

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ESTUDO DA DURABILIDADE DE CONCRETOS COM ADIÇÃO DE  
RESÍDUOS DA INDÚSTRIA DE CERÂMICA VERMELHA COM  
FOCO NA CORROSÃO DE ARMADURAS

Valdith Lopes Jerônimo

Porto Alegre

2014



VALDITH LOPES JERÔNIMO

**ESTUDO DA DURABILIDADE DE CONCRETOS COM ADIÇÃO  
DE RESÍDUOS DA INDÚSTRIA DE CERÂMICA VERMELHA COM  
FOCO NA CORROSÃO DE ARMADURAS**

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 Doutora em  
Engenharia.

Orientação: Prof. Dr. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho e Prof. Dr.  
Gibson Rocha Meira.

Porto Alegre

2014

### CIP - Catalogação na Publicação

Jerônimo, Valdith Lopes

Estudo da durabilidade de concretos com adição de resíduos da indústria de cerâmica vermelha com foco na corrosão de armaduras / Valdith Lopes Jerônimo. -- 2014.

207 f.

Orientador: Luiz Carlos Pinto da Silva Filho.

Coorientador: Gibson Rocha Meira.

Tese (Doutorado) -- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS, 2014.

1. Cerâmica Vermelha. 2. Cloretos. 3. Carbonatação. 4. Corrosão. 5. Durabilidade. I. da Silva Filho, Luiz Carlos Pinto, orient. II. Meira, Gibson Rocha, coorient. III. Título.

Elaborada pelo Sistema de Geração Automática de Ficha Catalográfica da UFRGS com os dados fornecidos pelo(a) autor(a).

**VALDITH LOPES JERÔNIMO**

**ESTUDO DA DURABILIDADE DE CONCRETOS COM ADIÇÃO  
DE RESÍDUOS DA INDÚSTRIA DE CERÂMICA VERMELHA COM  
FOCO NA CORROSÃO DE ARMADURAS**

Porto Alegre, 30 de outubro de 2014

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho  
PhD pela Leeds University  
Orientador

Prof. Gibson Rocha Meira  
Dr. pela Univ. Fed. de Santa Catarina  
Co-orientador

Prof. Armando Miguel Awruch  
Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

Prof. Dr. Washington Peres Núñez (UFRGS)  
Dr pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Normando Perazzo Barbosa (UFPB)  
Dr. pela Université Pierre Et Marie Curie

Prof. Eudésio Oliveira Vilar (UFCG)  
Dr. pela Université de Rennes I

Dedico aos meus pais, Valdemar e Edith, que me deram  
o que tenho de mais precioso, a vida.

## **AGRADECIMENTOS**

Após cinco anos de trabalho, muitos e valiosos foram os apoios recebidos. Certamente não conseguirei registrar o nome de todos que, de alguma forma, contribuíram para a conclusão desta tese, mas deixo aqui meus agradecimentos para aqueles que estiveram mais diretamente envolvidos.

À CAPES/SETEC pelo financiamento do DINTER (edital 001/2008) e ao CNPQ pelo financiamento de bolsas de iniciação científica.

Ao PPGEC da Universidade Federal do Rio Grande do Sul pela oportunidade de realização deste trabalho.

Aos meus orientadores professores Luiz Carlos da Silva Pinto e Gibson Rocha Meira, por aceitarem a orientação deste trabalho.

Ao professor e amigo Gibson por estar sempre próximo no decorrer deste trabalho, proporcionando-me orientação e incentivo nos momentos de angústia e incertezas.

Ao professor Luiz Carlos pelas sugestões dadas ao longo do trabalho. Agradecimento especial pela acolhida no LEME, no período que estive em Porto Alegre.

Aos professores Washington Nunez, Normando Perazzo Barbosa e Eudésio Oliveira Vilar, que compuseram a banca de defesa deste doutorado, pelas contribuições para que o trabalho fosse aprimorado.

Ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba pelo apoio recebido, principalmente, ao professor Joabson Nogueira, que enquanto diretor do Campus João Pessoa deu-me todo apoio no desenvolvimento deste trabalho.

Ao professor Homero Jorge Matos de Carvalho pela elaboração e coordenação pedagógica do DINTER e a professora Nelma Mirian Chagas de Araújo, que enquanto pró-reitora de pesquisa, inovação e pós-graduação do IFPB sempre deu suporte às demandas do doutorado.

Aos meus colegas do grupo de pesquisa em Materiais e Resíduos da Construção Civil do IFPB, Evelyne e Rubens. Agradecimento especial a Pablo Ramon, pelo companheirismo durante todo o desenvolvimento do trabalho, importante contribuição.

Aos colegas e funcionários do LEME que me acolheram carinhosamente durante o período em que estive em Porto Alegre, Bruno do Vale, Vânia Peres, Luciane Caetano, Luciani e

Alexandre Lorenzi. Às secretárias que tantos esclarecimentos me prestaram, em especial a Liliani e Carmen. Agradecimento especial ao Bruno do Vale, Josi e Malu, pelos ensaios de granulometria; e ao Antônio Takami pelos ensaios de TGA. À professora e amiga Vânia Caldas que ajudou a tornar, ainda mais agradável, minha passagem por Porto Alegre.

Aos alunos de iniciação científica do IFPB Rafael Pinto e Antônio Feliciano pelo auxílio no trabalho experimental.

Ao professor Geraldo Juvito que sempre colocou os laboratórios da Área de Meio Ambiente à disposição do nosso grupo de pesquisa. Aos técnicos e bolsistas do laboratório, agradecimento especial a Pedro, Polyana, Vanessa e Róbinson.

Aos funcionários da marcenaria do IFPB, na coordenação do Sr. Assis, que foram sempre prestativos e atenciosos na montagem de suportes para equipamentos.

Aos meus colegas de coordenação pelo apoio e compreensão no período que fiquei afastada das atividades acadêmicas.

À amiga Mary Roberta pela ajuda na revisão da qualificação. Ao amigo Assis Costa pelo trabalho de revisão das referências e formatação deste trabalho. À amiga Socorro Burity pela revisão final desta tese.

Ao amigo Paulo Márcio pela montagem das câmaras de carbonatação.

Ao professor Daniel Matos pela valiosa contribuição nas análises de estatística.

Aos professores Normando Perazzo Barbosa, Eudésio Oliveira Vilar e João Luiz Calmon Nogueira da Gama, pelas contribuições na qualificação.

Aos professores Sandro Marden Torres e Normando Perazzo que colocaram os equipamentos do LABEME a minha disposição. Aos professores Givanildo Azeredo e Aline Azeredo pela colaboração na análise de DRX. Ao técnico, Cláudio Matias, pela ajuda em parte dos ensaios de resistência.

A TECNCON, na pessoa de Nereu Filho, que disponibilizou os equipamentos e pessoal para grande parte das análises de resistência.

A CIMPOR que fez um treinamento para a utilização do Permeabilímetro de Blaine, fundamental na caracterização do resíduo utilizado.



Aos amigos que me receberam na sede provisória do laboratório “das Trincheiras”, proporcionando-me um agradável local de trabalho. Socorro e Flávio, sempre cuidando do meu local de trabalho. Valeriano resolvendo problemas de infraestrutura. Miguel, Guilherme e Thaciana companheiros de almoço e do cafezinho acompanhado de boas conversas.

A todos os amigos que entenderam minhas ausências durante esses anos de trabalho e não desistiram da nossa amizade.

Por fim, à minha família, especialmente, ao meu pai Valdemar, minha mãe Edith e ao meu irmão Valdemar Filho, que torceram pelo sucesso deste trabalho, e entenderam as poucas visitas que pude fazer-lhes, mas mesmo assim rezaram por mim e suportaram meu estresse.

