melhoria da resistência à compressão dos concretos investigados. Segundo a autora, apesar do bom desempenho em relação à resistência à compressão, as outras propriedades (módulo de elasticidade e resistência à tração) foram prejudicadas de alguma forma com a aplicação do carregamento. Bernardino (2016) estudou a influência do carregamento precoce na retração por secagem do concreto. A autora concluiu que

dependendo da combinação entre os fatores relação a/c, idade de cura, idade de carregamento e nível de carregamento, ocorreram condições favoráveis à redução da retração por secagem. Em ambas as pesquisas, o efeito da compactação se sobressaiu ao efeito da microfissuração, chegando até a melhorar algumas propriedades dos concretos investigados.

Diferentemente do relatado, para o estudo da durabilidade de concretos (mais especificamente penetração de íons cloreto e absorção de água), o efeito de microfissuração dos concretos se sobressaiu ao efeito de compactação da matriz cimentícia. Uma vez que as microfissuras induzidas pelos pré-carregamentos apresentaram espessuras tais que constituíram caminhos preferenciais para a penetração de agentes agressivos nos concretos (íons cloreto e água), conforme já discutido anteriormente. Observou-se, também, que dependendo da composição química do cimento utilizado, da relação água/cimento do traço e do respeito ao período de cura, os danos gerados na matriz cimentícia pelo carregamento nas primeiras idades puderam ser minimizados para alguns concretos e a penetração de cloretos pode ser reduzida a níveis aceitáveis, segundo os padrões normativos.

Diante do exposto, conclui-se que, dependendo das propriedades analisadas, esses dois efeitos (microfissuração/compactação) tendem a influenciar com maior ou menor intensidade o comportamento dos concretos.

Em conclusão enfatiza-se a citação de Vieira (2008), de que o aprimoramento das técnicas construtivas utilizadas e a adoção de medidas simples, como o respeito aos prazos de cura, hidratação e evolução da resistência do concreto e principalmente, respeito às exigências normativas reduziriam sensivelmente os problemas decorrentes do carregamento precoce pela desforma antecipada dos concretos.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Neste item serão apresentadas algumas sugestões para futuros trabalhos que possam ser desenvolvidos acerca do assunto:

- ◆ avaliar a carbonatação acelerada e não acelerada em concretos submetidos a pré-carregamentos nas primeiras idades;
- ◆ avaliar a influência de diferentes tipos de cura em concretos submetidos ao pré-carregamento frente a penetração de cloretos;
- ◆ avaliar a penetração de cloretos em concretos submetidos ao pré-carregamento nas primeiras idades frente ao método NT 492:99;
- ◆ avaliar a penetração de cloretos em concretos submetidos ao pré-carregamento nas primeiras idades frente ao método NT 492:99 em ambiente marinho;
- ◆ avaliar o índice de fissuração em concretos submetidos a um pré-carregamento;
- ◆ avaliar as modificações da estrutura interna do concreto nas primeiras idades por meio de microscopia eletrônica de varredura;
- ◆ utilizar técnicas de sensoriamento remoto para detectar microfissuras em concretos submetidos ao carregamento precoce em estruturas reais.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABDEL-JAWAD, Y. e HADDAD, R. Effect of early over loading of concrete on strength at later ages. **Cement and Concrete Research**. Oxford. v.22, p. 927-936, 1992.

ABDEL-QADER, I.; ABUDAYYEH, O.; KELLY, M. E. Analysis of Edge-Detection Techniques for Crack Identification in Bridges. **Journal of Computing in Civil Engineering**, p. 255-263, 2003.

ABRAMS, D. A. **Design of concrete mixtures**. Structural Materials Research Laboratory. Chicago: Lewis Institute, 1918.

ALMEIDA, K. S. **Análise comparativa da capacidade de proteção de adições minerais pozolânicas quanto à corrosão de armaduras para íons cloretos**. 176 p. Dissertação (Mestrado), Universidade de Pernambuco. Recife, 2012.

ALONSO, C.; ANDRADE, C. Effect of nitrite as a corrosion inhibitor in contaminated and chloride-free carbonated mortars. **ACI Materials Journal**, v. 87, n. 2, p. 130-137, Mar./Apr. 1990.

ALVES, A. S. **Efeitos físicos e químicos de misturas pozolânicas na carbonatação e penetrabilidade a água em concretos de alto desempenho**. Santa Maria, 2000, 132f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Maria. 2000.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C1202**: Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration. West Conshohocken, USA, 2008.

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

ANDRADE, J.O, RIZZON, A.C., Vida útil de concretos brancos quando inseridos em ambientes com cloretos: influência do cimento e do coeficiente de difusão. **Ambiente Construído**, Porto Alegre, v.7, n.3, p.21-34, 2007.

ANTONI, T. H. Chloride Penetration into Fiber Reinforced Concrete under Static and Cyclic Compressive Loading. **Civil Engineering Dimension**. v.10, n.2, p. 63-69, 2008.

ASHTO T-1 6 1: Modified ASTM C666 test procedure, AASHTO, Washington D.C.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12.655**: Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimento. Rio de Janeiro, 2015. 7p.

_____. **NBR 5733**: Cimento Portland de alta resistência inicial: especificação. Rio de Janeiro, 1991. 5p.

_____. **NBR 5736**: Cimento Portland pozolânico: especificação. Rio de Janeiro, 1999. 5 p.

_____. **NBR 5738**: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2016. 6 p.

_____. **NBR 5739**: Concreto — Ensaios de compressão de corpos de prova cilíndricos: método de ensaio. Rio de Janeiro, 2007. 9 p.

_____. **NBR NM 65**: Cimento Portland - Determinação do tempo de pega. Rio de Janeiro, 2003. 4 p.

_____. **NBR 7211**: Agregados para concreto - Especificação. Rio de Janeiro, 2009. 15 p.

_____. **NBR NM 45**: Agregados — Determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro, 2006. 8 p.

_____. **NBR NM 248**: Agregados - Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003. 6 p.

_____. **NBR NM 46**: Agregados — Determinação do material fino que passa através da peneira 75 um, por lavagem. Rio de Janeiro, 2003. 6 p.

_____. **NBR NM 52**: Agregado miúdo — Determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2009. 6 p.

_____. **NBR NM 53**: Agregado graúdo — Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2009. 8 p.

_____. **NBR NM 67**: Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro. 1998. 8 p.

_____. **NBR 12655**: Concreto de cimento Portland - Preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimento. Rio de Janeiro, 2015. 7 p.

_____. **NBR 14931**: Execução de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.

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

_____. **NBR 7223**: Concreto: determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone, Rio de Janeiro, 1992.

_____. **NBR 8802**: Concreto endurecido — Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica. Rio de Janeiro, 2013. 8 p.

AUDENAERT, K., DE SCHUTTER, G., MARSAVINA, L. The influence of cracks in concrete structures – Part 1: Experimental evaluation. In: **Transport mechanisms in cracked concrete**, p. 35–43, 2007.

ARGOUGES, M. **A study of the natural self-healing of mortars using air-flow measurements**. p. 1625–1638, 2012.

AURICH, M. **Simulação computacional do comportamento do concreto nas primeiras idades**. 2008. 190 p. Tese (Doutorado) - Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotecnia da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2008.

BANTHIA, N.; BIPARVA, A.; MINDESS, S. Permeability of concrete under stress. **Cement and Concrete Research**. Oxford, v.35, p. 1651– 1655, 2005.

BANTHIA, N. e BHARGAVA, A. Permeability of stressed concrete and role of fiber reinforcement. **Materials Journal**, v. 104, n.1, p. 70-76, 2007.

BHARGAVA, A. e BANTHIA, N. Measurement of concrete permeability under stress. **Experimental Techniques**, v.30, n. 5, p. 28-31, 2006.

BASHEER, P. A. M., CHIDIAC, S. E., LONG, A. E. Predictive models for deterioration of concrete structures. **Construction and Building Materials**. v.10, n.1, p. 27-37, 1996.

BATTAGIN, A.; FORTI, C. R.; SILVA, C. O. Influencia das condições de cura em algumas propriedades dos concretos convencionais e de alto desempenho. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 44., 2002, Brasília-DF. **Anais**. Brasília: Instituto Brasileiro do Concreto, 2002. 1 CD-ROM.

BATISTA, E. L.; GRAÇA, N. G.; SILVEIRA, A. L. Z. P.; CARASEK, H. Avaliação da Porosidade da Pasta de Cimento quando Dosada com Diferentes Teores de Agregado Pulverizado. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 46º, Florianópolis, 2004. **Anais**. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2004 (CD-ROM).

BERNARDINO, L. M. **Influência do carregamento precoce na retração por secagem do concreto**. 2016. 298 p. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2016.

BOTTA, A. S. **Calculo de esforços e deslocamentos em estruturas reticuladas considerando-se a mecânica do dano para a modelagem do concreto armado**. São Carlos, 1998. 119 p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, 1998.

BUENFELD, N.R. and OKUNDI, E., Effect of cement content on transport in concrete. **Mag. Concrete Research**, v.50, p. 339-351, 1998.

BUILD, N.T. 443. Nordtest method, concrete, hardend: Accelerated chloride penetration. **Espoo, Finland**. 1995.

BURLION, N.; BOURGEOIS, F.; SHAO, J.F. Effects of desiccation on mechanical behavior of concrete. **Cement and Concrete Composites**. N. 27, p. 367-379. 2005.

CALÇADA, L. M. L. **Estudo da Eficácia do Ensaio de Migração em condições de Fluxo Não Estacionário na Previsão da Penetração de Cloretos em Concreto**. Florianópolis, 2004. 214 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, 2004.

CAMARINI, G. Caracterização da Durabilidade do Concreto pela Absorção de Água. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 46º, Florianópolis, 2004. **Anais...** São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2004 (CD-ROM).

CASCUDO, O. **O Controle da Corrosão das Armaduras em Concreto: Inspeção e Técnicas Eletroquímicas**. ed. PINI, São Paulo, Ed. UFG, 237 p., 1997.

CASTEL, A.; FRANÇOIS, R.; ARLIGUIE, G. Effect of loading on carbonation penetration in reinforced concrete elements. **Cement and Concrete Research**. v. 29, p. 561–565, 1999.

CHINDAPRASIRT, P.; RUKZON, S.; SIRIVIVATNANON, V. Resistance to chloride penetration of blended Portland cement mortar containing palm oil fuel ash, rice husk ash and fly ash.(Report). **Construction and Building Materials**. 2008.

COLLEPARDI, M., BIAGINI, S. **Effect of water/cement ratio, pozzolanic addition and curing time on chloride penetration into concrete**. 1990.

COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BETON. Bulletin d'Information. N. 152. **Durable Concrete Structures: Design Guide**. Lausanne, 1992.

COUTINHO, A. S. **Fabrico e Propriedades do Betão**. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, vol. II, Lisboa, 1997.

DAL MOLIN, D.C.C.; VIEIRA, F.M.P; KULAKOWSKI, M.P.; STOLFO, R.M. **Pesquisa para o aprimoramento do emprego da sílica ativa Silmix em cimento e concreto e verificação de desempenho dos cimentos Eldorado**. Porto Alegre; NORIE-CPGEC-UFRGS, 124p. (Relatório de pesquisa), 1997.

DARQUENNES, A. OLIVIER, A.B., BENBOUDJEMAA, F., GAGNÉB, R. Self-healing at early-age, a way to improve the chloride resistance of blast furnaces lag cementitious materials. **Construction and Building Materials**, v. 113, p. 1017–1028, 2016.

EDVARSDEN, C. Water Permeability and Autogenous Healing of Cracks in Concrete. **ACI Materials Journal**, v. 96, n.4, p. 448–454, 1999.

DIAS, R. H. **Sistemas estruturais para grandes vãos em pisos e a influência na concepção arquitetônica** – Texto especial 214 – Disponível em: <<http://www.vitruvius.com.br/arquitextos/arquitextos.asp>> Acesso em: 25 maio, 2p., 2006.

EC2, Eurocode 2 – **Design of Concrete Structures**. Part1-1: General Rules and Rules for Buildings, National Annex to NF EN 1992-1-1, 2005.

EKOLU, S.O.; THOMAS, M.D.A.; Hooton, R.D. Implications of pre-formed microcracking in relation to the theories of DEF mechanism. **Cement and Concrete Research**. v. 37, p. 161–165, 2007.

FRANÇA, R. L. S. Fatores críticos de execução de obras e as consequências para as deformações de estruturas de concreto. In: 7º SEMINÁRIO DE TECNOLOGIA DE ESTRUTURAS, 7. São Paulo. **Anais**. São Paulo, 2005, 44 p.

FERREIRA, A. A. **Concreto de Alto Desempenho com Adição de Cinza de Casca de Arroz: Avaliação de Propriedades Relacionadas com a Durabilidade**. 1999. 154p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

FERREIRA, R.; CASTRO, A.; COUTO, A. P.; BRAUN, V.; CASCUDO, O. Avaliação da Resistência à compressão, Módulo de Deformação e Absorção de água de Concretos contendo Adições Minerais. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 46º, Florianópolis, 2004. **Anais...** São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2004 (CD-ROM).

FIGUEIREDO, C. R.; NEPOMUCENO, A. A. Influência da Absorção na Carbonatação de Estruturas de Concreto in loco. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 46º, Florianópolis, 2004. **Anais...** São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2004 (CD-ROM).

FORTES, L.R. **Corrosão da armadura do concreto armado e sua avaliação pela técnica do potencial de eletrodo**. Fortaleza, 1995, 228p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Ceará. 1995.

FREITAS, A. A. **Situações críticas no projeto de edifícios de concreto armado submetidos a ações de construção**. 2004. 103p. Dissertação (mestrado). Universidade de São Paulo. 2004.

GAGNÉ, R.; ARGOUGES, M. A study of the natural self-healing of mortars using air-flow measurements. **Materials and Structures**. p. 1625–1638, 2012.

GARDNER, T., et al. Critical review of rapid chloride test methods for concrete. **Concrete Beton**. Number 113, p.11-17, 113p., 2006.

GEIKER, M. et al. Laboratory Test Methods. Performance Criteria of Concrete Durability, **Rilem Report**, v.12, p. 235-252, 1995.

GHOSH, P., MANDAL, S., CHATTOPADHYAY, B., PAL, S. Use of micro organism to improve the strength of cement mortar, **Cement and Concrete Research**. v.35, n. 10, p.1980 - 1983, 2005.

GOPALAN, M. K. Sorptivity of Fly Ash Concretes. **Cement and Concrete Research**, v. 26, p. 1189-1197, 1996.

GUOPING L., FANGJLIAN H., YONGXIAN W. Chloride Ion Penetration in Stressed Concrete. **Journal of Materials in Civil Engineering**. p. 1145-1153, 2011.

HAGER, B. M. D. et al. Self-healing materials. **Advanced Materials**. v.22, n.47, p. 5424 - 5430, 2010.

HAMMES, F., et al. Strain-specific cureolytic microbial calcium carbonate precipitation, **Applied and Environmental Microbiology**. v.69, n.8, p. 4901-4909, 2003.

HEARN, N. Self-sealing, autogenous healing and continued hydration: What is the difference? **Materials and Structures**, v. 31, p. 563-567, October 1998.

HELENE, P.R.L.; TERZIAN, P. **Manual de dosagem e controle da resistência do concreto**. São Paulo: ed. PINI, 349 p., 1992.

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

HOSEINI, M., BINDIGANAVILE, V., BANTHIA, N. The effect of mechanical stress on permeability of concrete: A review. **Cement and Concrete Research**. Oxford. v.31, p. 213–220, 2009.

HOSODA, A. et al. Self-healing of longitudinal cracks in utility concrete pole. **Journal of Advanced Concrete Technology**. Materials, Structures and Environment, v.10, p. 278-284, 2012.

HO, D. W. S., LEWIS, R. K. Carbonation of concrete and its prediction. **Cement and Concrete Research**, v.17, n. 3, p. 489-504, 1987.

HOFFMANN, A. T. **Influência da Adição de Sílica Ativa, da Relação Água/Aglomerante, Temperatura e Tempo de Cura no Coeficiente de Difusão de Cloretos em Concretos**. 2001, 133 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS. Porto Alegre, 2001.

HUNG, C.; SU, Y. Medium-term self-healing evaluation of Engineered Cementitious

Composites with varying amounts of fly ash and exposure durations. **Construction and Building Materials**, v. 118, p. 194–203, 2016.

HUNT, G. R. Spectral Signatures of Particulates Minerals in the Visible and Near-Infrared. **Geophysics**, April 1977, v. 42, n.3, p. 501-513, April, 1977.

ISAIA, G. C. **Efeitos das Misturas Binárias e Ternárias de Pozolanas em Concreto de Elevado Desempenho: um estudo de durabilidade com vistas a Corrosão da Armadura**. 1995, 280 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil)-Escola Politecnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995.

ISAIA, G. C. Carbonatação do concreto – uma revisão. In: Workshop sobre corrosão da armadura do concreto – Colloquia 99. São José dos Campos. **Anais**. 1999.

ISMAIS, M., TOUMI, A., FRANÇOIS, R., GAGNÉ, R. Effect of crack opening on the local diffusion of chloride in cracked mortar samples. **Cement and Concrete Research**. v.38, p. 1106–1111, 2008.

JACOBSEN, S.; MARCHAND, J.; BOISVERT, L. Effect of cracking and healing on chloride Transport in OPC Concrete. **Cement and Concrete Research**. v. 26, n. 6, p. 869–881, 1996.

JUCÁ, T.R.P, et al. Influência das adições minerais na corrosão de armaduras induzidas por cloretos. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 43º, Foz do Iguaçu -PR, 2001. **Anais**. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2001 (CD-ROM).

KHALIQ, W.; EHSAN, M. B. Crack healing in concrete using various bio influenced self-healing techniques. **Construction and Building Materials**. v. 102, p. 349–357, 2016.

KHATIB J. M., P. S. MANGAT, Influence of high-temperature and low humidity curing on chloride penetration in blended cement concrete. **Cement and Concrete Research**, USA: Elsevier Science, v.32, p. 1743-1753, 2002.

KELHAN, S. A., Water absorption test for concrete. **Magazine of Concrete Research**, v.40, n. 143, p. 106-110, June 1988.

KIM, D. et al. The influence of curing time on chloride binding in concrete. 6th. In: **International Symposium on Architectural Interchanges**. in Asia. 2005.

KIRCHHEIM, A. P. **Concreto de Cimento Portland Branco Estrutural: Avaliação da Carbonatação e Absorção Capilar**. 2003. 169 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

KWON, S.J., NA, U.J., PARK, S.S., JUNG, S.H., Service life prediction of concrete wharves with early-aged crack: probabilistic approach for chloride diffusion, **Structural Safety**. v.31, p. 75–83, 2009. <http://dx.doi.org/10.1016/j.strusafe.2008.03.004>.

KONIN, A.;FRANÇOIS, R.; ARLIGUIE, G. Penetration of chlorides in relation to the microcracking state into reinforced ordinary and high strength concrete. **Materials and Structures**. v. 31, Number 5/June, 1998.

KROPP, J et al. Transport mechanisms and definitions. In: Performance and concrete criteria as a criterion of its durability, 1995, London: Chapman Hall, **RILEM Technical committee TC-116**.

KULAKOWISKI, M.P., **Contribuição ao Estudo de Carbonatação em Concretos e Argamassas Compostos com Adição de Sílica Ativa**. 2002. 178 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Minas, Metalúrgica e de Materiais), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.

KUMAR, R.; BHATTACHARJEE, B. Porosity, pore size distribution and in situ strength of concrete. **Cement and Concrete Research**. v. 33, p. 155-164, july, 2002.

KWON, S. J. Service life prediction of concrete wharves with early-aged crack: Probabilistic approach for chloride diffusion. **Structural Safety**. v.31, p. 75–83, 2009.

LARBI, J. A., BIJEN, J. M. J. M., Effects of Water-Cement Ratio, Quantity and Fineness of Sand on the Evolution of Lime in Set Portland Cement Systems, **Cement and Concrete Research**, v. 20, p. 783-794, 1990.

LI, V. C. e YANG, E. H. Introduction. In: **Self Healing Materials**. An Alternative Approach to 20 Centuries of Materials Science S., Ed: van der Zwaag, p. 161–193, 2007.

LI, V. C. et al. Recovery against Mechanical Actions. In: **Self-Healing Phenomena in Cement-Based Materials**. State-of-the-Art Report of RILEM Technical Committee 221-SHC: Self-Healing Phenomena in Cement-Based Materials. Volume 11 de RILEM State-of-the-Art Reports. Ed: Springer Science & Business Media, p. 119-208, 2013.

LIMA, E. P.; HELENE, P. R. L. **Influência do Volume de Pasta na Zona de Transição Pasta/Agregado com Relação às Propriedades Mecânicas e de Durabilidade do Concreto**. 2001. São Paulo: Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP.

LIM, C.C et al. Micro cracking and chloride permeability of concrete under uniaxial compression, **Cement and Concrete Composites**, v. 22, p.353-360, 2000.

LV, Z. e CHEN, D. Self-healing efficiency of unhydrated cement nuclei for dome-like crack mode in cementitious materials. **Materials and Structures**. v.46, n.11, p. 1881-1892, 2013.

LOCHER, F. W. **Cement: Principles of Production and Use**. Vbt Verlag Bau U. Technik, 2006.

MAES, M.; TITTELBOOM, K. VAN; BELIE, N. DE. The efficiency of self-healing cementitious materials by means of encapsulated polyurethane in chloride containing environments. **Construction and Building Materials**, v. 71, p. 528–537, 2014.

MASUERO, A. B., **Estabilização das Escórias de Aciaria Elétrica com Vistas a sua Utilização como Substituição ao Cimento**. POA, 2001, 264p. Tese (Doutorado em Engenharia), Programa de Pós-Graduação em Minas, Metalurgia e Materiais, UFRGS, 2001.

MEDEIROS, H., **Alerta! Deformações excessivas - Edifícios expõem patologias de todo tipo, principalmente na alvenaria. Por que as estruturas estão deformando como nunca?** Disponível em: <http://www.piniweb.com.br> Acesso em: 25 maio 2006. 4p.

MEDEIROS, M.H.F., MONTEIRO, E., BARKOKÉBAS JR, B. A Corrosão de Armaduras Sob a Ação de Íons Cloreto em Relação a Capacidade de Proteção de Alguns Tipos de Cimentos Nacionais com Adições Pozolânicas. In: CONGRESO DE CONTROL DE CALIDAD, 7., 1999, Montevideo. **Anais...** Montevideo, 1999. 2v. v.1, p.500-506.

MEHTA, P. K., MONTEIRO, P. **Concrete: Structure, properties e materials**. Prebuce-Hall. 2nd Edition, 548 p., 1993.

MEHTA, P. K., MONTEIRO, P. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: IBRACON, 2008.

MORAIS, R. C. **Efeitos físico e pozolânico das adições minerais sobre a resistência mecânica do concreto**. 2001, 165p. Dissertação de mestrado, PPGEC/ Universidade Federal de Santa Maria, RS, 2001.

MONTEIRO, E. C. B. **Avaliação do método de extração eletroquímica de cloretos para reabilitação de estruturas de concreto com problemas de corrosão de armaduras**. São Paulo, 2002. 211p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Construção Civil, 2002.

MOURA, W. A. **Utilização de escória de cobre como adição e como agregado miúdo para concreto**. Porto Alegre, 2000, 207 p. Tese (Doutorado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2000.

NEHDI, M.; SOLIMAN, A. M. Early-age properties of concrete: overview of fundamental concepts and state-of-the-art research. **Construction Materials**, [S.1]. v. 164, p. 57-77, 2011.

NEPOMUCENO, A. A. **Comportamiento de Morteros de reparación frente a la carbonatación y la penetración de cloruros en estructuras de hormigón armado dañadas por corrosión de armaduras. Estudio mediante la resistencia de polarización**. 1992. 371 p. Tese (doutorado). Universidad Politécnica de Madrid. Madrid. Espanha, 1992.

NEVILLE, A.M. **Properties of concrete**. 3rd ed. Longman; 1981.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. Tradução Salvador E. Giammusso. 2 ed. São Paulo, ed. PINI. 828 p., 1997.

OBERHOLSTER, J. H. et al. Durability of Cementitious Systems. In: **Structures and**

Performance of Cements. P. Barnes. Eds. Applied Science Publishers LTD: 1983, p. 365-413, 1st Edition.

OLLIVIER, J. P. **Durability of concrete.** Boletim técnico da Escola Politécnica da USP, BT/PCC/192, 129 p., 1998.

OZBAY, E., SAHARAN, M., LANCHEMI, M., YUCEL, H. E. . Self-Healing of Microcracks in High-Volume Fly-Ash- Incorporated, **Engineered Cementitious Composites** by Erdog. n. 110, p. 33–44, 2013.

OZYILDIRIM, C. Rapid Chloride permeability testing of silica-fume concrete. **Cement, Concrete and Aggregates**, v.6, p.53-56. Jun. 1994.

PAGE, C.L.; SHORT, N.R., HOLDEN, W.R. The influence of different cements on chloride-induced corrosion of reinforcing steel. **Cement and Concrete Research**, v.16, p.79-86, 1986.

PANE, I.; HANSEN, W. Investigation on key properties controlling early-age stress development of blended cement concrete. **Cement and Concrete Research**. v.38, p. 1325–1335, 2008.

PAUL, S. C., ZIJL G. P. A. G. Crack Formation and Chloride Induced Corrosion in Reinforced Strain Hardening Cement-Based Composite (R/SHCC). **Journal of Advanced Concrete Technology**. v. 12, p. 340-351, 2014.

PAULON, V. e KIRCHHEIM, A.P. Nanoestrutura e microestrutura do concreto endurecido. In: **Concreto: Ciência e Tecnologia**. IBRACON, 931 p., 2011.

PLANTE, P.; BILODEAU, A. A rapid chloride ion permeability test: data on concretes incorporating supplementary cementing materials. In: INTERNATIONAL CONFERENCE FLY ASH, SILICA FUME, SLAG AND NATURAL POZZOLANS IN CONCRETE, 1989, Tronchein. **Proceedings...**1989, v.1, p. 625-644 (ACI SP 144-30).

PEREIRA, V. G. A. **Avaliação dos Coeficientes de Difusão de Cloretos em Concretos: Influência do Tipo de Cimento, da Relação a/c da Temperatura e do Tempo de Cura.** 2001. 154 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS. Porto Alegre, 2001.

PEREIRA, G. A.; DAL MOLIN, D. C. C. Avaliação da penetração acelerada de íons cloreto em concretos confeccionados com diferentes tipos de cimento, relação a/c, temperatura e tempo de cura. In: ENCONTRO NACIONAL DE TECNOLOGIA DO AMBIENTE CONSTRUÍDO°, 9., Foz do Iguaçu — PR. **Anais...** Foz do Iguaçu, p. 1211-1219, 2002.

PETER, N. et al. Silica-based self-healing microcapsules for self-repair in concrete. **Journal of Applied Polymer Science**.v. 43090, n. 10, p. 1–12, 2016.

POSSER, N.D.; MASUERO, A.B.; ZIMMERMANN, N.; NAPPI, S. Influência do uso de Aditivos nas Propriedades de Absorção, Permeabilidade e Porosidade em Argamassas de Recuperação. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 46º, Florianópolis, 2004. **Anais...** São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2004 (CD-ROM).

PEREIRA, V. C. O. **Estudo da influência do tipo de cimento em relação à corrosão de armaduras com íons cloreto**. 2011. 156 p. Dissertação (mestrado) – Universidade de Pernambuco. Recife, 2011.

RAMACHANDRAN, S.K., RAMAKRISHNAN, V., BANG, S.S. Remediation of concrete using microorganisms, **ACI Mater. J.**, v.98, n.1, 2001.

RAMACHANDRAN, V. S. et al. **Handbook of thermal analysis of construction materials**. Institute for Research in Construction. National Research Council of Canada. Noyes Publications, New York, U.S.A. 2002.

RASHEDUZZAFAR, Influence of cement composition on concrete durability, **ACI Materials Journal** (American Concrete Institute), v 89, n 6, p. 574-586, Nov-Dec, 1992.

ROIG-FLORES, M. et al. Self-healing capability of concrete with crystalline admixtures in different environments. **Construction and Building Materials**, v. 86, p. 1–11, 2015.

ROIG-FLORES, M. et al. Effect of crystalline admixtures on the self-healing capability of early-age concrete studied by means of permeability and crack closing tests. **Construction and Building Materials**, v. 114, p. 447–457, 2016.

ROOJI, M. R. et al. Self-Healing Phenomena. In: **RILEM Technical Committee 221-SHC**, [S.1] Springer, 266 p., 2013.

RUBIN, C.; ISAÍÁ, G.; GASTALDINI, L.; CANTARELLI, G. TERNUS, C. **Estudo da Penetração de Cloretos em misturas Binárias e Ternárias de Escória Granulada, Cinza Volate e Cal Hidratada na Camada de Cobrimento**. In: II SEMENGO. Seminário e Workshop em engenharia oceânica. Universidade Federal do Rio Grande (FURG), 2006.

SALVADOR, P. F. **Influência dos ciclos de execução nas deformações das estruturas de concreto armado de edifícios de andares múltiplos**. 2007. 140p. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2007.

SAHMARAN, M.; YILDIRIM, G.; ERDEM, T. K. Self-healing capability of cementitious composites incorporating different supplementary cementitious materials. **Cement and Concrete Composites**, v. 35, n. 1, p. 89–101, 2013.

ŠAVIJA, B. et al. Chloride ingress in cracked concrete: a laser induced breakdown spectroscopy (LIBS) study. **Journal of Advanced Concrete Technology**, v. 12, n. October, p. 425–442, 2014.

SATO, N. M. N. **Análise da porosidade e de propriedades de transporte de massa em concretos**. 1998, 172 p. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia de Construção Civil, USP, Brasil, 1998.

SATO, N. M. N.; AGOPYAN, V. **Influence of porosity on water and chloride ion transport through concrete**. In: Concrete under severe conditions, 2001, Vancouver. Concrete under severe conditions, v. 1, p. 412-419, 2001.

SCHÖLLHORN, R. **Em Progress in Intercalation Research**; Müller-Warmuth, W.; Schöllhorn, R., eds.; Kluwer Academic Publishers: Dordrecht, 1994.

SHAM, F. C.; CHEN, Nelson; LONG, Liu. Surface crack detection by flash thermography on concrete surface. **Insight-Non-Destructive Testing and Condition Monitoring**, v. 50, n. 5, p. 240-243, 2008.

SHAM, F. C. J. **Studies of using infrared flash thermography (FT) for detection of surface cracks, subsurface defects and water-paths in building concrete structures**. 2008. 227p. Doctoral dissertation. City University of Hong Kong.

SCHNEIDER, J. A. **Penetração de Cloretos em concretos com Escória de Alto Forno e Ativador Químico Submetido a Diferentes Períodos de Cura**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2005.

SCHNEIDER, R. S. et al. O uso de técnicas de sensoriamento remoto para detectar microfissuras em concretos submetidos ao carregamento precoce. In: Congresso Luso-Brasileiro de Materiais de Construção Sustentáveis (CLB MCS), 1., 2014, Guimarães, Portugal. **Anais**, v.2, p. 540-551. ISSN 2183-1866.

SILVA, I. J.; LIBORIO, J. B. L.; MELO, A. B. Medida da Estrutura Porosa de Pasta de Concreto de Cimento Portland. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 46º, Florianópolis, 2004. **Anais**. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2004 (CD-ROM).

SILVA, E. F. **Variações dimensionais em concretos de alto desempenho contendo aditivo redutor de retração**. 2007. 357 f. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação de Engenharia – Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2007.

SILVA, M. P. **Retração total e penetração de cloretos de concretos compostos com cinza de CCA de diferentes toeres de carbono grafítico**. 2012. 125 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2012.

SILVA FILHO, L. C. P. **Durabilidade do Concreto à Ação de Sulfatos: Análise do Efeito da Permeação de Água e da Adição de Microssilica**. 1994. 143p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1994.

SILVEIRA, A. A. **Contribuição ao Estudo do Efeito da Incorporação de Cinza de Casca de Arroz em Concretos Submetidos à Reação Álcali-Agregado**. 2007, 226 p. Tese. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

SMITH, B. C. **Infrared Spectral Interpretation: A Systematic Approach**. Boca Raton: CRC Press, 264p., 1999.

SONG, H. W., PACK, S. W., LEE, C. H., KWON, S. J. Service life prediction of concrete structures under marine environment considering coupled deterioration. **Journal of Restoration of Building and Monuments**. p. 265–284, 2006.

STURRUP, V. R., VECCHIO, F. J., CARATIN, H. Pulse velocity as a measure of concrete compressive strength. In: *Situ/Nondestructive testing of concrete*. Special publication SP-82, **American Concrete Institute**, Detroit, 1984, p. 201-228.

TANG, W.; KARDANI, O.; CUI, H. Robust evaluation of self-healing efficiency in cementitious materials – A review. **Construction and Building Materials**, v. 81, p. 233–247, 2015.

TAYLOR, H. F. W. **Cement Chemistry**. Academic Press. London. 2nd Edition. 491p., 1990.

TER HEIDE, N. **Crack healing in hydrating concrete**. 2005. Thesis (Master of Applied Science) - Delft University of Technology. Faculty of Civil Engineering and Geosciences. Microlab. Delft, 2005.

TER HEIDE, N. e SCHLANGEN, E. Self-healing of early age in concrete. **THE FIRST INTERNATIONAL CONFERENCE ON SELF-HEALING MATERIALS**. 1., 2007, Noordwijka an Zee. **Proceedings...** 2007, The Netherlands, 2007.

TRINDADE, G. H.; **Durabilidade do concreto com cinza de casca de arroz natural sem moagem: mitigação da reação álcali-sílica e penetração de cloretos**. 2011. 198 p. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Santa Maria, 2011.

TOONGOENTHONG, K., MAEKAWA, K. Simulation of coupled corrosive product formation, migration into crack and propagation in reinforced concrete sections. **Journal of Advanced Concrete Technology**. p. 253–265, 2005.

TUBINO, Matthieu e SIMONI, José de Alencar. Determinação experimental dos raios dos íons sódio e cloretos, **Química Nova**. v. 30, n.7, p. 1763-1767, 2007.

VIEIRA, G. **Influência da microfissuração causada por carregamento precoce nas propriedades mecânicas de concretos produzidos com diferentes tipos de cimento**. 2008. 189 p. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2008.

VILLAGRÁN-ZACCARDI, Y. A.; TAUS, V. L.; DI MAIO, Á. A. Time Evolution of Chloride Penetration in Blended Cement Concrete. **ACI Materials Journal**. v. 107, n.6, p. 593–602, 2010.

WANG, L.; UEDA T. Mesoscale Modelling of the Chloride Diffusion in Cracks and Cracked Concrete. **Journal of Advanced Concrete Technology**. 2011; v. 9, n.3, p. 241–249.

WANG, J. et al. Cement & Concrete Composites X-ray computed tomography proof of bacterial-based self-healing in concrete. **Cement and Concrete Composites**, v. 53, p. 289–304, 2014.

WANG, P., YAO, X.; WITTMANN, F.H; ZHANG, P.; ZHAO, T. Influence of Imposed Compressive Stress and Subsequent Self-healing on Capillary Absorption and Chloride Penetration. **High Performance Fiber Reinforced Cement Composites**. Stuttgart, Germany, p.242-250, June 1-3, 2015.

WEBB, P. A. **Volume and density determinations for particle technologist**. Norcross: Micromeritics Instrument Corp., 2001. 16p.

WEE T. H. et al. Influence of aggregate fraction in the mix on reliability of the rapid chloride permeability test. **Cement and Concrete Composites**, USA: Elsevier Science, v.21. n. 1, p.59-72, 1999.

WHITE, S.R. et al. Autonomic healing of polymer composites. **Nature**. p. 409-794, 2001.

WYPYCH, F. et al.. Comportamento térmico da caulinita hidratada, **Química Nova**. v. 26, n.1, p. 30-35, 2003.

WOLF, J. **Estudo Sobre a Durabilidade de Concretos de Alta Resistência com Adições de Microsílica**. 1991. 145 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1991.

WU, M. et al. A review: Self-healing in cementitious materials and engineered cementitious composite as a self-healing material. **Cement and Concrete Research**, v.28, p. 571– 583, 2012.

YANG, Y. et al. Autogenous healing of engineered cementitious composites under wet-dry cycles. **Cement and Concrete Research**, Oxford. v. 39, p. 382–390, 2009.

YANG, Y.; YANG, E. H.; LI, V. C. Li. Autogenous healing of engineered cementitious composites at early age, **Cement and Concrete Research**. v.41, p. 176–183, 2011.

ZHANG, Z.; QIAN, S.; MA, H. Investigating mechanical properties and self-healing behavior of micro-cracked ECC with different volume of fly ash. **Construction and Building Materials**, v. 52, p. 17–23, 2014.