Descobri como é bom chegar quando se tem paciência. E para se chegar, onde quer que seja, aprendi que não é preciso dominar a força, mas a razão. É preciso, antes de tudo, querer.

*Amyr Klink*

## RESUMO

JERÔNIMO, V. L. Estudo da durabilidade de concretos com adição de resíduos da indústria de cerâmica vermelha com foco na corrosão de armaduras. 2014. 207 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

A busca pelo desenvolvimento sustentável impulsiona a pesquisa voltada ao uso de resíduos industriais na construção civil. Os resíduos da indústria de cerâmica vermelha podem ser utilizados como material pozolânico e já existem trabalhos que apontam para essa possibilidade. Porém, existe uma lacuna quanto à avaliação da durabilidade do concreto produzido com esse resíduo. Este trabalho analisa os efeitos da substituição de parte do cimento por resíduos de tijolos moídos (RTM) frente à corrosão da armadura provocada pela carbonatação e pela ação de cloretos. Para isso, foram preparados concretos convencionais (CCV) nos traços (aglomerante: materiais secos) 1:3,18; 1:4,11; e 1:5,58, cada um com 10%, 20% e 30% de RTM. Foram também analisados concretos autoadensáveis (CAA) com traço de 1:3 e 20%, 30% e 40% de substituição de resíduos, além dos traços sem resíduos usados como referências. O uso do RTM diminuiu o índice de vazios nos traços, porém houve perdas de resistência que alcançaram até 19% aos 90 dias. Os concretos autoadensáveis (CAA) mostraram melhores resultados de resistência apresentando melhoria em todos os traços para a mesma idade dos CCV, atingindo 11% de aumento. Em relação aos ensaios de carbonatação, os concretos com RTM tiveram maiores profundidades de carbonatação do que os concretos de referência, fato explicado pela redução da sua reserva alcalina. No entanto, esse aumento não inviabiliza o uso de concretos com RTM, principalmente para dosagens de menor porosidade e adições em patamares de substituição menos elevados. Para a penetração de cloretos o RTM apresentou bom resultado, tanto para os CCV como para os CAA. Embora o RTM tenha diminuído o teor crítico de cloretos, ele aumentou o tempo necessário à despassivação das armaduras. Fato explicado pelo refinamento dos poros e pela maior capacidade de fixação de cloretos. Esse resultado é bastante animador para o uso deste resíduo em concretos convencionais expostos a ambientes marinhos ou como finos para concretos autoadensáveis.

**Palavras-chave:** cerâmica vermelha; carbonatação; cloretos; corrosão; durabilidade.

## ABSTRACT

JERÔNIMO, V. L. Study of the durability of concrete with addition of wastes of the red ceramic industry with focus on reinforcement corrosion. 2014. 207 p. Doctorate (Doctorate in Civil Engineering) – Post-graduation in Civil Engineering, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

The search for the sustainable development boosts the research focused on the use of industrial wastes civil construction. The industry wastes of red ceramics can be used as pozzolanic material and there are already works that point out for this possibility. However, there is a knowledge gap regarding the durability evaluation of the concrete produced with this waste. This research analyzes the effects substitution of part of the cement by crushed brick wastes (CBW) in relation to the reinforcement corrosion caused by carbonation and chloride action. For this reason, conventional cement concrete (CCV) was prepared in the traces (agglomerate: dry materials) 1:3,18; 1:4,11; and 1:5,58, each one with 10%, 20% and 30% of CBW. Self-compacting concrete (SCC) was also analyzed with trace of 1:3 and 20%, 30% and 40% of waste substitution, besides the traces with no waste used as references. The use of CBW decreased the rate of gaps in the traces, but there were losses of resistance that reached up to 19% in 90 days. The self-compacting concrete (SCC) showed better resistance results presenting improvement in all traces for the same age of the CCV, reaching 11% of increase. In regard to the carbonation tests, the CBW concretes had greater depths of carbonation than the reference concrete; fact explained by the reduction of its alkaline reserve. Nevertheless, this increase does not hamper the use of CBW concretes, especially for dosages of lower porosity and additions in lower substitution standards. For the chloride penetration, the CBW presented good result both for the CCV and the SCC. Although the CBW has diminished its critical chloride content, it increased the necessary period of time for reinforcement despassivation. This fact was explained by the refining of pores and by the larger capacity of chlorides fixation. This result is very satisfactory for the use of this waste in conventional concretes exposed to marine environments or as fine aggregate for self-compacting concretes.