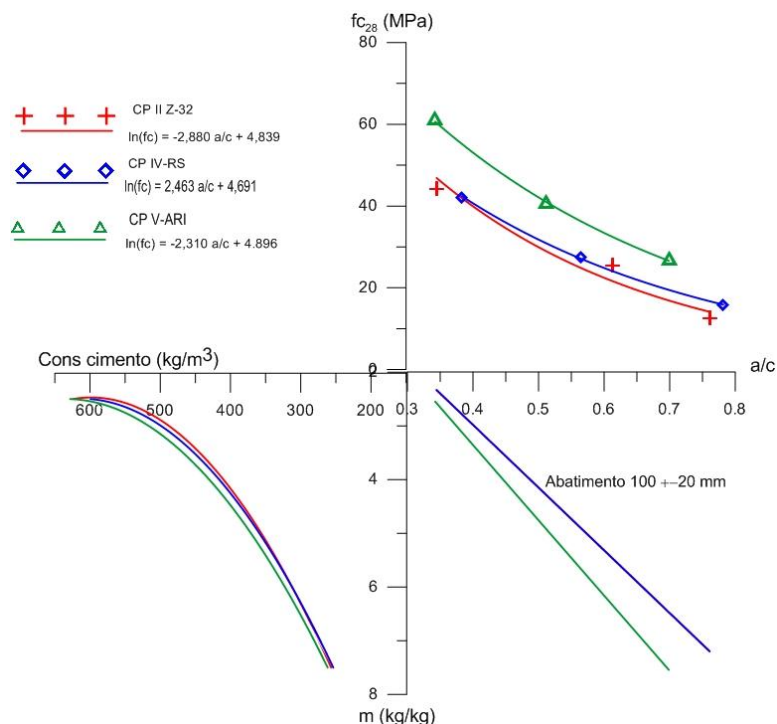
ZHANG, J. L. et al. Screening of bacteria for self-healing of concrete cracks and optimization of the microbial calcium precipitation process. **Applied Microbiology and Biotechnology**. p. 6661–6670, 2016.

ZHONG, W.; YAO, W. Influence of damage degree on self-healing of concrete. **Construction and Building Materials**. v.22, n. 6, p. 1137–1142, 2008.

7 APÊNDICES

APÊNDICE A – DIAGRAMA DE DOSAGEM DOS CONCRETOS

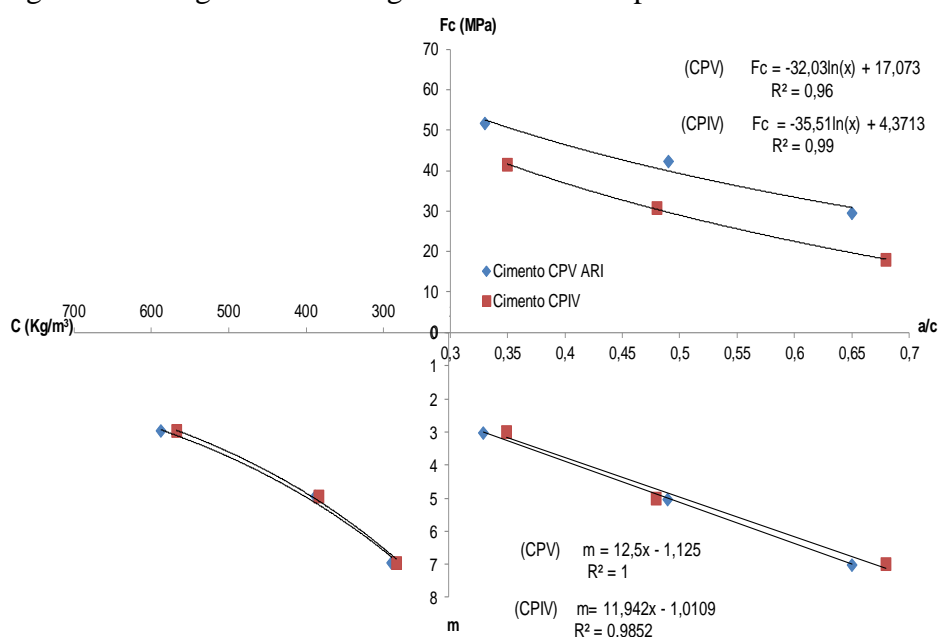
Figura A1 - Diagrama de Dosagem dos concretos produzidos na ETAPA 1.



Observação: Para o cimento CP V ARI, o ponto correspondente à relação a/c 0,70 ficou situado fora da curva de dosagem, o mesmo ocorrendo para o cimento CP IV com a relação a/c 0,35. Contudo, decidiu-se adotar os valores extrapolados e manter os traços calculados, considerando-se que tais diferenças não trariam prejuízos quanto aos resultados obtidos.

Fonte: Bernardino, 2016.

Figura A2- Diagrama de Dosagem dos concretos produzidos na ETAPA 2.

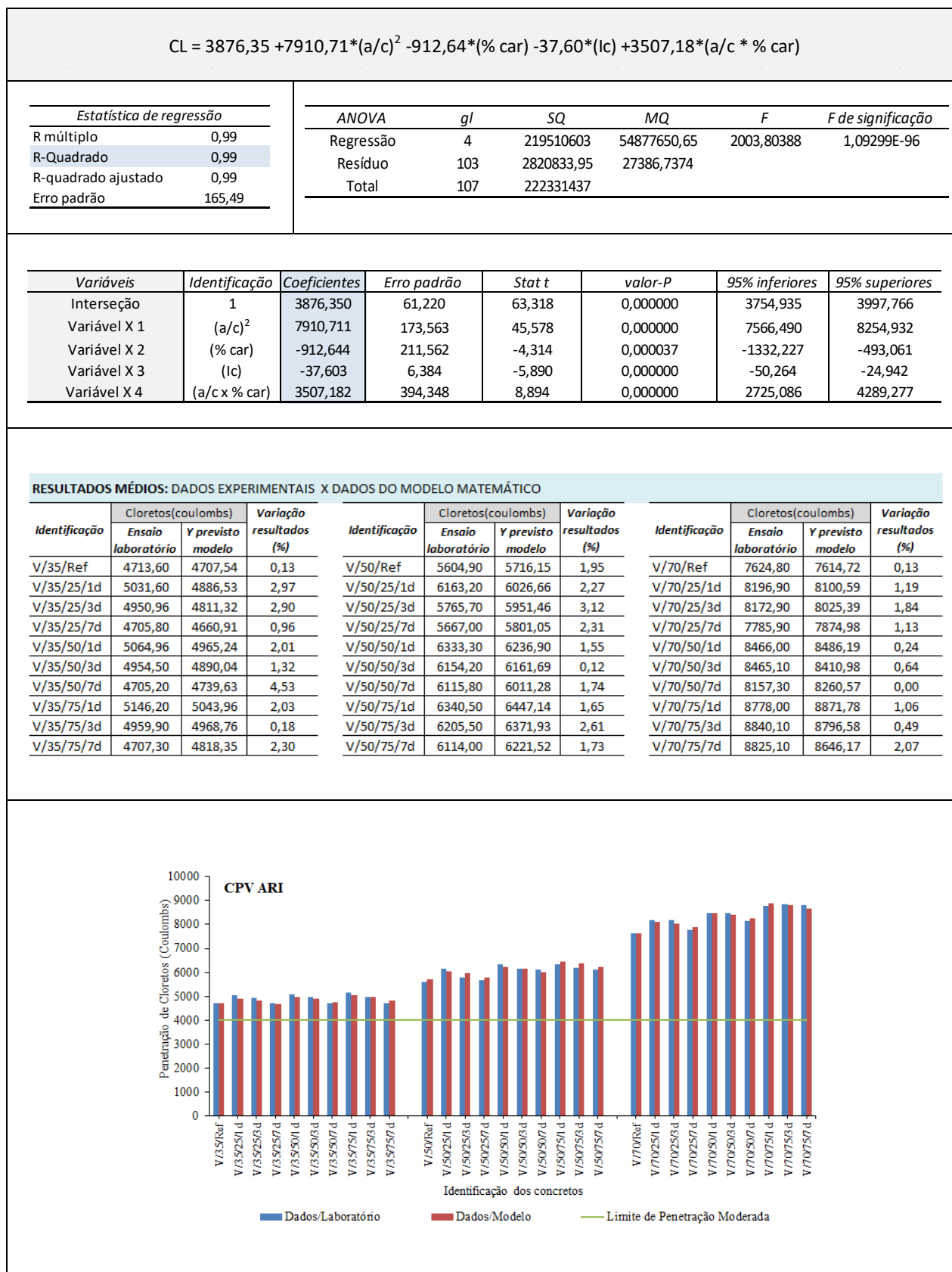


APÊNDICE B - RESULTADOS BRUTOS DE PENETRAÇÃO DE CLORETOS PARA A IDADE DE 28 DIAS - ETAPA 1.

| CIMENTO CPV ARI | | | CIMENTO CP II-Z | | | CIMENTO CPIV | | |
|-----------------------|--------------------------------|------------------|-----------------------|--------------------------------|------------------|-----------------------|--------------------------------|------------------|
| Identificação/amostra | Penetração/Cloretos (Coulombs) | Média (Coulombs) | Identificação/amostra | Penetração/Cloretos (Coulombs) | Média (Coulombs) | Identificação/amostra | Penetração/Cloretos (Coulombs) | Média (Coulombs) |
| V/35/Ref-1 | 4647,60 | 4713,60 | II/35/Ref-1 | 2527,20 | 2395,50 | IV/35/Ref-1 | 2106,90 | 2107,80 |
| V/35/Ref-2 | 4824,90 | | II/35/Ref-2 | 2388,50 | | IV/35/Ref-2 | 2088,30 | |
| V/35/Ref-3 | 4668,30 | | II/35/Ref-3 | 2270,80 | | IV/35/Ref-3 | 2128,20 | |
| V/35/25/1d-1 | 4840,40 | 5031,60 | II/35/25/1d-1 | 2812,40 | 2809,20 | IV/35/25/1d-1 | 2250,09 | 2252,76 |
| V/35/25/1d-2 | 5079,20 | | II/35/25/1d-2 | 2962,40 | | IV/35/25/1d-2 | 2244,69 | |
| V/35/25/1d-3 | 5175,20 | | II/35/25/1d-3 | 2652,80 | | IV/35/25/1d-3 | 2263,50 | |
| V/35/25/3d-1 | 5038,60 | 4950,96 | II/35/25/3d-1 | 2813,40 | 2880,30 | IV/35/25/3d-1 | 2238,12 | 2235,02 |
| V/35/25/3d-2 | 4772,28 | | II/35/25/3d-2 | 2850,30 | | IV/35/25/3d-2 | 2247,57 | |
| V/35/25/3d-3 | 5042,00 | | II/35/25/3d-3 | 2977,20 | | IV/35/25/3d-3 | 2219,38 | |
| V/35/25/7d-1 | 4625,80 | 4705,80 | II/35/25/7d-1 | 2527,20 | 2562,60 | IV/35/25/7d-1 | 2211,51 | 2205,00 |
| V/35/25/7d-2 | 4900,60 | | II/35/25/7d-2 | 2511,90 | | IV/35/25/7d-2 | 2198,68 | |
| V/35/25/7d-3 | 4591,00 | | II/35/25/7d-3 | 2648,70 | | IV/35/25/7d-3 | 2204,82 | |
| V/35/50/1d-1 | 5255,40 | 5064,96 | II/35/50/1d-1 | 3456,70 | 3554,10 | IV/35/50/1d-1 | 2333,97 | 2337,90 |
| V/35/50/1d-2 | 4928,68 | | II/35/50/1d-2 | 3643,30 | | IV/35/50/1d-2 | 2340,97 | |
| V/35/50/1d-3 | 5010,80 | | II/35/50/1d-3 | 3562,30 | | IV/35/50/1d-3 | 2338,76 | |
| V/35/50/3d-1 | 4922,40 | 4954,50 | II/35/50/3d-1 | 3335,40 | 3313,20 | IV/35/50/3d-1 | 2256,12 | 2244,47 |
| V/35/50/3d-2 | 5024,40 | | II/35/50/3d-2 | 3282,30 | | IV/35/50/3d-2 | 2235,56 | |
| V/35/50/3d-3 | 4916,70 | | II/35/50/3d-3 | 3321,90 | | IV/35/50/3d-3 | 2241,72 | |
| V/35/50/7d-1 | 4288,50 | 4705,20 | II/35/50/7d-1 | 3114,90 | 3061,80 | IV/35/50/7d-1 | 2204,40 | 2233,50 |
| V/35/50/7d-2 | 4948,20 | | II/35/50/7d-2 | 3132,00 | | IV/35/50/7d-2 | 2195,98 | |
| V/35/50/7d-3 | 4878,90 | | II/35/50/7d-3 | 2938,50 | | IV/35/50/7d-3 | 2300,12 | |
| V/35/75/1d-1 | 5037,30 | 5146,20 | II/35/75/1d-1 | 3777,80 | 3626,70 | IV/35/75/1d-1 | 2430,53 | 2437,50 |
| V/35/75/1d-2 | 5260,50 | | II/35/75/1d-2 | 3569,60 | | IV/35/75/1d-2 | 2414,17 | |
| V/35/75/1d-3 | 5140,80 | | II/35/75/1d-3 | 3532,70 | | IV/35/75/1d-3 | 2467,80 | |
| V/35/75/3d-1 | 5012,60 | 4959,90 | II/35/75/3d-1 | 3465,50 | 3369,00 | IV/35/75/3d-1 | 2389,50 | 2407,80 |
| V/35/75/3d-2 | 4973,70 | | II/35/75/3d-2 | 3278,90 | | IV/35/75/3d-2 | 2451,60 | |
| V/35/75/3d-3 | 4893,40 | | II/35/75/3d-3 | 3362,60 | | IV/35/75/3d-3 | 2382,30 | |
| V/35/75/7d-1 | 4563,40 | 4707,30 | II/35/75/7d-1 | 3037,40 | 3113,70 | IV/35/75/7d-1 | 2214,81 | 2249,10 |
| V/35/75/7d-2 | 4748,30 | | II/35/75/7d-2 | 3089,10 | | IV/35/75/7d-2 | 2257,52 | |
| V/35/75/7d-3 | 4810,20 | | II/35/75/7d-3 | 3214,60 | | IV/35/75/7d-3 | 2274,97 | |
| V/50/Ref-1 | 5503,40 | 5604,90 | II/50/Ref-1 | 2746,50 | 2902,20 | IV/50/Ref-1 | 2474,80 | 2523,60 |
| V/50/Ref-2 | 5783,80 | | II/50/Ref-2 | 3033,60 | | IV/50/Ref-2 | 2506,10 | |
| V/50/Ref-3 | 5527,50 | | II/50/Ref-3 | 2926,50 | | IV/50/Ref-3 | 2589,90 | |
| V/50/25/1d-1 | 6019,70 | 6163,20 | II/50/25/1d-1 | 3066,27 | 3225,00 | IV/50/25/1d-1 | 2803,50 | 2776,20 |
| V/50/25/1d-2 | 6327,90 | | II/50/25/1d-2 | 3292,22 | | IV/50/25/1d-2 | 2783,70 | |
| V/50/25/1d-3 | 6142,00 | | II/50/25/1d-3 | 3316,50 | | IV/50/25/1d-3 | 2741,40 | |
| V/50/25/3d-1 | 5701,50 | 5765,70 | II/50/25/3d-1 | 3114,00 | 3104,70 | IV/50/25/3d-1 | 2743,28 | 2692,56 |
| V/50/25/3d-2 | 5583,60 | | II/50/25/3d-2 | 3114,00 | | IV/50/25/3d-2 | 2642,50 | |
| V/50/25/3d-3 | 6012,00 | | II/50/25/3d-3 | 3086,10 | | IV/50/25/3d-3 | 2691,90 | |
| V/50/25/7d-1 | 5656,90 | 5667,00 | II/50/25/7d-1 | 2925,45 | 2953,50 | IV/50/25/7d-1 | 2601 | 2598,40 |
| V/50/25/7d-2 | 5808,10 | | II/50/25/7d-2 | 2982,6 | | IV/50/25/7d-2 | 2599,2 | |
| V/50/25/7d-3 | 5536,00 | | II/50/25/7d-3 | 2952,45 | | IV/50/25/7d-3 | 2594,988 | |
| V/50/50/1d-1 | 6401,70 | 6333,30 | II/50/50/1d-1 | 3759,30 | 3786,60 | IV/50/50/1d-1 | 3083,40 | 3116,70 |
| V/50/50/1d-2 | 6489,90 | | II/50/50/1d-2 | 3726,90 | | IV/50/50/1d-2 | 3195,90 | |
| V/50/50/1d-3 | 6108,30 | | II/50/50/1d-3 | 3873,60 | | IV/50/50/1d-3 | 3070,80 | |
| V/50/50/3d-1 | 6057,50 | 6154,20 | II/50/50/3d-1 | 3700,80 | 3535,80 | IV/50/50/3d-1 | 3075,90 | 3002,10 |
| V/50/50/3d-2 | 6297,10 | | II/50/50/3d-2 | 3360,90 | | IV/50/50/3d-2 | 2984,10 | |
| V/50/50/3d-3 | 6108,00 | | II/50/50/3d-3 | 3545,70 | | IV/50/50/3d-3 | 2946,30 | |
| V/50/50/7d-1 | 6235,20 | 6115,80 | II/50/50/7d-1 | 3573,00 | 3387,30 | IV/50/50/7d-1 | 2948,50 | 2997,30 |
| V/50/50/7d-2 | 5994,00 | | II/50/50/7d-2 | 3353,40 | | IV/50/50/7d-2 | 3074,50 | |
| V/50/50/7d-3 | 6118,20 | | II/50/50/7d-3 | 3235,50 | | IV/50/50/7d-3 | 2968,90 | |
| V/50/75/1d-1 | 6354,50 | 6340,50 | II/50/75/1d-1 | 4166,10 | 4176,90 | IV/50/75/1d-1 | 3220,20 | 3256,80 |
| V/50/75/1d-2 | 6247,00 | | II/50/75/1d-2 | 4199,40 | | IV/50/75/1d-2 | 3258,00 | |
| V/50/75/1d-3 | 6420,00 | | II/50/75/1d-3 | 4165,20 | | IV/50/75/1d-3 | 3292,20 | |
| V/50/75/3d-1 | 6075,00 | 6205,50 | II/50/75/3d-1 | 3915,00 | 3915,90 | IV/50/75/3d-1 | 3096,00 | 3140,40 |
| V/50/75/3d-2 | 6117,30 | | II/50/75/3d-2 | 3895,20 | | IV/50/75/3d-2 | 3216,60 | |
| V/50/75/3d-3 | 6424,20 | | II/50/75/3d-3 | 3937,50 | | IV/50/75/3d-3 | 3108,60 | |
| V/50/75/7d-1 | 6144,80 | 6114,00 | II/50/75/7d-1 | 3418,20 | 3468,30 | IV/50/75/7d-1 | 3091,50 | 3103,80 |
| V/50/75/7d-2 | 6021,90 | | II/50/75/7d-2 | 3533,40 | | IV/50/75/7d-2 | 3114,00 | |
| V/50/75/7d-3 | 6175,30 | | II/50/75/7d-3 | 3453,30 | | IV/50/75/7d-3 | 3105,90 | |
| V/70/Ref-1 | 7456,20 | 7624,80 | II/70/Ref-1 | 4261,00 | 4326,30 | IV/70/Ref-1 | 3040,20 | 3015,90 |
| V/70/Ref-2 | 7555,90 | | II/70/Ref-2 | 4342,50 | | IV/70/Ref-2 | 3006,90 | |
| V/70/Ref-3 | 7862,30 | | II/70/Ref-3 | 4375,40 | | IV/70/Ref-3 | 3000,60 | |
| V/70/25/1d-1 | 8160,90 | 8196,90 | II/70/25/1d-1 | 5247,90 | 5104,50 | IV/70/25/1d-1 | 3102,10 | 3126,00 |
| V/70/25/1d-2 | 8399,80 | | II/70/25/1d-2 | 5033,70 | | IV/70/25/1d-2 | 3079,40 | |
| V/70/25/1d-3 | 8030,00 | | II/70/25/1d-3 | 5031,90 | | IV/70/25/1d-3 | 3196,50 | |
| V/70/25/3d-1 | 8017,10 | 8172,90 | II/70/25/3d-1 | 4662,90 | 4753,20 | IV/70/25/3d-1 | 3019,50 | 3046,80 |
| V/70/25/3d-2 | 8308,00 | | II/70/25/3d-2 | 4741,20 | | IV/70/25/3d-2 | 3056,40 | |
| V/70/25/3d-3 | 8193,60 | | II/70/25/3d-3 | 4855,50 | | IV/70/25/3d-3 | 3064,50 | |
| V/70/25/7d-1 | 7873,80 | 7785,90 | II/70/25/7d-1 | 4386,60 | 4446,60 | IV/70/25/7d-1 | 2970,00 | 3003,00 |
| V/70/25/7d-2 | 7667,40 | | II/70/25/7d-2 | 4476,60 | | IV/70/25/7d-2 | 3014,10 | |
| V/70/25/7d-3 | 7816,50 | | II/70/25/7d-3 | 4476,60 | | IV/70/25/7d-3 | 3024,90 | |
| V/70/50/1d-1 | 8549,30 | 8466,00 | II/70/50/1d-1 | 5332,50 | 5304,60 | IV/70/50/1d-1 | 3321,90 | 3310,80 |
| V/70/50/1d-2 | 8277,50 | | II/70/50/1d-2 | 5126,40 | | IV/70/50/1d-2 | 3313,80 | |
| V/70/50/1d-3 | 8571,20 | | II/70/50/1d-3 | 5454,90 | | IV/70/50/1d-3 | 3296,70 | |
| V/70/50/3d-1 | 8354,90 | 8465,10 | II/70/50/3d-1 | 5110,20 | 5157,00 | IV/70/50/3d-1 | 3232,80 | 3229,20 |
| V/70/50/3d-2 | 8599,80 | | II/70/50/3d-2 | 5094,90 | | IV/70/50/3d-2 | 3235,50 | |
| V/70/50/3d-3 | 8440,60 | | II/70/50/3d-3 | 5265,90 | | IV/70/50/3d-3 | 3219,30 | |
| V/70/50/7d-1 | 8216,10 | 8157,30 | II/70/50/7d-1 | 4753,80 | 4893,90 | IV/70/50/7d-1 | 3240,00 | 3211,50 |
| V/70/50/7d-2 | 8112,60 | | II/70/50/7d-2 | 4984,20 | | IV/70/50/7d-2 | 3200,40 | |
| V/70/50/7d-3 | 8143,20 | | II/70/50/7d-3 | 4943,70 | | IV/70/50/7d-3 | 3194,10 | |
| V/70/75/1d-1 | 8793,50 | 8778,00 | II/70/75/1d-1 | 5405,40 | 5477,10 | IV/70/75/1d-1 | 3386,70 | 3393,90 |
| V/70/75/1d-2 | 8914,40 | | II/70/75/1d-2 | 5513,40 | | IV/70/75/1d-2 | 3414,60 | |
| V/70/75/1d-3 | 8626,10 | | II/70/75/1d-3 | 5512,50 | | IV/70/75/1d-3 | 3380,40 | |
| V/70/75/3d-1 | 8899,30 | 8840,10 | II/70/75/3d-1 | 5150,70 | 5160,00 | IV/70/75/3d-1 | 3291,30 | 3295,80 |
| V/70/75/3d-2 | 8767,70 | | II/70/75/3d-2 | 5157,00 | | IV/70/75/3d-2 | 3293,10 | |
| V/70/75/3d-3 | 8853,30 | | II/70/75/3d-3 | 5172,30 | | IV/70/75/3d-3 | 3303,00 | |
| V/70/75/7d-1 | 8895,80 | 8825,10 | II/70/75/7d-1 | 4794,30 | 4924,20 | IV/70/75/7d-1 | 3124,80 | 3148,50 |
| V/70/75/7d-2 | 8736,10 | | II/70/75/7d-2 | 4970,70 | | IV/70/75/7d-2 | 3168,90 | |
| V/70/75/7d-3 | 8843,40 | | II/70/75/7d-3 | 5007,60 | | IV/70/75/7d-3 | 3151,80 | |

Influência da microfissuração causada nas primeiras idades na durabilidade de concretos ao longo do tempo (*self-healing*).

APÊNDICE C - MODELO MATEMÁTICO DE PENETRAÇÃO DE CLORETOS PARA AS MISTURAS COM CIMENTO CPV ARI - ETAPA 1.



APÊNDICE D - RESÍDUOS DA ANÁLISE DA PENETRAÇÃO DE CLORETOS DO CIMENTO CPV ARI - ETAPA 1.

| CIMENTO CPV ARI | | % DE CARREGAMENTO (A) | | | % DE CARREGAMENTO (A) | | | % DE CARREGAMENTO (A) | | | % DE CARREGAMENTO (A) | | |
|--|---------|---------------------------|---------|---------|---------------------------|---------|---------|---------------------------|---------|---------|---------------------------|---------|---------|
| | | 0% | | | 25% | | | 50% | | | 75% | | |
| | | IDADE DE CARREGAMENTO (B) | | | IDADE DE CARREGAMENTO (B) | | | IDADE DE CARREGAMENTO (B) | | | IDADE DE CARREGAMENTO (B) | | |
| | | 1 DIA | 3 DIAS | 7 DIAS | 1 DIA | 3 DIAS | 7 DIAS | 1 DIA | 3 DIAS | 7 DIAS | 1 DIA | 3 DIAS | 7 DIAS |
| RELAÇÃO A/C (C) | 0,35 | 4647,60 | 4647,60 | 4647,60 | 4840,40 | 5038,60 | 4625,80 | 5255,40 | 4922,40 | 4588,50 | 5037,30 | 5012,60 | 4563,40 |
| | | 4824,90 | 4824,90 | 4824,90 | 5079,20 | 4772,28 | 4900,60 | 4928,68 | 5024,40 | 4848,20 | 5260,50 | 4973,70 | 4748,30 |
| | | 4668,30 | 4668,30 | 4668,30 | 5175,20 | 5042,00 | 4591,00 | 5010,80 | 4916,70 | 4678,90 | 5140,80 | 4893,40 | 4810,20 |
| | 0,50 | 5503,40 | 5503,40 | 5503,40 | 6019,70 | 5701,50 | 5656,90 | 6401,70 | 6057,50 | 6235,20 | 6354,50 | 6075,00 | 6144,80 |
| | | 5783,80 | 5783,80 | 5783,80 | 6327,90 | 5583,60 | 5808,10 | 6489,90 | 6297,10 | 5994,00 | 6247,00 | 6117,30 | 6021,90 |
| | | 5527,50 | 5527,50 | 5527,50 | 6142,00 | 6012,00 | 5536,00 | 6108,30 | 6108,00 | 6118,20 | 6420,00 | 6424,20 | 6175,30 |
| | 0,70 | 7456,20 | 7456,20 | 7456,20 | 8160,90 | 8017,10 | 7873,80 | 8549,30 | 8354,90 | 8216,10 | 8793,50 | 8899,30 | 8895,80 |
| | | 7555,90 | 7555,90 | 7555,90 | 8399,80 | 8308,00 | 7667,40 | 8277,50 | 8599,80 | 8112,60 | 8914,40 | 8767,70 | 8736,10 |
| | | 7862,30 | 7862,30 | 7862,30 | 8030,00 | 8193,60 | 7816,50 | 8571,20 | 8440,60 | 8143,20 | 8626,10 | 8853,30 | 8843,40 |
| 1ª PLANILHA DE MÉDIAS | | | | | | | | | | | | | |
| CIMENTO CPV ARI | | % DE CARREGAMENTO (A) | | | % DE CARREGAMENTO (A) | | | % DE CARREGAMENTO (A) | | | % DE CARREGAMENTO (A) | | |
| | | 0% | | | 25% | | | 50% | | | 75% | | |
| | | IDADE DE CARREGAMENTO (B) | | | IDADE DE CARREGAMENTO (B) | | | IDADE DE CARREGAMENTO (B) | | | IDADE DE CARREGAMENTO (B) | | |
| | | 1 DIA | 3 DIAS | 7 DIAS | 1 DIA | 3 DIAS | 7 DIAS | 1 DIA | 3 DIAS | 7 DIAS | 1 DIA | 3 DIAS | 7 DIAS |
| RELAÇÃO A/C (C) | 0,35 | 4713,60 | 4713,60 | 4713,60 | 5031,60 | 4950,96 | 4705,80 | 5064,96 | 4954,50 | 4705,20 | 5146,20 | 4959,90 | 4707,30 |
| | 0,50 | 5604,90 | 5604,90 | 5604,90 | 6163,20 | 5765,70 | 5667,00 | 6333,30 | 6154,20 | 6115,80 | 6340,50 | 6205,50 | 6114,00 |
| | 0,70 | 7624,80 | 7624,80 | 7624,80 | 8196,90 | 8172,90 | 7785,90 | 8466,00 | 8465,10 | 8157,30 | 8778,00 | 8840,10 | 8825,10 |
| MÉDIAS | MÉDIA B | 1 DIA | 3 DIAS | 7 DIAS | MÉDIA A | 0% | 25% | 50% | 75% | MÉDIA C | 0,35 | 0,50 | 0,70 |
| | | 6455,33 | 6367,68 | 6227,23 | | 5981,10 | 6271,11 | 6490,71 | 6657,40 | | 4863,94 | 5972,83 | 8213,48 |
| 2ª PLANILHA DE DESVIOS RESIDUAIS | | | | | | | | | | | | | |
| CIMENTO CPV ARI | | % DE CARREGAMENTO (A) | | | % DE CARREGAMENTO (A) | | | % DE CARREGAMENTO (A) | | | % DE CARREGAMENTO (A) | | |
| | | 0% | | | 25% | | | 50% | | | 75% | | |
| | | IDADE DE CARREGAMENTO (B) | | | IDADE DE CARREGAMENTO (B) | | | IDADE DE CARREGAMENTO (B) | | | IDADE DE CARREGAMENTO (B) | | |
| | | 1 DIA | 3 DIAS | 7 DIAS | 1 DIA | 3 DIAS | 7 DIAS | 1 DIA | 3 DIAS | 7 DIAS | 1 DIA | 3 DIAS | 7 DIAS |
| RELAÇÃO A/C (C) | 0,35 | -66,00 | -66,00 | -66,00 | -191,20 | 87,64 | -80,00 | 190,44 | -32,10 | -116,70 | -108,90 | 52,70 | -143,90 |
| | | 111,30 | 111,30 | 111,30 | 47,60 | -178,68 | 194,80 | -136,28 | 69,90 | 143,00 | 114,30 | 13,80 | 41,00 |
| | | -45,30 | -45,30 | -45,30 | 143,60 | 91,04 | -114,80 | -54,16 | -37,80 | -26,30 | -5,40 | -66,50 | 102,90 |
| | 0,50 | -101,50 | -101,50 | -101,50 | -143,50 | -64,20 | -10,10 | 68,40 | -96,70 | 119,40 | 14,00 | -130,50 | 30,80 |
| | | 178,90 | 178,90 | 178,90 | 164,70 | -182,10 | 141,10 | 156,60 | 142,90 | -121,80 | -93,50 | -88,20 | -92,10 |
| | | -77,40 | -77,40 | -77,40 | -21,20 | 246,30 | -131,00 | -225,00 | -46,20 | 2,40 | 79,50 | 218,70 | 61,30 |
| | 0,70 | -168,60 | -168,60 | -168,60 | -36,00 | -155,80 | 87,90 | 83,30 | -110,20 | 58,80 | 15,50 | 59,20 | 70,70 |
| | | -68,90 | -68,90 | -68,90 | 202,90 | 135,10 | -118,50 | -188,50 | 134,70 | -44,70 | 136,40 | -72,40 | -89,00 |
| | | 237,50 | 237,50 | 237,50 | -166,90 | 20,70 | 30,60 | 105,20 | -24,50 | -14,10 | -151,90 | 13,20 | 18,30 |
| <p>The figure contains four scatter plots, each with 'Resíduos' on the y-axis ranging from -300 to 300. The x-axes are: 1) Penetração de Cloretos (Coulombs) from 1500 to 9500; 2) Percentual de Carregamento dos concretos from 0% to 80%; 3) Idade de carregamento from 0 to 8; 4) Relação água/cimento from 0,30 to 0,75. Each plot shows a distribution of data points for three different water/cement ratios (0,35, 0,50, 0,70).</p> | | | | | | | | | | | | | |

Influência da microfissuração causada nas primeiras idades na durabilidade de concretos ao longo do tempo (*self-healing*).

APÊNDICE E - MODELO MATEMÁTICO DE PENETRAÇÃO DE CLORETOS PARA AS MISTURAS COM CIMENTO CPII Z - ETAPA 1.

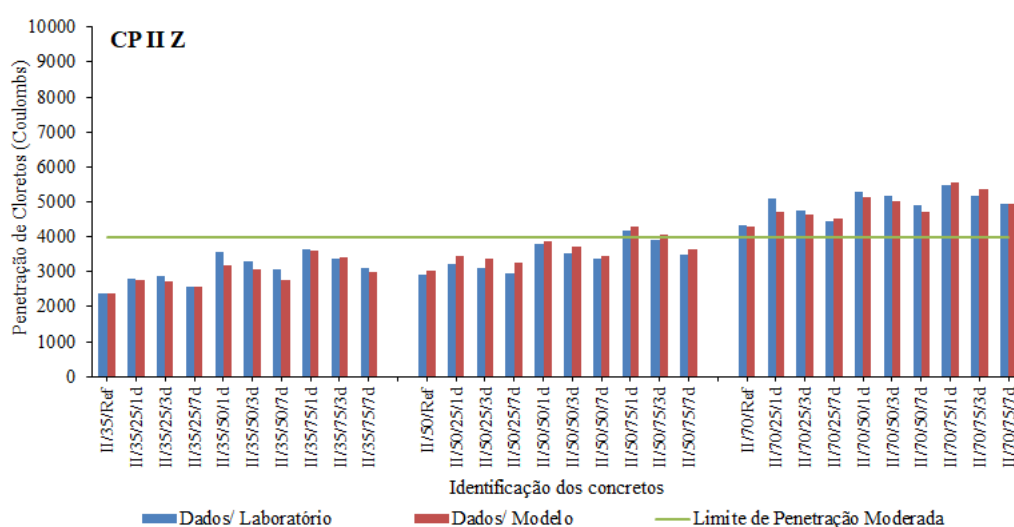
$$CL = 1711,89 + 5291,69 \cdot (a/c)^2 + 1814,80 \cdot (\% \text{ car}) - 140,59 \cdot (lc \cdot \% \text{ car})$$

| Estatística de regressão | | ANOVA | | | | | |
|--------------------------|--------|-----------|-----|-------------|-------------|-------------------|-------------|
| R múltiplo | 0,98 | gl | SQ | MQ | F | F de significação | |
| R-Quadrado | 0,96 | Regressão | 3 | 87349233 | 29116411 | 794,4631 | 1,62754E-71 |
| R-quadrado ajustado | 0,96 | Resíduo | 104 | 3811513,288 | 36649,16623 | | |
| Erro padrão | 191,44 | Total | 107 | 91160746,29 | | | |

| Variáveis | Identificação | Coefficientes | Erro padrão | Stat t | valor-P | 95% inferiores | 95% superiores |
|--------------|--------------------|---------------|-------------|--------|----------|----------------|----------------|
| Interseção | 1 | 1711,894 | 46,460 | 36,847 | 0,000000 | 1619,762 | 1804,025 |
| Variável X 1 | (a/c) ² | 5291,696 | 120,909 | 43,766 | 0,000000 | 5051,929 | 5531,464 |
| Variável X 2 | (% car) | 1814,797 | 87,724 | 20,688 | 0,000000 | 1640,837 | 1988,757 |
| Variável X 3 | (lc x % car) | -140,592 | 15,790 | -8,904 | 0,000000 | -171,903 | -109,280 |

RESULTADOS MÉDIOS: DADOS EXPERIMENTAIS X DADOS DO MODELO MATEMÁTICO

| Identificação | Cloretos(coulombs) | | | Identificação | Cloretos(coulombs) | | | Identificação | Cloretos(coulombs) | | |
|---------------|--------------------|-------------------|--------------------------|---------------|--------------------|-------------------|--------------------------|---------------|--------------------|-------------------|--------------------------|
| | Ensaio laboratório | Y previsto modelo | Variação resultado s (%) | | Ensaio laboratório | Y previsto modelo | Variação resultado s (%) | | Ensaio laboratório | Y previsto modelo | Variação resultado s (%) |
| II/35/Ref | 2395,50 | 2360,13 | 1,48 | II/50/Ref | 2902,20 | 3034,82 | 4,57 | II/70/Ref | 4.326,30 | 4.304,83 | 0,50 |
| II/35/25/1d | 2809,20 | 2778,68 | 1,09 | II/50/25/1d | 3225,00 | 3453,37 | 7,08 | II/70/25/1d | 5.104,50 | 4.723,38 | 7,47 |
| II/35/25/3d | 2880,30 | 2708,38 | 5,97 | II/50/25/3d | 3104,70 | 3383,07 | 8,97 | II/70/25/3d | 4.753,20 | 4.653,08 | 2,11 |
| II/35/25/7d | 2562,60 | 2567,79 | 0,20 | II/50/25/7d | 2953,50 | 3242,48 | 9,78 | II/70/25/7d | 4.446,60 | 4.512,49 | 1,48 |
| II/35/50/1d | 3554,10 | 3197,23 | 10,04 | II/50/50/1d | 3786,60 | 3871,92 | 2,25 | II/70/50/1d | 5.304,60 | 5.141,93 | 3,07 |
| II/35/50/3d | 3313,20 | 3056,64 | 7,74 | II/50/50/3d | 3535,80 | 3731,33 | 5,53 | II/70/50/3d | 5.157,00 | 5.001,34 | 3,02 |
| II/35/50/7d | 3061,80 | 2775,45 | 9,35 | II/50/50/7d | 3387,30 | 3450,14 | 1,86 | II/70/50/7d | 4.893,90 | 4.720,15 | 3,55 |
| II/35/75/1d | 3626,70 | 3615,78 | 0,30 | II/50/75/1d | 4176,90 | 4290,47 | 2,72 | II/70/75/1d | 5.477,10 | 5.560,48 | 1,52 |
| II/35/75/3d | 3369,00 | 3404,89 | 1,07 | II/50/75/3d | 3915,90 | 4079,58 | 4,18 | II/70/75/3d | 5.160,00 | 5.349,59 | 3,67 |
| II/35/75/7d | 3113,70 | 2983,12 | 4,19 | II/50/75/7d | 3468,30 | 3657,81 | 5,46 | II/70/75/7d | 4.924,20 | 4.927,82 | 0,07 |