**Keywords:** red ceramics; carbonation; chloride; corrosion; durability.

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>24</b>
1.1	JUSTIFICATIVA E CONTEXTUALIZAÇÃO	24
1.2	ABORDAGEM DO PROBLEMA	26
1.3	OBJETIVOS	27
1.4	DELIMITAÇÃO DA PESQUISA	27
1.5	ESTRUTURA DA TESE	28
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>29</b>
2.1	ADIÇÕES	29
2.1.1	Classificação das adições	30
2.1.2	Uso das adições	30
2.1.3	Resíduos de Tijolos Moídos (RTM)	32
2.1.3.1	Trabalhos com RTM	34
2.2	CORROSÃO NAS ARMADURAS DO CONCRETO	40
2.2.1	Iniciação da corrosão provocada pela ação dos cloretos	41
2.2.2	Mecanismos de penetração dos cloretos	42
2.2.3	Fatores que influenciam a penetração de cloretos	44
2.2.3.1	Temperatura e Umidade	45
2.2.3.2	Tipo de cimento	46
2.2.3.3	Relação água/cimento	47
2.2.3.4	Emprego de adições	47
2.2.4	Teor crítico de cloretos	48
2.2.5	Representação do teor crítico de cloretos	53
2.2.6	Iniciação da corrosão provocada pela penetração do CO <sub>2</sub>	53
2.2.7	Fatores que influenciam na penetração de CO <sub>2</sub>	54
2.2.7.1	Temperatura e umidade relativa	54
2.2.7.2	Concentração de CO <sub>2</sub>	55
2.2.7.3	Adições	57
2.2.7.3	Relação a/agl	58

2.2.8	Modelagem sobre o avanço da frente de carbonatação	59
2.3	DESPASSIVAÇÃO DO AÇO	61
2.3.1	Despassivação do aço por ação da carbonatação	62
2.3.2	Despassivação do aço por ação dos cloretos	64
2.4	TÉCNICAS ELETROQUÍMICAS PARA ACOMPANHAMENTO DA CORROSÃO NA ARMADURA DO CONCRETO	66
2.4.1	Potencial de corrosão	66
2.4.2	Resistência de polarização	67
<b>3</b>	<b>PROGRAMA EXPERIMENTAL</b>	<b>70</b>
3.1	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS	72
3.1.1	Granulometria a Laser	72
3.1.2	Difração de Raios-x	72
3.1.3	Análise termogravimétrica	73
3.1.4	Ensaio de compatibilidade do superplastificante com o cimento	74
3.1.5	Ensaio de resistência à compressão	76
3.2	PREPARAÇÃO DOS RESÍDUOS DE TIJOLOS MOÍDOS (RTM)	76
3.3	DEFINIÇÃO DOS TRAÇOS	77
3.3.1	Concreto convencional (CCV)	77
3.3.2	Concreto autoadensável (CAA)	78
3.4	CARBONATAÇÃO ACELERADA	79
3.4.1	Preparação dos corpos-de-prova	79
3.4.2	Precondicionamento	81
3.4.3	Exposição dos corpos-de-prova na câmara de carbonatação	81
3.5	ATAQUE POR CLORETOS	83
3.5.1	Preparação dos corpos-de-prova	83
3.5.2	Condições de exposição aos cloretos	85
3.5.3	Obtenção dos perfis de cloretos e análise do teor crítico de cloretos	85
3.6	MONITORAMENTO ELETROQUÍMICO	87