APÊNDICE F - RESÍDUOS DA ANÁLISE DA PENETRAÇÃO DE CLORETOS DO CIMENTO CPII Z - ETAPA 1.

| CIMENTO CPII Z | | % DE CARREGAMENTO (A) | | | % DE CARREGAMENTO (A) | | | % DE CARREGAMENTO (A) | | | % DE CARREGAMENTO (A) | | | |
|------------------------------|---|---------------------------|---------|---------|---------------------------|---------|---------|---------------------------|---------|---------|---------------------------|---------|---------|------|
| | | 0% | | | 25% | | | 50% | | | 75% | | | |
| | | IDADE DE CARREGAMENTO (B) | | | IDADE DE CARREGAMENTO (B) | | | IDADE DE CARREGAMENTO (B) | | | IDADE DE CARREGAMENTO (B) | | | |
| | | 1 DIA | 3 DIAS | 7 DIAS | 1 DIA | 3 DIAS | 7 DIAS | 1 DIA | 3 DIAS | 7 DIAS | 1 DIA | 3 DIAS | 7 DIAS | |
| RELAÇÃO A/C (C) | 0,35 | 2527,20 | 2527,20 | 2527,20 | 2812,40 | 2813,40 | 2527,20 | 3456,70 | 3335,40 | 3114,90 | 3777,80 | 3465,50 | 3037,40 | |
| | | 2388,50 | 2388,50 | 2388,50 | 2962,40 | 2850,30 | 2511,90 | 3643,30 | 3282,30 | 3132,00 | 3569,60 | 3278,90 | 3089,10 | |
| | | 2270,80 | 2270,80 | 2270,80 | 2652,80 | 2977,20 | 2648,70 | 3562,30 | 3321,90 | 2938,50 | 3532,70 | 3362,60 | 3214,60 | |
| | 0,50 | 2746,50 | 2746,50 | 2746,50 | 3066,27 | 3114,00 | 2925,45 | 3759,30 | 3700,80 | 3573,00 | 4166,10 | 3915,00 | 3418,20 | |
| | | 3033,60 | 3033,60 | 3033,60 | 3292,22 | 3114,00 | 2982,60 | 3726,90 | 3360,90 | 3353,40 | 4199,40 | 3895,20 | 3533,40 | |
| | | 2926,50 | 2926,50 | 2926,50 | 3316,50 | 3086,10 | 2952,45 | 3873,60 | 3545,70 | 3235,50 | 4165,20 | 3937,50 | 3453,30 | |
| | 0,70 | 4261,00 | 4261,00 | 4261,00 | 5247,90 | 4662,90 | 4386,60 | 5332,50 | 5110,20 | 4753,80 | 5405,40 | 5150,70 | 4794,30 | |
| | | 4342,50 | 4342,50 | 4342,50 | 5033,70 | 4741,20 | 4476,60 | 5126,40 | 5094,90 | 4984,20 | 5513,40 | 5157,00 | 4970,70 | |
| | | 4375,40 | 4375,40 | 4375,40 | 5031,90 | 4855,50 | 4476,60 | 5454,90 | 5265,90 | 4943,70 | 5512,50 | 5172,30 | 5007,60 | |
| 1ª PLANILHA DE MÉDIAS | | | | | | | | | | | | | | |
| CIMENTO CPII Z | | % DE CARREGAMENTO (A) | | | % DE CARREGAMENTO (A) | | | % DE CARREGAMENTO (A) | | | % DE CARREGAMENTO (A) | | | |
| | | 0% | | | 25% | | | 50% | | | 75% | | | |
| | | IDADE DE CARREGAMENTO (B) | | | IDADE DE CARREGAMENTO (B) | | | IDADE DE CARREGAMENTO (B) | | | IDADE DE CARREGAMENTO (B) | | | |
| | | 1 DIA | 3 DIAS | 7 DIAS | 1 DIA | 3 DIAS | 7 DIAS | 1 DIA | 3 DIAS | 7 DIAS | 1 DIA | 3 DIAS | 7 DIAS | |
| RELAÇÃO A/C (C) | 0,35 | 2395,50 | 2395,50 | 2395,50 | 2809,20 | 2880,30 | 2562,60 | 3554,10 | 3313,20 | 3061,80 | 3626,70 | 3369,00 | 3113,70 | |
| | | 2902,20 | 2902,20 | 2902,20 | 3225,00 | 3104,70 | 2953,50 | 3786,60 | 3535,80 | 3387,30 | 4176,90 | 3915,90 | 3468,30 | |
| | 0,50 | 4326,30 | 4326,30 | 4326,30 | 5104,50 | 4753,20 | 4446,60 | 5304,60 | 5157,00 | 4893,90 | 5477,10 | 5160,00 | 4924,20 | |
| | | 3890,72 | 3734,43 | 3536,33 | MÉDIA A | 0% | 25% | 50% | 75% | MÉDIA C | 0,35 | 0,50 | 0,70 | |
| | MÉDIAS | MÉDIA B | 1 DIA | 3 DIAS | 7 DIAS | MÉDIA A | 0% | 25% | 50% | 75% | MÉDIA C | 0,35 | 0,50 | 0,70 |
| | 2ª PLANILHA DE DESVIOS RESIDUAIS | | | | | | | | | | | | | |
| CIMENTO CPII Z | | % DE CARREGAMENTO (A) | | | % DE CARREGAMENTO (A) | | | % DE CARREGAMENTO (A) | | | % DE CARREGAMENTO (A) | | | |
| | | 0% | | | 25% | | | 50% | | | 75% | | | |
| | | IDADE DE CARREGAMENTO (B) | | | IDADE DE CARREGAMENTO (B) | | | IDADE DE CARREGAMENTO (B) | | | IDADE DE CARREGAMENTO (B) | | | |
| | | 1 DIA | 3 DIAS | 7 DIAS | 1 DIA | 3 DIAS | 7 DIAS | 1 DIA | 3 DIAS | 7 DIAS | 1 DIA | 3 DIAS | 7 DIAS | |
| RELAÇÃO A/C (C) | 0,35 | 131,70 | 131,70 | 131,70 | 3,20 | -66,90 | -35,40 | -97,40 | 22,20 | 53,10 | 151,10 | 96,50 | -76,30 | |
| | | -7,00 | -7,00 | -7,00 | 153,20 | -30,00 | -50,70 | 89,20 | -30,90 | 70,20 | -57,10 | -90,10 | -24,60 | |
| | | -124,70 | -124,70 | -124,70 | -156,40 | 96,90 | 86,10 | 8,20 | 8,70 | -123,30 | -94,00 | -6,40 | 100,90 | |
| | 0,50 | -155,70 | -155,70 | -155,70 | -158,73 | 9,30 | -28,05 | -27,30 | 165,00 | 185,70 | -10,80 | -0,90 | -50,10 | |
| | | 131,40 | 131,40 | 131,40 | 67,22 | 9,30 | 29,10 | -59,70 | -174,90 | -33,90 | 22,50 | -20,70 | 65,10 | |
| | | 24,30 | 24,30 | 24,30 | 91,50 | -18,60 | -1,05 | 87,00 | 9,90 | -151,80 | -11,70 | 21,60 | -15,00 | |
| | 0,70 | -65,30 | -65,30 | -65,30 | 143,40 | -90,30 | -60,00 | 27,90 | -46,80 | -140,10 | -71,70 | -9,30 | -129,90 | |
| | | 16,20 | 16,20 | 16,20 | -70,80 | -12,00 | 30,00 | -178,20 | -62,10 | 90,30 | 36,30 | -3,00 | 46,50 | |
| | | 49,10 | 49,10 | 49,10 | -72,60 | 102,30 | 30,00 | 150,30 | 108,90 | 49,80 | 35,40 | 12,30 | 83,40 | |

Penetração de Cloretos (Coulombs)

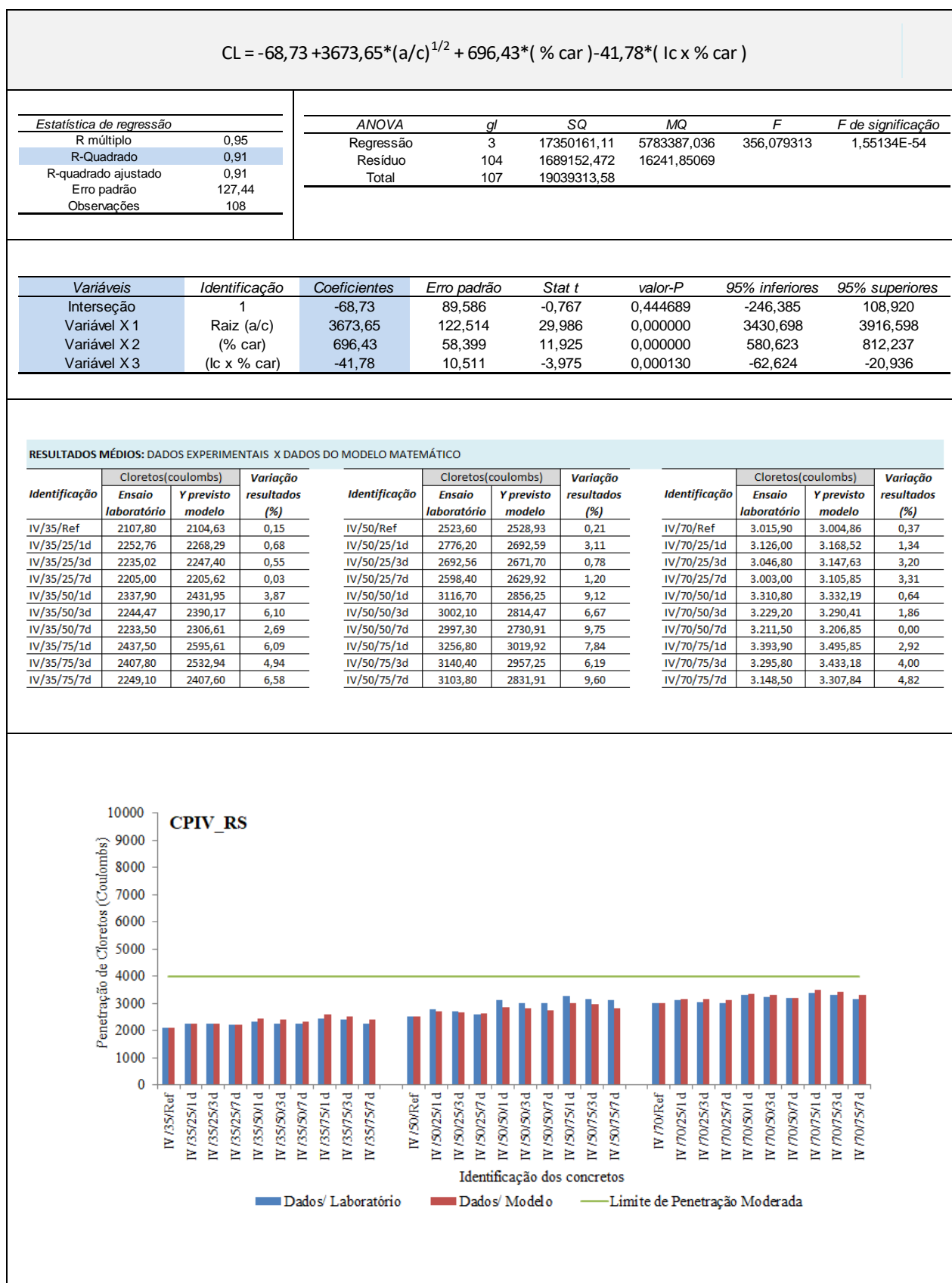
Percentual de Carregamento dos concretos

Idade de carregamento

Relação água/cimento

Influência da microfissuração causada nas primeiras idades na durabilidade de concretos ao longo do tempo (self-healing).

APÊNDICE G - MODELO MATEMÁTICO DE PENETRAÇÃO DE CLORETOS PARA AS MISTURAS COM CIMENTO CPIV RS - ETAPA 1.



APÊNDICE H - RESÍDUOS DA ANÁLISE DA PENETRAÇÃO DE CLORETOS DO CIMENTO CPIV RS - ETAPA 1.

| CIMENTO CPIV | | % DE CARREGAMENTO (A) | | | % DE CARREGAMENTO (A) | | | % DE CARREGAMENTO (A) | | | % DE CARREGAMENTO (A) | | |
|-----------------|------|---------------------------|---------|---------|---------------------------|---------|---------|---------------------------|---------|---------|---------------------------|---------|---------|
| | | 0% | | | 25% | | | 50% | | | 75% | | |
| | | IDADE DE CARREGAMENTO (B) | | | IDADE DE CARREGAMENTO (B) | | | IDADE DE CARREGAMENTO (B) | | | IDADE DE CARREGAMENTO (B) | | |
| | | 1 DIA | 3 DIAS | 7 DIAS | 1 DIA | 3 DIAS | 7 DIAS | 1 DIA | 3 DIAS | 7 DIAS | 1 DIA | 3 DIAS | 7 DIAS |
| RELAÇÃO A/C (C) | 0,35 | 2106,90 | 2106,90 | 2106,90 | 2250,09 | 2238,12 | 2211,51 | 2333,97 | 2256,12 | 2204,40 | 2430,53 | 2389,50 | 2214,81 |
| | | 2088,30 | 2088,30 | 2088,30 | 2244,69 | 2247,57 | 2198,68 | 2340,97 | 2235,56 | 2195,98 | 2414,17 | 2451,60 | 2257,52 |
| | | 2128,20 | 2128,20 | 2128,20 | 2263,50 | 2219,38 | 2204,82 | 2338,76 | 2241,72 | 2300,12 | 2467,80 | 2382,30 | 2274,97 |
| | 0,50 | 2474,80 | 2474,80 | 2474,80 | 2803,50 | 2743,28 | 2601,00 | 3083,4 | 3075,9 | 2948,5 | 3220,20 | 3096 | 3091,5 |
| | | 2506,10 | 2506,10 | 2506,10 | 2783,70 | 2642,50 | 2599,20 | 3195,9 | 2984,1 | 3074,5 | 3258,00 | 3216,6 | 3114 |
| | | 2589,90 | 2589,90 | 2589,90 | 2741,40 | 2691,90 | 2594,99 | 3070,8 | 2946,3 | 2968,9 | 3292,20 | 3108,6 | 3105,9 |
| | 0,70 | 3040,20 | 3040,20 | 3040,20 | 3102,10 | 3019,50 | 2970,00 | 3321,90 | 3232,80 | 3240,00 | 3386,70 | 3291,30 | 3124,80 |
| | | 3006,90 | 3006,90 | 3006,90 | 3079,40 | 3056,40 | 3014,10 | 3313,80 | 3235,50 | 3200,40 | 3414,60 | 3293,10 | 3168,90 |
| | | 3000,60 | 3000,60 | 3000,60 | 3196,50 | 3064,50 | 3024,90 | 3296,70 | 3219,30 | 3194,10 | 3380,40 | 3303,00 | 3151,80 |

| CIMENTO CPIV | | % DE CARREGAMENTO (A) | | | % DE CARREGAMENTO (A) | | | % DE CARREGAMENTO (A) | | | % DE CARREGAMENTO (A) | | |
|-----------------|---------|---------------------------|---------|---------|---------------------------|---------|---------|---------------------------|---------|---------|---------------------------|---------|---------|
| | | 0% | | | 25% | | | 50% | | | 75% | | |
| | | IDADE DE CARREGAMENTO (B) | | | IDADE DE CARREGAMENTO (B) | | | IDADE DE CARREGAMENTO (B) | | | IDADE DE CARREGAMENTO (B) | | |
| | | 1 DIA | 3 DIAS | 7 DIAS | 1 DIA | 3 DIAS | 7 DIAS | 1 DIA | 3 DIAS | 7 DIAS | 1 DIA | 3 DIAS | 7 DIAS |
| RELAÇÃO A/C (C) | 0,35 | 2107,80 | 2107,80 | 2107,80 | 2252,76 | 2235,02 | 2205,00 | 2337,90 | 2244,47 | 2233,50 | 2437,50 | 2407,80 | 2249,10 |
| | 0,50 | 2523,60 | 2523,60 | 2523,60 | 2776,20 | 2692,56 | 2598,40 | 3116,70 | 3002,10 | 2997,30 | 3256,80 | 3140,40 | 3103,80 |
| | 0,70 | 3015,90 | 3015,90 | 3015,90 | 3126,00 | 3046,80 | 3003,00 | 3310,80 | 3229,20 | 3211,50 | 3393,90 | 3295,80 | 3148,50 |
| MÉDIAS | MÉDIA B | 1 DIA | 3 DIAS | 7 DIAS | MÉDIA A | 0% | 25% | 50% | 75% | MÉDIA C | 0,35 | 0,50 | 0,70 |
| | | 2804,65 | 2745,12 | 2699,78 | | 2549,10 | 2659,53 | 2853,72 | 2937,07 | | 2243,87 | 2854,59 | 3151,10 |

| CIMENTO CPIV | | % DE CARREGAMENTO (A) | | | % DE CARREGAMENTO (A) | | | % DE CARREGAMENTO (A) | | | % DE CARREGAMENTO (A) | | |
|-----------------|------|---------------------------|--------|--------|---------------------------|--------|--------|---------------------------|--------|--------|---------------------------|--------|--------|
| | | 0% | | | 25% | | | 50% | | | 75% | | |
| | | IDADE DE CARREGAMENTO (B) | | | IDADE DE CARREGAMENTO (B) | | | IDADE DE CARREGAMENTO (B) | | | IDADE DE CARREGAMENTO (B) | | |
| | | 1 DIA | 3 DIAS | 7 DIAS | 1 DIA | 3 DIAS | 7 DIAS | 1 DIA | 3 DIAS | 7 DIAS | 1 DIA | 3 DIAS | 7 DIAS |
| RELAÇÃO A/C (C) | 0,35 | -0,90 | -0,90 | -0,90 | -2,67 | 3,10 | 6,51 | -3,93 | 11,65 | -29,10 | -6,97 | -18,30 | -34,29 |
| | | -19,50 | -19,50 | -19,50 | -8,07 | 12,55 | -6,32 | 3,07 | -8,90 | -37,52 | -23,33 | 43,80 | 8,42 |
| | | 20,40 | 20,40 | 20,40 | 10,74 | -15,64 | -0,18 | 0,86 | -2,75 | 66,62 | 30,30 | -25,50 | 25,87 |
| | 0,50 | -48,80 | -48,80 | -48,80 | 27,30 | 50,72 | 2,60 | -33,30 | 73,80 | -48,80 | -36,60 | -44,40 | -12,30 |
| | | -17,50 | -17,50 | -17,50 | 7,50 | -50,06 | 0,80 | 79,20 | -18,00 | 77,20 | 1,20 | 76,20 | 10,20 |
| | | 66,30 | 66,30 | 66,30 | -34,80 | -0,66 | -3,41 | -45,90 | -55,80 | -28,40 | 35,40 | -31,80 | 2,10 |
| | 0,70 | 24,30 | 24,30 | 24,30 | -23,90 | -27,30 | -33,00 | 11,10 | 3,60 | 28,50 | -7,20 | -4,50 | -23,70 |
| | | -9,00 | -9,00 | -9,00 | -46,60 | 9,60 | 11,10 | 3,00 | 6,30 | -11,10 | 20,70 | -2,70 | 20,40 |
| | | -15,30 | -15,30 | -15,30 | 70,50 | 17,70 | 21,90 | -14,10 | -9,90 | -17,40 | -13,50 | 7,20 | 3,30 |

Penetração de Cloretos (Coulombs)

Percentual de Carregamento dos concretos

Idade de carregamento

Relação água/cimento

Influência da microfissuração causada nas primeiras idades na durabilidade de concretos ao longo do tempo (self-healing).