3.7	PLANEJAMENTO PARA TRATAMENTO ESTATÍSTICO _____	88
<b>4</b>	<b>APRESENTAÇÃO, ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS</b> ____	<b>89</b>
4.1	MATERIAIS _____	89
4.1.1	Cimento _____	89
4.1.2	Agregados _____	91
4.1.3	Aço _____	91
4.1.4	Resíduo de tijolo moído _____	92
4.1.4.1	Moagem dos resíduos de tijolos e I.A.P. _____	93
4.1.4.2	Granulometria a laser _____	94
4.1.4.3	Análise química _____	95
4.1.4.4	Difração de Raios-X _____	95
4.1.4.5	Análise de TG/DTG _____	97
4.2	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DOS TRAÇOS CONVENCIONAIS	100
4.3	ENSAIO DE AUTOADENSABILIDADE DO CAA _____	102
4.4	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO _____	103
4.4.1	Concreto convencional _____	103
4.4.2	Concreto autoadensável _____	110
4.5	CARBONATAÇÃO _____	115
4.6	ENSAIO ACELERADO DE PENETRAÇÃO DE CLORETOS _____	119
4.6.1	Monitoramento eletroquímico _____	120
4.6.1.1	Concreto convencional _____	120
4.6.1.2	Concreto autoadensável _____	123
4.6.2	Perfis de cloretos totais e livres _____	125
4.6.3	Transporte de cloretos _____	132
4.6.3.1	Concentração superficial de cloretos dos concretos convencionais. _____	134
4.6.3.2	Concentração superficial de cloretos dos concretos autoadensáveis _____	138
4.6.3.3	Coeficiente de difusão _____	140
4.6.4	Teor crítico de cloretos _____	144
4.6.4.1	Teor crítico de cloretos dos concretos convencionais _____	146
4.6.4.2	Teor crítico de cloretos dos concretos autoadensáveis _____	150

<b>5</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS</b>	<b>155</b>
5.1	CONCLUSÕES	155
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	158
	<b>REFERÊNCIAS</b>	<b>159</b>
	<b>APÊNDICES</b>	<b>169</b>



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Modelo de Tuutti para corrosão de armaduras (FIGUEIREDO; MEIRA, 2011, p.909) _____	40
Figura 2 - Adaptação do modelo de corrosão das armaduras de Tuutti (1982) (FIGUEIREDO; MEIRA, 2011, p. 909) _____	41
Figura 3– Aumento de massa ao longo do ensaio de carbonatação acelerada (Baseado em: CASTELLOTE <i>et al.</i> , 2009) _____	57
Figura 4 – Profundidade de carbonatação e relação a/c (Baseada em: HOUST; WITTMANN, 2002) _____	59
Figura 5 – Frente de carbonatação visualizada por reação com Fenolftaleína (Acervo pessoal) _____	61
Figura 6 - Diagrama de Pourbaix de equilíbrio termodinâmico do Fe–H <sub>2</sub> O a 25°C (Baseado em: POURBAIX, 1987) _____	63
Figura 7 - Formação do pite de corrosão pela ação dos cloretos (TREADAWAY, 1988; adaptado por MEIRA, 2004, p. 72) _____	64
Figura 8 - Diagrama de equilíbrio termodinâmico para o sistema Fe-H <sub>2</sub> O a 25°C, à presença de íons cloreto (Baseado em: POURBAIX, 1987) _____	65
Figura 9 – Visão geral do programa experimental _____	71
Figura 10 – Método do Cone de Marsh (Acervo pessoal) _____	75
Figura 11 – Esquema gráfico do ensaio de carbonatação _____	80
Figura 12 – CP com pintura epóxi (a); CP embalados com filme PVC (b); CP embalados a vácuo (c) (Acervo pessoal). _____	81
Figura 13 – Foto e detalhe interno da câmara de carbonatação (Acervo pessoal) _____	82
Figura 14 – Acompanhamento da frente de carbonatação por análise digital de imagem (Acervo pessoal) _____	83
Figura 15 – Esquema ilustrativo do ensaio de exposição a cloretos _____	84
Figura 16 – Corpos de prova imersos em solução de NaCl a 1M (Acervo pessoal ) _____	85
Figura 17 – Retirada da barra do CP (a;b); fatiamento do CP (c); pulverização das amostras de concreto (d); retirada de resíduo metálico do almofariz (e); peneiramento (f) (Acervo pessoal) _____	86
Figura 18 – Montagem de equipamentos para leituras eletroquímicas (a); detalhe da gaiola de Faraday (b) (Acervo pessoal) _____	87
Figura 19 – Granulometria a laser do cimento CP V ARI utilizado no trabalho _____	90
Figura 20 – Curvas granulométricas dos agregados _____	91

Figura 21– Armadura preparada para CP prismáticos (Acervo pessoal)	92
Figura 22 - Tijolos quebrados na indústria (a); tijolos triturados e moídos (b) (Acervo pessoal)	93
Figura 23 - Relação entre finura do RTM e rotações do moinho	93
Figura 24- Granulometria a laser do RTM utilizado no trabalho	94
Figura 25 – DRX do resíduo de tijolo moído	96
Figura 26 – DRX da pasta de referência e da pasta com adição de 30% de RTM submetidas à solução de NaCl (1M)	96
Figura 27 – Ensaio de TG/DTG da pasta de referência aos 59 dias	97
Figura 28 - Ensaio de TG/DTG da pasta de referência aos 90 dias	98
Figura 29 – Ensaio de TG/DTG da pasta com adição de 10% de RTM aos 59 dias	98
Figura 30 – Ensaio de TG/DTG da pasta com adição de 10% de RTM aos 90 dias	99
Figura 31 – Ensaio de TG/DTG da pasta com adição de 30% de RTM aos 59 dias	99
Figura 32 - Ensaio de TG/DTG da pasta com adição de 30% de RTM aos 90 dias	100
Figura 33 – Ensaio de espalhamento (a); ensaio com anel J (b); detalhes do CAA (c) (Acervo pessoal)	103
Figura 34 – Resistências médias dos traços de concreto convencional, C3, C4 e C5	104
Figura 35 – Efeito isolado do RTM em relação à resistência dos CCV	105
Figura 36 – Efeito isolado da relação a/agl em relação à resistência dos CCV	106
Figura 37 – Efeito isolado da idade em relação à resistência dos CCV	107
Figura 38 – Interação dos fatores RTM x a/agl na resistência à compressão dos CCV	108
Figura 39 – Interação dos fatores idade x RTM na resistência à compressão dos CCV	109
Figura 40 – Interação dos fatores a/agl x idade na resistência à compressão dos CCV	109
Figura 41 – Resistências à compressão médias dos traços do CAA	111
Figura 42 - Efeito isolado do RTM em relação à resistência do CAA	112
Figura 43 - Efeito isolado da idade em relação à resistência do CAA	113
Figura 44 – Interação dos fatores idade x RTM na resistência à compressão dos CAA	114
Figura 45 – Profundidades médias das frentes de carbonatação do traço C3 ao longo do tempo	116
Figura 46 – Profundidades médias das frentes de carbonatação do traço C4 ao longo do tempo	116