APÊNDICE I - RESULTADOS DE PENETRAÇÃO DE CLORETOS EM FUNÇÃO DO TEMPO DE CURA PARA AS MISTURAS COM CIMENTO CPV ARI - ETAPA 1.

| CIMENTO CPV ARI - Cura 7 dias | | |
|-------------------------------|------------------------|-------------------------------|
| Identificação da amostra | Penetração de Cloretos | |
| | Q (Coulombs) | Q _{médio} (Coulombs) |
| V/35/Ref-01 | 4725,54 | 4713,57 |
| V/35/Ref-02 | 4701,60 | |
| V/35/25/1d - 01 | 5042,70 | 5031,61 |
| V/35/25/1d - 02 | 5020,52 | |
| V/35/50/1d - 01 | 5183,10 | 5064,96 |
| V/35/50/1d - 02 | 4946,82 | |
| V/35/75/1d - 01 | 5098,14 | 5146,02 |
| V/35/75/1d - 02 | 5193,90 | |
| V/35/25/3d - 01 | 4965,30 | 4950,96 |
| V/35/25/3d - 02 | 4936,63 | |
| V/35/50/3d - 01 | 4980,60 | 4954,50 |
| V/35/50/3d - 02 | 4928,40 | |
| V/35/75/3d - 01 | 4978,97 | 4959,09 |
| V/35/75/3d - 02 | 4939,20 | |
| V/35/25/7d - 01 | 4571,41 | 4705,80 |
| V/35/25/7d - 02 | 4840,20 | |
| V/35/50/7d - 01 | 4831,20 | 4705,20 |
| V/35/50/7d - 02 | 4579,20 | |
| V/35/75/7d - 01 | 4839,54 | 4707,30 |
| V/35/75/7d - 02 | 4575,06 | |
| V/50/Ref-01 | 5679,18 | 5604,89 |
| V/50/Ref-02 | 5530,61 | |
| V/50/25/1d - 01 | 6121,80 | 6163,20 |
| V/50/25/1d - 02 | 6204,60 | |
| V/50/50/1d - 01 | 6306,30 | 6333,30 |
| V/50/50/1d - 02 | 6360,30 | |
| V/50/75/1d - 01 | 6341,40 | 6340,50 |
| V/50/75/1d - 02 | 6339,60 | |
| V/50/25/3d - 01 | 5794,83 | 5765,72 |
| V/50/25/3d - 02 | 5736,60 | |
| V/50/50/3d - 01 | 6138,00 | 6154,22 |
| V/50/50/3d - 02 | 6170,44 | |
| V/50/75/3d - 01 | 6250,50 | 6205,05 |
| V/50/75/3d - 02 | 6159,60 | |
| V/50/25/7d - 01 | 5669,10 | 5667,03 |
| V/50/25/7d - 02 | 5664,96 | |
| V/50/50/7d - 01 | 6114,96 | 6115,82 |
| V/50/50/7d - 02 | 6116,67 | |
| V/50/75/7d - 01 | 6216,03 | 6114,02 |
| V/50/75/7d - 02 | 6012,00 | |
| V/70/Ref-01 | 7625,70 | 7624,80 |
| V/70/Ref-02 | 7623,90 | |
| V/70/25/1d - 01 | 8228,97 | 8196,89 |
| V/70/25/1d - 02 | 8164,80 | |
| V/70/50/1d - 01 | 8451,90 | 8466,03 |
| V/70/50/1d - 02 | 8480,16 | |
| V/70/75/1d - 01 | 8780,27 | 8778,08 |
| V/70/75/1d - 02 | 8775,90 | |
| V/70/25/3d - 01 | 8200,80 | 8172,90 |
| V/70/25/3d - 02 | 8145,00 | |
| V/70/50/3d - 01 | 8470,08 | 8465,10 |
| V/70/50/3d - 02 | 8460,13 | |
| V/70/75/3d - 01 | 8845,56 | 8840,07 |
| V/70/75/3d - 02 | 8834,58 | |
| V/70/25/7d - 01 | 7779,60 | 7785,90 |
| V/70/25/7d - 02 | 7792,20 | |
| V/70/50/7d - 01 | 8182,93 | 8157,35 |
| V/70/50/7d - 02 | 8131,78 | |
| V/70/75/7d - 01 | 8677,17 | 8825,09 |
| V/70/75/7d - 02 | 8973,00 | |

| CIMENTO CPV ARI - Cura 28 dias | | |
|--------------------------------|------------------------|-------------------------------|
| Identificação da amostra | Penetração de Cloretos | |
| | Q (Coulombs) | Q _{médio} (Coulombs) |
| V/35/Ref-01 | 4525,20 | 4558,05 |
| V/35/Ref-02 | 4590,90 | |
| V/35/25/1d - 01 | 4905,00 | 4906,80 |
| V/35/25/1d - 02 | 4908,60 | |
| V/35/50/1d - 01 | 5114,70 | 5112,45 |
| V/35/50/1d - 02 | 5110,20 | |
| V/35/75/1d - 01 | 5214,11 | 5237,40 |
| V/35/75/1d - 02 | 5260,68 | |
| V/35/25/3d - 01 | 4225,50 | 4176,45 |
| V/35/25/3d - 02 | 4127,40 | |
| V/35/50/3d - 01 | 4822,20 | 4889,70 |
| V/35/50/3d - 02 | 4957,20 | |
| V/35/75/3d - 01 | 4963,00 | 4881,40 |
| V/35/75/3d - 02 | 4799,81 | |
| V/35/25/7d - 01 | 4102,20 | 4103,10 |
| V/35/25/7d - 02 | 4104,00 | |
| V/35/50/7d - 01 | 4162,50 | 4121,55 |
| V/35/50/7d - 02 | 4080,60 | |
| V/35/75/7d - 01 | 4311,00 | 4306,50 |
| V/35/75/7d - 02 | 4302,00 | |
| V/50/Ref-01 | 5602,50 | 5607,45 |
| V/50/Ref-02 | 5612,40 | |
| V/50/25/1d - 01 | 6156,90 | 6208,20 |
| V/50/25/1d - 02 | 6259,50 | |
| V/50/50/1d - 01 | 6108,74 | 6232,95 |
| V/50/50/1d - 02 | 6357,15 | |
| V/50/75/1d - 01 | 6408,00 | 6406,20 |
| V/50/75/1d - 02 | 6404,40 | |
| V/50/25/3d - 01 | 5712,79 | 5862,50 |
| V/50/25/3d - 02 | 6012,22 | |
| V/50/50/3d - 01 | 6163,20 | 6160,05 |
| V/50/50/3d - 02 | 6156,90 | |
| V/50/75/3d - 01 | 6361,20 | 6239,25 |
| V/50/75/3d - 02 | 6117,30 | |
| V/50/25/7d - 01 | 5688,92 | 5619,61 |
| V/50/25/7d - 02 | 5550,30 | |
| V/50/50/7d - 01 | 6119,10 | 6120,45 |
| V/50/50/7d - 02 | 6121,80 | |
| V/50/75/7d - 01 | 6185,70 | 6131,25 |
| V/50/75/7d - 02 | 6076,80 | |
| V/70/Ref-01 | 7630,20 | 7476,30 |
| V/70/Ref-02 | 7322,40 | |
| V/70/25/1d - 01 | 8001,00 | 8150,40 |
| V/70/25/1d - 02 | 8299,80 | |
| V/70/50/1d - 01 | 8687,70 | 8591,40 |
| V/70/50/1d - 02 | 8495,10 | |
| V/70/75/1d - 01 | 9192,60 | 9103,50 |
| V/70/75/1d - 02 | 9014,40 | |
| V/70/25/3d - 01 | 7956,00 | 8074,80 |
| V/70/25/3d - 02 | 8193,60 | |
| V/70/50/3d - 01 | 8325,77 | 8408,72 |
| V/70/50/3d - 02 | 8491,68 | |
| V/70/75/3d - 01 | 8854,20 | 8863,20 |
| V/70/75/3d - 02 | 8872,20 | |
| V/70/25/7d - 01 | 7665,30 | 7649,10 |
| V/70/25/7d - 02 | 7632,90 | |
| V/70/50/7d - 01 | 7601,94 | 7589,70 |
| V/70/50/7d - 02 | 7577,46 | |
| V/70/75/7d - 01 | 8918,10 | 8787,15 |
| V/70/75/7d - 02 | 8656,20 | |

APÊNDICE J - RESULTADOS DE PENETRAÇÃO DE CLORETOS EM FUNÇÃO DO TEMPO DE CURA PARA AS MISTURAS COM CIMENTO CPIV RS - ETAPA 1.

| CIMENTO CPIV-RS - Cura 7 dias | | | CIMENTO CPIV-RS - Cura 28 dias | | |
|-------------------------------|------------------------|-------------------------------|--------------------------------|------------------------|-------------------------------|
| Identificação da amostra | Penetração de Cloretos | | Identificação da amostra | Penetração de Cloretos | |
| | Q (Coulombs) | Q _{médio} (Coulombs) | | Q (Coulombs) | Q _{médio} (Coulombs) |
| IV/35/Ref-01 | 2051,10 | 2107,80 | IV/35/Ref-01 | 1672,54 | 1757,42 |
| IV/35/Ref-02 | 2164,50 | | IV/35/Ref-02 | 1842,30 | |
| IV/35/25/1d - 01 | 2236,50 | 2252,70 | IV/35/25/1d - 01 | 2252,97 | 2347,79 |
| IV/35/25/1d - 02 | 2268,90 | | IV/35/25/1d - 02 | 2442,60 | |
| IV/35/50/1d - 01 | 2347,13 | 2337,86 | IV/35/50/1d - 01 | 2341,26 | 2337,93 |
| IV/35/50/1d - 02 | 2328,59 | | IV/35/50/1d - 02 | 2334,60 | |
| IV/35/75/1d - 01 | 2463,66 | 2437,83 | IV/35/75/1d - 01 | 2431,98 | 2437,83 |
| IV/35/75/1d - 02 | 2412,00 | | IV/35/75/1d - 02 | 2443,68 | |
| IV/35/25/3d - 01 | 2301,57 | 2235,29 | IV/35/25/3d - 01 | 2153,70 | 2235,33 |
| IV/35/25/3d - 02 | 2169,00 | | IV/35/25/3d - 02 | 2316,96 | |
| IV/35/50/3d - 01 | 2214,00 | 2244,60 | IV/35/50/3d - 01 | 2314,79 | 2280,01 |
| IV/35/50/3d - 02 | 2275,20 | | IV/35/50/3d - 02 | 2245,23 | |
| IV/35/75/3d - 01 | 2440,44 | 2407,77 | IV/35/75/3d - 01 | 2410,11 | 2407,82 |
| IV/35/75/3d - 02 | 2375,10 | | IV/35/75/3d - 02 | 2405,52 | |
| IV/35/25/7d - 01 | 2236,18 | 2205,32 | IV/35/25/7d - 01 | 2127,30 | 2205,30 |
| IV/35/25/7d - 02 | 2174,47 | | IV/35/25/7d - 02 | 2283,30 | |
| IV/35/50/7d - 01 | 2217,60 | 2233,80 | IV/35/50/7d - 01 | 2230,92 | 2233,80 |
| IV/35/50/7d - 02 | 2250,00 | | IV/35/50/7d - 02 | 2236,68 | |
| IV/35/75/7d - 01 | 2248,19 | 2249,10 | IV/35/75/7d - 01 | 2289,60 | 2249,10 |
| IV/35/75/7d - 02 | 2250,00 | | IV/35/75/7d - 02 | 2208,60 | |
| IV/50/Ref-01 | 2483,10 | 2523,60 | IV/50/Ref-01 | 2439,27 | 2423,59 |
| IV/50/Ref-02 | 2564,10 | | IV/50/Ref-02 | 2407,91 | |
| IV/50/25/1d - 01 | 2759,40 | 2776,50 | IV/50/25/1d - 01 | 2627,46 | 2627,73 |
| IV/50/25/1d - 02 | 2793,60 | | IV/50/25/1d - 02 | 2628,00 | |
| IV/50/50/1d - 01 | 3084,30 | 3116,70 | IV/50/50/1d - 01 | 3093,61 | 3106,68 |
| IV/50/50/1d - 02 | 3149,10 | | IV/50/50/1d - 02 | 3119,76 | |
| IV/50/75/1d - 01 | 3258,72 | 3256,07 | IV/50/75/1d - 01 | 3167,42 | 3156,01 |
| IV/50/75/1d - 02 | 3253,41 | | IV/50/75/1d - 02 | 3144,60 | |
| IV/50/25/3d - 01 | 2664,00 | 2692,80 | IV/50/25/3d - 01 | 2556,00 | 2512,80 |
| IV/50/25/3d - 02 | 2721,60 | | IV/50/25/3d - 02 | 2469,60 | |
| IV/50/50/3d - 01 | 3045,11 | 3002,11 | IV/50/50/3d - 01 | 3001,14 | 2985,12 |
| IV/50/50/3d - 02 | 2959,11 | | IV/50/50/3d - 02 | 2969,10 | |
| IV/50/75/3d - 01 | 3230,64 | 3140,37 | IV/50/75/3d - 01 | 3132,54 | 3140,37 |
| IV/50/75/3d - 02 | 3050,10 | | IV/50/75/3d - 02 | 3148,20 | |
| IV/50/25/7d - 01 | 2591,37 | 2598,44 | IV/50/25/7d - 01 | 2440,98 | 2428,38 |
| IV/50/25/7d - 02 | 2605,50 | | IV/50/25/7d - 02 | 2415,78 | |
| IV/50/50/7d - 01 | 2948,04 | 2997,27 | IV/50/50/7d - 01 | 2800,71 | 2827,31 |
| IV/50/50/7d - 02 | 3046,50 | | IV/50/50/7d - 02 | 2853,90 | |
| IV/50/75/7d - 01 | 3016,08 | 3103,29 | IV/50/75/7d - 01 | 3006,90 | 3003,30 |
| IV/50/75/7d - 02 | 3190,50 | | IV/50/75/7d - 02 | 2999,70 | |
| IV/70/Ref-01 | 3018,60 | 3015,77 | IV/70/Ref-01 | 2861,82 | 2925,81 |
| IV/70/Ref-02 | 3012,93 | | IV/70/Ref-02 | 2989,80 | |
| IV/70/25/1d - 01 | 3157,20 | 3126,33 | IV/70/25/1d - 01 | 3084,30 | 3057,30 |
| IV/70/25/1d - 02 | 3095,46 | | IV/70/25/1d - 02 | 3030,30 | |
| IV/70/50/1d - 01 | 3303,68 | 3310,09 | IV/70/50/1d - 01 | 3431,70 | 3310,10 |
| IV/70/50/1d - 02 | 3316,50 | | IV/70/50/1d - 02 | 3188,50 | |
| IV/70/75/1d - 01 | 3390,21 | 3393,86 | IV/70/75/1d - 01 | 3310,20 | 3304,20 |
| IV/70/75/1d - 02 | 3397,50 | | IV/70/75/1d - 02 | 3298,21 | |
| IV/70/25/3d - 01 | 3047,58 | 3046,59 | IV/70/25/3d - 01 | 3109,19 | 3108,89 |
| IV/70/25/3d - 02 | 3045,60 | | IV/70/25/3d - 02 | 3108,60 | |
| IV/70/50/3d - 01 | 3215,88 | 3229,29 | IV/70/50/3d - 01 | 3155,80 | 3149,30 |
| IV/70/50/3d - 02 | 3242,70 | | IV/70/50/3d - 02 | 3142,80 | |
| IV/70/75/3d - 01 | 3298,68 | 3295,89 | IV/70/75/3d - 01 | 3171,78 | 3171,31 |
| IV/70/75/3d - 02 | 3293,10 | | IV/70/75/3d - 02 | 3170,84 | |
| IV/70/25/7d - 01 | 3059,10 | 3003,39 | IV/70/25/7d - 01 | 3108,78 | 3110,94 |
| IV/70/25/7d - 02 | 2947,68 | | IV/70/25/7d - 02 | 3113,10 | |
| IV/70/50/7d - 01 | 3211,83 | 3211,29 | IV/70/50/7d - 01 | 3003,41 | 3002,90 |
| IV/70/50/7d - 02 | 3210,75 | | IV/70/50/7d - 02 | 3002,40 | |
| IV/70/75/7d - 01 | 3156,93 | 3148,52 | IV/70/75/7d - 01 | 3082,71 | 3078,10 |
| IV/70/75/7d - 02 | 3140,10 | | IV/70/75/7d - 02 | 3073,50 | |

APÊNDICE K - RESULTADOS MÉDIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL (28 DIAS) POR TIPO DE CIMENTO - ETAPA 1.

| CIMENTO CPV ARI | |
|------------------------|------------------|
| Identificação | fc28 médio (MPa) |
| V/35/Ref | 47,30 |
| V/35/25/1d | 48,90 |
| V/35/25/3d | 50,70 |
| V/35/25/7d | 52,80 |
| V/35/50/1d | 50,20 |
| V/35/50/3d | 49,00 |
| V/35/50/7d | 51,00 |
| V/35/75/1d | 50,40 |
| V/35/75/3d | 48,50 |
| V/35/75/7d | 51,00 |
| V/50/Ref | 34,10 |
| V/50/25/1d | 34,90 |
| V/50/25/3d | 34,90 |
| V/50/25/7d | 36,70 |
| V/50/50/1d | 35,80 |
| V/50/50/3d | 38,00 |
| V/50/50/7d | 34,90 |
| V/50/75/1d | 35,90 |
| V/50/75/3d | 40,20 |
| V/50/75/7d | 38,80 |
| V/70/Ref | 18,30 |
| V/70/25/1d | 18,90 |
| V/70/25/3d | 19,30 |
| V/70/25/7d | 18,90 |
| V/70/50/1d | 19,10 |
| V/70/50/3d | 19,10 |
| V/70/50/7d | 20,10 |
| V/70/75/1d | 19,80 |
| V/70/75/3d | 18,70 |
| V/70/75/7d | 19,80 |

| CIMENTO CPII Z | |
|-----------------------|------------------|
| Identificação | fc28 médio (MPa) |
| II/35/Ref | 44,80 |
| II/35/25/1d | 43,20 |
| II/35/25/3d | 44,00 |
| II/35/25/7d | 47,40 |
| II/35/50/1d | 42,70 |
| II/35/50/3d | 45,00 |
| II/35/50/7d | 46,30 |
| II/35/75/1d | 43,10 |
| II/35/75/3d | 43,10 |
| II/35/75/7d | 46,80 |
| II/50/Ref | 28,00 |
| II/50/25/1d | 22,80 |
| II/50/25/3d | 25,10 |
| II/50/25/7d | 24,90 |
| II/50/50/1d | 22,30 |
| II/50/50/3d | 26,80 |
| II/50/50/7d | 25,30 |
| II/50/75/1d | 21,10 |
| II/50/75/3d | 25,80 |
| II/50/75/7d | 26,20 |
| II/70/Ref | 14,60 |
| II/70/25/1d | 11,50 |
| II/70/25/3d | 13,60 |
| II/70/25/7d | 12,30 |
| II/70/50/1d | 13,90 |
| II/70/50/3d | 13,00 |
| II/70/50/7d | 15,30 |
| II/70/75/1d | 13,20 |
| II/70/75/3d | 12,60 |
| II/70/75/7d | 13,30 |

| CIMENTO CPIV - RS | |
|--------------------------|------------------|
| Identificação | fc28 médio (MPa) |
| IV/35/Ref | 43,70 |
| IV/35/25/1d | 41,30 |
| IV/35/25/3d | 45,50 |
| IV/35/25/7d | 43,60 |
| IV/35/50/1d | 42,70 |
| IV/35/50/3d | 43,90 |
| IV/35/50/7d | 41,30 |
| IV/35/75/1d | 42,10 |
| IV/35/75/3d | 43,70 |
| IV/35/75/7d | 42,40 |
| IV/50/Ref | 32,60 |
| IV/50/25/1d | 28,90 |
| IV/50/25/3d | 28,20 |
| IV/50/25/7d | 30,30 |
| IV/50/50/1d | 29,10 |
| IV/50/50/3d | 30,40 |
| IV/50/50/7d | 29,20 |
| IV/50/75/1d | 27,90 |
| IV/50/75/3d | 30,80 |
| IV/50/75/7d | 31,10 |
| IV/70/Ref | 15,50 |
| IV/70/25/1d | 15,10 |
| IV/70/25/3d | 15,50 |
| IV/70/25/7d | 16,10 |
| IV/70/50/1d | 15,50 |
| IV/70/50/3d | 16,00 |
| IV/70/50/7d | 16,40 |
| IV/70/75/1d | 15,50 |
| IV/70/75/3d | 15,40 |
| IV/70/75/7d | 15,80 |

Fonte:Vieira, 2008.

**APÊNDICE L - RESULTADOS MÉDIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL
POR TIPO DE CIMENTO (CONCRETOS DE REFERÊNCIA) - ETAPA 1.**

| Amostras não submetidas a carregamento - concretos de referência | | Resistência Média (MPa) | | |
|--|-------------|-------------------------|--------|---------|
| Idade de Controle | Relação a/c | CPV ARI | CPII Z | CPIV RS |
| 1 dia | 0,35 | - | 6,10 | 13,60 |
| 3 dias | 0,35 | 40,40 | 26,30 | 26,70 |
| 7 dias | 0,35 | 42,60 | 35,10 | 34,60 |
| 28 dias | 0,35 | 47,30 | 44,80 | 43,70 |
| 1 dia | 0,50 | - | 2,80 | 5,70 |
| 3 dias | 0,50 | 26,70 | 12,10 | 14,80 |
| 7 dias | 0,50 | 30,00 | 21,30 | 21,60 |
| 28 dias | 0,50 | 34,10 | 28,00 | 32,60 |
| 1 dia | 0,70 | - | 1,40 | 2,40 |
| 3 dias | 0,70 | 12,20 | 5,40 | 6,60 |
| 7 dias | 0,70 | 15,40 | 9,20 | 11,00 |
| 28 dias | 0,70 | 18,30 | 14,60 | 15,50 |

Fonte:Vieira, 2008.

APÊNDICE M - RESULTADOS BRUTOS DE ABSORÇÃO DE ÁGUA POR SUÇÃO CAPILAR POR TIPO DE CIMENTO - ETAPA 1.

| CIMENTO CPV ARI | | |
|---------------------------|---|--------|
| Identificação/ amostra | Absorção capilar | |
| | S(g/cm ² .h ^{1/2}) | Smédia |
| V/35/Ref - 1 | 0,0145 | 0,0146 |
| V/35/ Ref - 2 | 0,0146 | |
| V/35/25/1d - 1 | 0,0146 | 0,0148 |
| V/35/25/1d - 2 | 0,0149 | |
| V/35/25/3d - 1 | 0,0142 | 0,0142 |
| V/35/25/3d - 2 | 0,0142 | |
| V/35/25/7d - 1 | 0,0138 | 0,0133 |
| V/35/25/7d - 2 | 0,0128 | |
| V/35/50/1d - 1 | 0,0157 | 0,0158 |
| V/35/50/1d - 2 | 0,0160 | |
| V/35/50/3d - 1 | 0,0156 | 0,0156 |
| V/35/50/3d - 2 | 0,0156 | |
| V/35/50/7d - 1 | 0,0143 | 0,0143 |
| V/35/50/7d - 2 | 0,0144 | |
| V/35/75/1d - 1 | 0,0160 | 0,0159 |
| V/35/75/1d - 2 | 0,0159 | |
| V/35/75/3d - 1 | 0,0153 | 0,0154 |
| V/35/75/3d - 2 | 0,0154 | |
| V/35/75/7d - 1 | 0,0152 | 0,0152 |
| V/35/75/7d - 2 | 0,0151 | |
| V/50/ Ref - 1 | 0,0180 | 0,0179 |
| V/50/ Ref - 2 | 0,0178 | |
| V/50/25/1d - 1 | 0,0186 | 0,0186 |
| V/50/25/1d - 2 | 0,0186 | |
| V/50/25/3d - 1 | 0,0182 | 0,0182 |
| V/50/25/3d - 2 | 0,0183 | |
| V/50/25/7d - 1 | 0,0176 | 0,0176 |
| V/50/25/7d - 2 | 0,0177 | |
| V/50/50/1d - 1 | 0,0188 | 0,0188 |
| V/50/50/1d - 2 | 0,0188 | |
| V/50/50/3d - 1 | 0,0185 | 0,0185 |
| V/50/50/3d - 2 | 0,0185 | |
| V/50/50/7d - 1 | 0,0182 | 0,0182 |
| V/50/50/7d - 2 | 0,0182 | |
| V/50/75/1d - 1 | 0,0208 | 0,0208 |
| V/50/75/1d - 2 | 0,0207 | |
| V/50/75/3d - 1 | 0,0198 | 0,0199 |
| V/50/75/3d - 2 | 0,0199 | |
| V/50/75/7d - 1 | 0,0192 | 0,0192 |
| V/50/75/7d - 2 | 0,0192 | |
| V/70/ Ref - 1 | 0,0191 | 0,0192 |
| V/70/ Ref - 2 | 0,0192 | |
| V/70/25/1d - 1 | 0,0209 | 0,0209 |
| V/70/25/1d - 2 | 0,0210 | |
| V/70/25/3d - 1 | 0,0206 | 0,0205 |
| V/70/25/3d - 2 | 0,0204 | |
| V/70/25/7d - 1 | 0,0194 | 0,0194 |
| V/70/25/7d - 2 | 0,0195 | |
| V/70/50/1d - 1 | 0,0217 | 0,0217 |
| V/70/50/1d - 2 | 0,0217 | |
| V/70/50/3d - 1 | 0,0213 | 0,0212 |
| V/70/50/3d - 2 | 0,0210 | |
| V/70/50/7d - 1 | 0,0203 | 0,0203 |
| V/70/50/7d - 2 | 0,0203 | |
| V/70/75/1d - 1 | 0,0220 | 0,0220 |
| V/70/75/1d - 2 | 0,0219 | |
| V/70/75/3d - 1 | 0,0215 | 0,0214 |
| V/70/75/3d - 2 | 0,0214 | |
| V/70/75/7d - 1 | 0,0208 | 0,0209 |
| V/70/75/7d - 2 | 0,0209 | |

| CIMENTO CPIX - Z | | |
|---------------------------|---|--------|
| Identificação/ amostra | Absorção capilar | |
| | S(g/cm ² .h ^{1/2}) | Smédia |
| II_Z/35/ Ref - 1 | 0,0143 | 0,0143 |
| II_Z/35/ Ref - 2 | 0,0143 | |
| II_Z/35/25/1d - 1 | 0,0144 | 0,0145 |
| II_Z/35/25/1d - 2 | 0,0145 | |
| II_Z/35/25/3d - 1 | 0,0141 | 0,0139 |
| II_Z/35/25/3d - 1 | 0,0138 | |
| II_Z/35/25/7d - 1 | 0,0123 | 0,0124 |
| II_Z/35/25/7d - 2 | 0,0125 | |
| II_Z/35/50/1d - 1 | 0,0152 | 0,0152 |
| II_Z/35/50/1d - 2 | 0,0152 | |
| II_Z/35/50/3d - 1 | 0,0147 | 0,0146 |
| II_Z/35/50/3d - 2 | 0,0145 | |
| II_Z/35/50/7d - 1 | 0,0129 | 0,0128 |
| II_Z/35/50/7d - 2 | 0,0128 | |
| II_Z/35/75/1d - 1 | 0,0153 | 0,0154 |
| II_Z/35/75/1d - 2 | 0,0155 | |
| II_Z/35/75/3d - 1 | 0,0151 | 0,0147 |
| II_Z/35/75/3d - 2 | 0,0142 | |
| II_Z/35/75/7d - 1 | 0,0132 | 0,0132 |
| II_Z/35/75/7d - 2 | 0,0131 | |
| II /50/ Ref - 1 | 0,0149 | 0,0149 |
| II /50/ Ref - 2 | 0,0149 | |
| II /50/25/1d - 1 | 0,0154 | 0,0155 |
| II /50/25/1d - 2 | 0,0157 | |
| II /50/25/3d - 1 | 0,0149 | 0,0149 |
| II /50/25/3d - 2 | 0,0149 | |
| II /50/25/7d - 1 | 0,0132 | 0,0131 |
| II /50/25/7d - 2 | 0,0130 | |
| II /50/50/1d - 1 | 0,0157 | 0,0158 |
| II /50/50/1d - 2 | 0,0159 | |
| II /50/50/3d - 1 | 0,0153 | 0,0152 |
| II /50/50/3d - 2 | 0,0151 | |
| II /50/50/7d - 1 | 0,0127 | 0,0134 |
| II /50/50/7d - 2 | 0,0142 | |
| II /50/75/1d - 1 | 0,0162 | 0,0160 |
| II /50/75/1d - 2 | 0,0159 | |
| II /50/75/3d - 1 | 0,0153 | 0,0153 |
| II /50/75/3d - 2 | 0,0153 | |
| II /50/75/7d - 1 | 0,0140 | 0,0139 |
| II /50/75/7d - 2 | 0,0139 | |
| II /70/ Ref - 1 | 0,0175 | 0,0175 |
| II /70/ Ref - 2 | 0,0175 | |
| II /70/25/1d - 1 | 0,0178 | 0,0177 |
| II /70/25/1d - 2 | 0,0177 | |
| II /70/25/3d - 1 | 0,0168 | 0,0168 |
| II /70/25/3d - 2 | 0,0168 | |
| II /70/25/7d - 1 | 0,0160 | 0,0160 |
| II /70/25/7d - 2 | 0,0160 | |
| II /70/50/1d - 1 | 0,0180 | 0,0179 |
| II /70/50/1d - 2 | 0,0177 | |
| II /70/50/3d - 1 | 0,0169 | 0,0170 |
| II /70/50/3d - 2 | 0,0171 | |
| II /70/50/7d - 1 | 0,0162 | 0,0163 |
| II /70/50/7d - 2 | 0,0164 | |
| II /70/75/1d - 1 | 0,0180 | 0,0180 |
| II /70/75/1d - 2 | 0,0180 | |
| II /70/75/3d - 1 | 0,0173 | 0,0173 |
| II /70/75/3d - 1 | 0,0173 | |
| II /70/75/7d - 1 | 0,0165 | 0,0165 |
| II /70/75/7d - 2 | 0,0164 | |

| CIMENTO CPIX - RS | | |
|---------------------------|---|--------|
| Identificação/ amostra | Absorção capilar | |
| | S(g/cm ² .h ^{1/2}) | Smédia |
| IV/35/Ref - 1 | 0,0062 | 0,0062 |
| IV/35/Ref - 2 | 0,0061 | |
| IV/35/25/1d - 1 | 0,0076 | 0,0077 |
| IV/35/25/1d - 2 | 0,0078 | |
| IV/35/25/3d - 1 | 0,0073 | 0,0071 |
| IV/35/25/3d - 1 | 0,0070 | |
| IV/35/25/7d - 1 | 0,0060 | 0,0060 |
| IV/35/25/7d - 2 | 0,0060 | |
| IV/35/50/1d - 1 | 0,0086 | 0,0087 |
| IV/35/50/1d - 2 | 0,0087 | |
| IV/35/50/3d - 1 | 0,0083 | 0,0083 |
| IV/35/50/3d - 2 | 0,0082 | |
| IV/35/50/7d - 1 | 0,0068 | 0,0068 |
| IV/35/50/7d - 2 | 0,0067 | |
| IV/35/75/1d - 1 | 0,0103 | 0,0102 |
| IV/35/75/1d - 2 | 0,0102 | |
| IV/35/75/3d - 1 | 0,0096 | 0,0097 |
| IV/35/75/3d - 2 | 0,0098 | |
| IV/35/75/7d - 1 | 0,0081 | 0,0080 |
| IV/35/75/7d - 2 | 0,0080 | |
| IV/50/Ref - 1 | 0,0097 | 0,0096 |
| IV/50/Ref - 2 | 0,0095 | |
| IV/50/25/1d - 1 | 0,0106 | 0,0105 |
| IV/50/25/1d - 2 | 0,0104 | |
| IV/50/25/3d - 1 | 0,0102 | 0,0101 |
| IV/50/25/3d - 2 | 0,0100 | |
| IV/50/25/7d - 1 | 0,0097 | 0,0097 |
| IV/50/25/7d - 2 | 0,0097 | |
| IV/50/50/1d - 1 | 0,0113 | 0,0114 |
| IV/50/50/1d - 2 | 0,0114 | |
| IV/50/50/3d - 1 | 0,0111 | 0,0112 |
| IV/50/50/3d - 2 | 0,0112 | |
| IV/50/50/7d - 1 | 0,0101 | 0,0100 |
| IV/50/50/7d - 2 | 0,0099 | |
| IV/50/75/1d - 1 | 0,0130 | 0,0130 |
| IV/50/75/1d - 2 | 0,0130 | |
| IV/50/75/3d - 1 | 0,0124 | 0,0123 |
| IV/50/75/3d - 2 | 0,0122 | |
| IV/50/75/7d - 1 | 0,0112 | 0,0114 |
| IV/50/75/7d - 2 | 0,0115 | |
| IV/70/ Ref - 1 | 0,0127 | 0,0127 |
| IV/70/ Ref - 2 | 0,0126 | |
| IV/70/25/1d - 1 | 0,0140 | 0,0140 |
| IV/70/25/1d - 2 | 0,0140 | |
| IV/70/25/3d - 1 | 0,0132 | 0,0133 |
| IV/70/25/3d - 2 | 0,0133 | |
| IV/70/25/7d - 1 | 0,0122 | 0,0122 |
| IV/70/25/7d - 2 | 0,0122 | |
| IV/70/50/1d - 1 | 0,0150 | 0,0149 |
| IV/70/50/1d - 2 | 0,0149 | |
| IV/70/50/3d - 1 | 0,0145 | 0,0145 |
| IV/70/50/3d - 2 | 0,0145 | |
| IV/70/50/7d - 1 | 0,0139 | 0,0139 |
| IV/70/50/7d - 2 | 0,0139 | |
| IV/70/75/1d - 1 | 0,0160 | 0,0160 |
| IV/70/75/1d - 2 | 0,0160 | |
| IV/70/75/3d - 1 | 0,0151 | 0,0151 |
| IV/70/75/3d - 2 | 0,0151 | |
| IV/70/75/7d - 1 | 0,0142 | 0,0142 |
| IV/70/75/7d - 2 | 0,0142 | |

APÊNDICE N - MODELO MATEMÁTICO DE ABSORÇÃO DE ÁGUA POR SUÇÃO CAPILAR PARA AS MISTURAS COM CIMENTO CPV-ARI - ETAPA 1.