Figura 47 – Profundidades médias das frentes de carbonatação do traço C5 ao longo do tempo _____	117
Figura 48 – Profundidades médias das frentes de carbonatação do traço CAA _____	117
Figura 49 – Coeficientes de carbonatação dos traços C3; C4; C5 e CAA _____	118
Figura 50 - Efeito isolado da relação a/agl no tempo de desp passivação da armadura em ensaio acelerado de penetração de cloretos nos CCV _____	121
Figura 51 - Efeito isolado do teor de RTM no tempo de desp passivação da armadura em ensaio acelerado de penetração de cloretos nos CCV _____	121
Figura 52 – Efeito do teor de RTM e relação a/agl no tempo de desp passivação da armadura em ensaio acelerado de penetração de cloretos nos CCV _____	122
Figura 53 - Efeito do teor de RTM no tempo de desp passivação da armadura em ensaio acelerado de penetração de cloretos nos CAA _____	124
Figura 54 – Perfis de cloretos totais e livres para C3 REF (1:3,18 – a/agl = 0,45) _____	126
Figura 55 - Perfis de cloretos totais e livres para C3 10% (1:3,18 – a/agl = 0,45) _____	126
Figura 56 - Perfis de cloretos totais e livres para C3 20% (1:3,18 – a/agl = 0,45) _____	127
Figura 57 - Perfis de cloretos totais e livres para C3 30% (1:3,18 – a/agl = 0,45) _____	127
Figura 58 – Perfis de cloretos totais e livres para C4 REF (1:4,11 – a/agl = 0,55) _____	127
Figura 59 – Perfis de cloretos totais e livres para C4 10% (1:4,11 – a/agl = 0,55) _____	128
Figura 60 – Perfis de cloretos totais e livres para C4 20% (1:4,11 – a/agl = 0,55) _____	128
Figura 61 – Perfis de cloretos totais e livres para C4 30% (1:4,11 – a/agl = 0,55) _____	128
Figura 62 – Perfis de cloretos totais e livres para C5 REF (1:5,52 – a/agl = 0,65) _____	129
Figura 63 - Perfis de cloretos totais e livres para C5 10% (1:5,52 – a/agl = 0,65) _____	129
Figura 64 - Perfis de cloretos totais e livres para C5 20% (1:5,52 – a/agl = 0,65) _____	129
Figura 65- Perfis de cloretos totais e livres para C5 30% (1:5,52 – a/agl = 0,65) _____	130
Figura 66 - Perfis de cloretos totais e livres para CAA REF (1:3 – a/agl = 0,45) _____	130
Figura 67 - Perfis de cloretos totais e livres para CAA 20% (1:3 – a/agl = 0,45) _____	130
Figura 68 - Perfis de cloretos totais e livres para CAA 30% (1:3 – a/agl = 0,45) _____	131
Figura 69 - Perfis de cloretos totais e livres para CAA 40% (1:3 – a/agl = 0,45) _____	131
Figura 70 – Representação esquemática do reescalonamento dos perfis de cloretos _____	133
Figura 71 - Efeito isolado da AAGL nos valores médios das concentrações superficiais de cloretos livres e totais nos CCV _____	135

Figura 72 – Efeito isolado do teor de RTM nos valores médios das concentrações superficiais de cloretos livres e totais nos CCV _____	136
Figura 73 – Efeito do teor de RTM e da relação a/agl nos valores médios das concentrações superficiais de cloretos livres nos CCV _____	137
Figura 74 – Efeito do teor de RTM e relação a/agl nos valores médios das concentrações superficiais de cloretos totais nos CCV _____	138
Figura 75 – Efeito do teor de RTM nos valores médios das concentrações superficiais de cloretos livres e totais no CAA _____	139
Figura 76 – Coeficiente de difusão dos cloretos livres nos CCV em relação a relação a/agl _____	141
Figura 77 – Coeficiente de difusão dos cloretos totais nos CCV em relação a relação a/agl _____	141
Figura 78 – Coeficiente de difusão dos cloretos livres e totais nos CAA (1:1,5:1,5) _____	142
Figura 79 – Relação entre cloretos livres e totais dos traços de CCV para cada teor de RTM. _____	144
Figura 80 – Corpo de prova retirado do ensaio acelerado de cloretos, aberto para identificação dos pites de corrosão e retirada da barra (Arquivo pessoal) _____	145
Figura 81 - Efeito isolado do RTM sobre o teor crítico dos cloretos livres e totais nos CCV _____	147
Figura 82 - Efeito isolado da relação a/agl sobre o teor crítico dos cloretos livres e totais nos CCV _____	148
Figura 83 - Efeito do teor de RTM e relação a/agl nos teores críticos de cloretos livres nos CCV _____	149
Figura 84 - Efeito do teor de RTM e da relação a/agl sobre o teor crítico dos cloretos totais nos CCV _____	150
Figura 85 - Efeito do RTM sobre o teor crítico dos cloretos livres e totais nos CAA _____	151