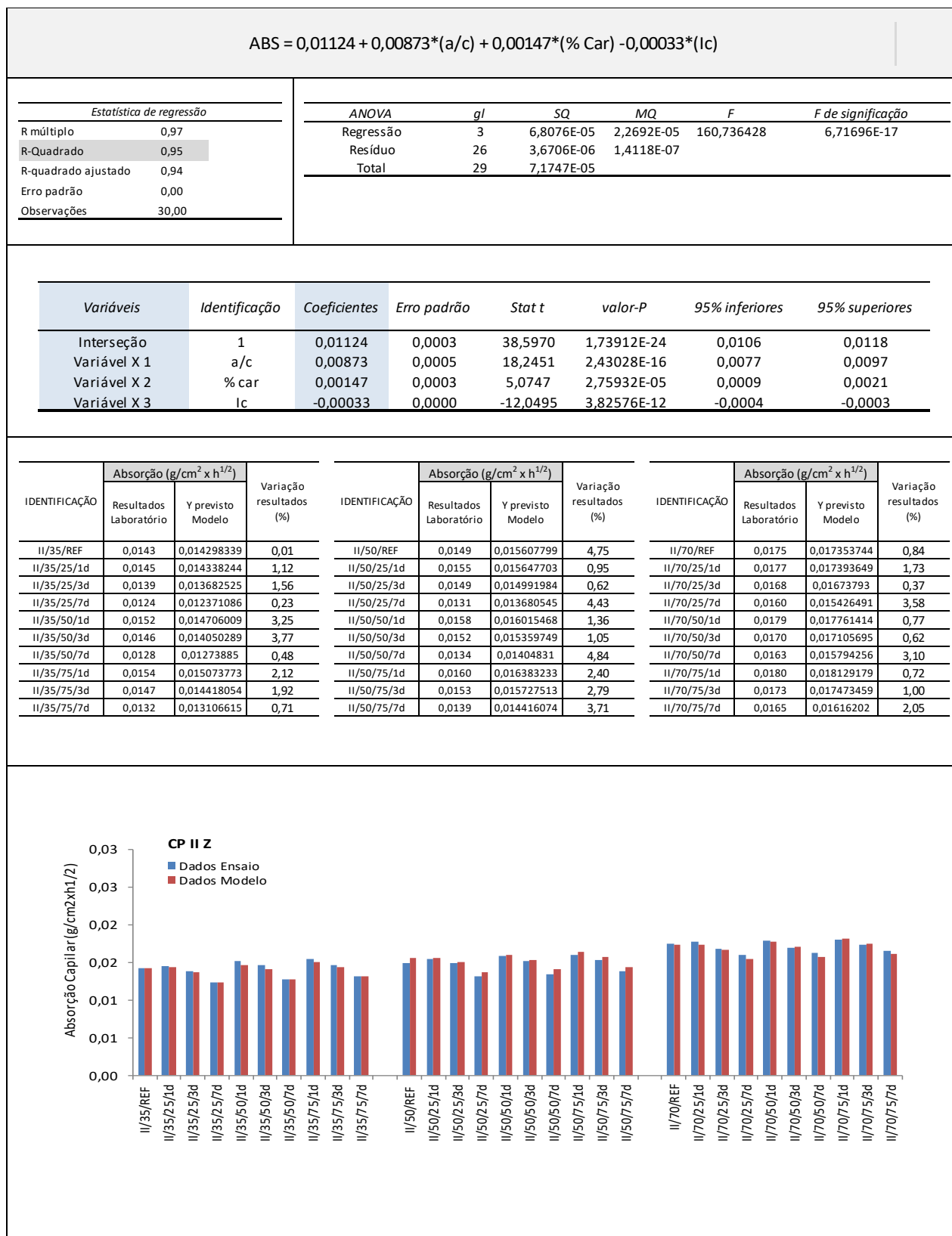
| ABS = 0,0085 + 0,0163* (a/c) + 0,0038*(% Car) - 0,0003*(Ic x % Car) | | | | | | | |
|---|------------|--|--|-----------|----|------------|-------------------|
| Estatística de regressão | | | | ANOVA | | | |
| R múltiplo | 0,96 | | | gl | SQ | MQ | F |
| R-Quadrado | 0,91 | | | Regressão | 3 | 0,0001816 | 6,05343E-05 |
| R-quadrado ajustado | 0,90 | | | Residuo | 26 | 1,7051E-05 | 6,55801E-07 |
| Erro padrão | 0,00080982 | | | Total | 29 | 0,00019865 | F de significação |
| | | | | | | | 92,3058974 |
| | | | | | | | 5,50856E-14 |

| Variáveis | Identificação | Coefficientes | Erro padrão | Stat t | valor-P | 95% inferiores | 95% superiores |
|--------------|---------------|---------------|-------------|---------|-------------|----------------|----------------|
| Interseção | 1 | 0,0085 | 0,000616054 | 13,8716 | 1,58329E-13 | 0,0073 | 0,0098 |
| Variável X 1 | a/c | 0,0163 | 0,001031242 | 15,8245 | 7,31937E-15 | 0,0142 | 0,0184 |
| Variável X 2 | % car | 0,0038 | 0,000737747 | 5,1460 | 2,28704E-05 | 0,0023 | 0,0053 |
| Variável X 3 | Ic x % car | -0,0003 | 0,000115688 | -2,8402 | 0,008644207 | -0,0006 | -0,0001 |

| IDENTIFICAÇÃO | Absorção (g/cm ² x h ^{1/2}) | | Variação resultados (%) | IDENTIFICAÇÃO | Absorção (g/cm ² x h ^{1/2}) | | Variação resultados (%) | IDENTIFICAÇÃO | Absorção (g/cm ² x h ^{1/2}) | | Variação resultados (%) |
|---------------|--|-------------------|-------------------------|---------------|--|-------------------|-------------------------|---------------|--|-------------------|-------------------------|
| | Resultados Laboratório | Y previsto Modelo | | | Resultados Laboratório | Y previsto Modelo | | | Resultados Laboratório | Y previsto Modelo | |
| V/35/Ref | 0,0146 | 0,0143 | 2,35 | V/50/Ref | 0,0179 | 0,0167 | 6,68 | V/70/Ref | 0,0192 | 0,0200 | 4,00 |
| V/35/25/1d | 0,0148 | 0,0151 | 2,19 | V/50/25/1d | 0,0186 | 0,0176 | 5,53 | V/70/25/1d | 0,0209 | 0,0208 | 0,31 |
| V/35/25/3d | 0,0142 | 0,0150 | 5,35 | V/50/25/3d | 0,0182 | 0,0174 | 4,35 | V/70/25/3d | 0,0205 | 0,0207 | 0,84 |
| V/35/25/7d | 0,0133 | 0,0146 | 10,01 | V/50/25/7d | 0,0176 | 0,0171 | 2,96 | V/70/25/7d | 0,0194 | 0,0203 | 4,86 |
| V/35/50/1d | 0,0158 | 0,0160 | 1,21 | V/50/50/1d | 0,0188 | 0,0184 | 1,92 | V/70/50/1d | 0,0217 | 0,0217 | 0,01 |
| V/35/50/3d | 0,0156 | 0,0157 | 0,40 | V/50/50/3d | 0,0185 | 0,0181 | 2,11 | V/70/50/3d | 0,0212 | 0,0214 | 0,82 |
| V/35/50/7d | 0,0143 | 0,0150 | 4,93 | V/50/50/7d | 0,0182 | 0,0175 | 4,10 | V/70/50/7d | 0,0203 | 0,0207 | 2,05 |
| V/35/75/1d | 0,0159 | 0,0169 | 6,03 | V/50/75/1d | 0,0208 | 0,0193 | 7,18 | V/70/75/1d | 0,0220 | 0,0226 | 2,59 |
| V/35/75/3d | 0,0154 | 0,0164 | 6,27 | V/50/75/3d | 0,0199 | 0,0188 | 5,46 | V/70/75/3d | 0,0214 | 0,0221 | 3,16 |
| V/35/75/7d | 0,0152 | 0,0154 | 1,18 | V/50/75/7d | 0,0192 | 0,0178 | 7,15 | V/70/75/7d | 0,0209 | 0,0211 | 0,91 |

Influência da microfissuração causada nas primeiras idades na durabilidade de concretos ao longo do tempo (*self-healing*).

APÊNDICE O - MODELO MATEMÁTICO DE ABSORÇÃO DE ÁGUA POR SUÇÃO CAPILAR PARA AS MISTURAS COM CIMENTO CPII -Z - ETAPA 1.



APÊNDICE P - MODELO MATEMÁTICO DE ABSORÇÃO DE ÁGUA POR SUÇÃO CAPILAR PARA AS MISTURAS COM CIMENTO CPIV RS - ETAPA 1.

| ABS = 0,00060 + 0,01764* (a/c) + 0,00458* (% car) - 0,00025*(Ic) | | | | | | | | | | | |
|--|--|-------------------|-------------------------|----------------|--|-------------------|-------------------------|----------------|--|-------------------|-------------------------|
| Estadística de regressão | | | | | | | | | | | |
| R múltiplo | 0,99 | | | | | | | | | | |
| R-Quadrado | 0,99 | | | | | | | | | | |
| R-quadrado ajustado | 0,99 | | | | | | | | | | |
| Erro padrão | 0,00034099 | | | | | | | | | | |
| | | ANOVA | | | | | | | | | |
| | | gl | SQ | MQ | F | F de significação | | | | | |
| | | Regressão | 3 | 0,000230927 | 7,69756E-05 | 662,0193 | 1,16506E-24 | | | | |
| | | Resíduo | 26 | 3,02312E-06 | 1,16274E-07 | | | | | | |
| | | Total | 29 | 0,00023395 | | | | | | | |
| ANOVA | | | | | | | | | | | |
| Variáveis | Identificação | Coeficientes | Erro padrão | Stat t | valor-P | 95% inferiores | 95% superiores | | | | |
| Interseção | 1 | 0,00060 | 0,0003 | 2,2793 | 0,031098718 | 0,0001 | 0,0011 | | | | |
| Variável X 1 | a/c | 0,01764 | 0,0004 | 40,6184 | 4,70991E-25 | 0,0167 | 0,0185 | | | | |
| Variável X 2 | % car | 0,00458 | 0,0003 | 17,4093 | 7,52482E-16 | 0,0040 | 0,0051 | | | | |
| Variável X 3 | Ic | -0,00025 | 0,0000 | -10,0538 | 1,89585E-10 | -0,0003 | -0,0002 | | | | |
| TABELAS DE ABSORÇÃO E VARIAÇÃO | | | | | | | | | | | |
| IDENTIFICAÇÃO | Absorção (g/cm ² x h ^{1/2}) | | Variação resultados (%) | IDENTIFICAÇÃO | Absorção (g/cm ² x h ^{1/2}) | | Variação resultados (%) | IDENTIFICAÇÃO | Absorção (g/cm ² x h ^{1/2}) | | Variação resultados (%) |
| | Resultados Laboratório | Y previsto Modelo | | | Resultados Laboratório | Y previsto Modelo | | | Resultados Laboratório | Y previsto Modelo | |
| IV_RS/35/Ref | 0,0062 | 0,00678 | 9,29 | IV_RS/50/Ref | 0,0096 | 0,00942 | 1,86 | IV_RS/70/Ref | 0,0127 | 0,01295 | 1,96 |
| IV_RS/35/25/1d | 0,0077 | 0,00767 | 0,36 | IV_RS/50/25/1d | 0,0105 | 0,01032 | 1,69 | IV_RS/70/25/1d | 0,0140 | 0,01385 | 1,10 |
| IV_RS/35/25/3d | 0,0071 | 0,00718 | 1,07 | IV_RS/50/25/3d | 0,0101 | 0,00982 | 2,76 | IV_RS/70/25/3d | 0,0133 | 0,01335 | 0,37 |
| IV_RS/35/25/7d | 0,0060 | 0,00618 | 3,05 | IV_RS/50/25/7d | 0,0097 | 0,00883 | 8,98 | IV_RS/70/25/7d | 0,0122 | 0,01236 | 1,28 |
| IV_RS/35/50/1d | 0,0087 | 0,00882 | 1,35 | IV_RS/50/50/1d | 0,0114 | 0,01146 | 0,55 | IV_RS/70/50/1d | 0,0149 | 0,01499 | 0,61 |
| IV_RS/35/50/3d | 0,0083 | 0,00832 | 0,25 | IV_RS/50/50/3d | 0,0112 | 0,01097 | 2,08 | IV_RS/70/50/3d | 0,0145 | 0,01449 | 0,04 |
| IV_RS/35/50/7d | 0,0068 | 0,00733 | 7,76 | IV_RS/50/50/7d | 0,0100 | 0,00997 | 0,27 | IV_RS/70/50/7d | 0,0139 | 0,01350 | 2,87 |
| IV_RS/35/75/1d | 0,0102 | 0,00996 | 2,33 | IV_RS/50/75/1d | 0,0130 | 0,01261 | 3,02 | IV_RS/70/75/1d | 0,0160 | 0,01614 | 0,85 |
| IV_RS/35/75/3d | 0,0097 | 0,00947 | 2,41 | IV_RS/50/75/3d | 0,0123 | 0,01211 | 1,53 | IV_RS/70/75/3d | 0,0151 | 0,01564 | 3,57 |
| IV_RS/35/75/7d | 0,0080 | 0,00847 | 5,91 | IV_RS/50/75/7d | 0,0114 | 0,01112 | 2,59 | IV_RS/70/75/7d | 0,0142 | 0,01465 | 3,14 |
| GRÁFICO DE ABSORÇÃO CAPILAR | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | |

Influência da microfissuração causada nas primeiras idades na durabilidade de concretos ao longo do tempo (*self-healing*).

APÊNDICE Q - RESULTADOS DE PENETRAÇÃO DE CLORETOS EM FUNÇÃO DO TEMPO DE CURA - ETAPA 2.

| CIMENTO CPV ARI | | Penetração de Cloretos | | CIMENTO CPIV RS | | Penetração de Cloretos | |
|----------------------------|------------------------------|------------------------|----------------------------------|----------------------------|------------------------------|------------------------|----------------------------------|
| Identificação/ amostras | Idade de ensaio (dias) | Q (Coulombs) | Q _{médio} (Coulombs) | Identificação/ amostras | Idade de ensaio (dias) | Q (Coulombs) | Q _{médio} (Coulombs) |
| V/50/Ref-1 | 3 | 6235,20 | 6281,55 | IV/Ref-1 | 3 | 5484,60 | 5206,20 |
| V/50/Ref-2 | 3 | 6327,90 | | IV/Ref-2 | 3 | 4927,80 | |
| V/50/75-1 | 3 | 6427,80 | 6484,95 | IV/50/75-1 | 3 | 4951,44 | 5038,92 |
| V/50/75-2 | 3 | 6542,10 | | IV/50/75-2 | 3 | 5126,40 | |
| V/Ref-1 | 7 | 5383,80 | 5383,80 | IV/Ref-1 | 7 | 4240,80 | 4176,90 |
| V/Ref-2 | 7 | 5383,80 | | IV/Ref-2 | 7 | 4113,00 | |
| V/50/75-1 | 7 | 5812,02 | 5728,41 | IV/50/75-1 | 7 | 4483,80 | 4464,90 |
| V/50/75-2 | 7 | 5644,80 | | IV/50/75-2 | 7 | 4446,00 | |
| V/Ref-1 | 28 | 4878,90 | 4878,90 | IV/Ref-1 | 28 | 3109,50 | 3152,70 |
| V/Ref-2 | 28 | 4878,90 | | IV/Ref-2 | 28 | 3195,90 | |
| V/50/75-1 | 28 | 5292,00 | 5353,65 | IV/50/75-1 | 28 | 3593,70 | 3584,70 |
| V/50/75-2 | 28 | 5415,30 | | IV/50/75-2 | 28 | 3575,70 | |
| V/Ref-1 | 91 | 4647,60 | 4647,60 | IV/Ref-1 | 91 | 1638,00 | 1636,20 |
| V/Ref-2 | 91 | 4647,60 | | IV/Ref-2 | 91 | 1634,40 | |
| V/50/75/28d-1 | 91 | 5037,30 | 4999,95 | IV/50/75-1 | 91 | 1782,00 | 1781,55 |
| V/50/75/28d-2 | 91 | 4962,60 | | IV/50/75-2 | 91 | 1781,10 | |

APÊNDICE R - TESTE DE DUNCAN PARA OS CONCRETOS CONFECCIONADOS COM CIMENTO CPV ARI - ETAPA 2.

ANÁLISE DE DUNCAN - PROGRAMA STATISTICA 7.0

| Células | Duncan test; variable Cloretos (Planilha_CPV.sta) Approximate Probabilities for Post Hoc Test Error: Between MS = 4400,2; df=8,000 | | | | | | | | | |
|---------|--|-----------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| | Percentual de Carregamento | Idade de Ensaio | {1} | {2} | {3} | {4} | {5} | {6} | {7} | {8} |
| 1 | 0 | 3 | | 0,000100 | 0,000043 | 0,000037 | 0,015594 | 0,000240 | 0,000077 | 0,000052 |
| 2 | 0 | 7 | 0,000100 | | 0,000158 | 0,000054 | 0,000077 | 0,000994 | 0,661700 | 0,000604 |
| 3 | 0 | 28 | 0,000043 | 0,000158 | | 0,008404 | 0,000037 | 0,000052 | 0,000210 | 0,105619 |
| 4 | 0 | 91 | 0,000037 | 0,000054 | 0,008404 | | 0,000034 | 0,000043 | 0,000080 | 0,000985 |
| 5 | 75 | 3 | 0,015594 | 0,000077 | 0,000037 | 0,000034 | | 0,000101 | 0,000052 | 0,000043 |
| 6 | 75 | 7 | 0,000240 | 0,000994 | 0,000052 | 0,000043 | 0,000101 | | 0,000691 | 0,000079 |
| 7 | 75 | 28 | 0,000077 | 0,661700 | 0,000210 | 0,000080 | 0,000052 | 0,000691 | | 0,000871 |
| 8 | 75 | 91 | 0,000052 | 0,000604 | 0,105619 | 0,000985 | 0,000043 | 0,000079 | 0,000871 | |

**APÊNDICE S - TESTE DE DUNCAN PARA OS CONCRETOS CONFECCIONADOS
COM CIMENTO CPIV - ETAPA 2.**

ANÁLISE DE DUNCAN - PROGRAMA STATISTICA 7.0

| Duncan test; variable Cloretos (Planilha_CPIV.sta) | | | | | | | | | | |
|--|----------------------------|-----------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| Aproximate Probabilities for Post Hoc Test | | | | | | | | | | |
| Error: Between MS = 2288,8; df=8,000 | | | | | | | | | | |
| Células | Percentual de Carregamento | Idade de Ensaio | {1} | {2} | {3} | {4} | {5} | {6} | {7} | {8} |
| 1 | 0 | 3 | | 0,000266 | 0,000043 | 0,000034 | 0,301133 | 0,001578 | 0,000055 | 0,000037 |
| 2 | 0 | 7 | 0,000266 | | 0,000272 | 0,000052 | 0,000659 | 0,093599 | 0,004613 | 0,000077 |
| 3 | 0 | 28 | 0,000043 | 0,000272 | | 0,000105 | 0,000053 | 0,000102 | 0,021477 | 0,000230 |
| 4 | 0 | 91 | 0,000034 | 0,000052 | 0,000105 | | 0,000037 | 0,000043 | 0,000077 | 0,364985 |
| 5 | 75 | 3 | 0,301133 | 0,000659 | 0,000053 | 0,000037 | | 0,005442 | 0,000086 | 0,000043 |
| 6 | 75 | 7 | 0,001578 | 0,093599 | 0,000102 | 0,000043 | 0,005442 | | 0,000586 | 0,000052 |
| 7 | 75 | 28 | 0,000055 | 0,004613 | 0,021477 | 0,000077 | 0,000086 | 0,000586 | | 0,000101 |
| 8 | 75 | 91 | 0,000037 | 0,000077 | 0,000230 | 0,364985 | 0,000043 | 0,000052 | 0,000101 | |