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Classificação das adições minerais para concreto estrutural _____	30
Tabela 2 – Resumo de trabalhos utilizando resíduos de tijolos moídos utilizados na pesquisa. _____	39
Tabela 3 - Proposta de segmentação da zona de atmosfera marinha _____	42
Tabela 4 – Coeficiente de difusão em função da relação água/cimento e da temperatura_	45
Tabela 5 – Grau de saturação e coeficiente de difusão _____	46
Tabela 6 - Coeficiente de difusão de cloretos, a 25°C, em pasta de cimento com a/c igual a 0,5 _____	46
Tabela 7 - Teor de cloretos recomendado para proteção das armaduras de concreto____	49
Tabela 8 – Valores de teores críticos de cloretos _____	51
Tabela 9 - Concentração volumétrica do CO <sub>2</sub> no ar em alguns tipos de ambiente _____	54
Tabela 10 - Relação entre potencial de corrosão e probabilidade de corrosão _____	66
Tabela 11 – Ensaio normalizados utilizados na pesquisa _____	72
Tabela 12 - Carga de bolas utilizadas na moagem do RTM _____	76
Tabela 13 - Proporções dos materiais utilizados nos traços moldados _____	78
Tabela 14 - Características dos traços dos concretos autoadensáveis (CAA) _____	79
Tabela 15 – Variáveis para planejamento de tratamento estatístico _____	88
Tabela 16 - Características físicas e químicas do cimento _____	90
Tabela 17 – Características do aço _____	92
Tabela 18 - Análise química do RTM utilizado no trabalho _____	95
Tabela 19 – Teor de Ca(OH) <sub>2</sub> e CaCO <sub>3</sub> nas pastas de cimento _____	100
Tabela 20 – Dosagens e ensaio de abatimento dos traços das famílias C3 (1: 1,34:1,84), C4 (1: 1,86:2,25) e C5 (1: 2,65: 2,87) _____	101
Tabela 21 – Índice de vazios e absorção dos traços C4 REF, C4 10%, C4 20% e C4 30% _____	101
Tabela 22 - Características de dosagens e propriedades no estado fresco dos traços de CAA _____	102
Tabela 23 – Índice de vazios e absorção dos traços CAA 0%, CAA 20% e CAA 30% _____	103
Tabela 24 – Valores médios de resistência à compressão dos concretos convencionais	104

Tabela 25 – ANOVA dos fatores independentes isolados e das interações entre eles em relação à resistência para todas as idades testadas do CCV _____	105
Tabela 26 - Teste de Tukey para o efeito do teor de RTM sobre a resistência à compressão axial dos CCV _____	106
Tabela 27- Teste de Tukey para o efeito da relação de a/agl sobre a resistência à compressão dos CCV _____	106
Tabela 28 - Teste de Tukey para o efeito da idade do concreto sobre a resistência à compressão dos CCV _____	107
Tabela 29 – Perdas de resistência dos CCV em relação ao concreto de referência _____	110
Tabela 30 - Valores médios de resistência à compressão dos concretos autoadensáveis _____	111
Tabela 31 – ANOVA dos fatores independentes isolados e da interação entre eles em relação à resistência para todas as idades testadas do CAA _____	111
Tabela 32 - Teste de Tukey para o efeito do teor de RTM sobre a resistência à compressão dos CAA _____	112
Tabela 33 - Teste de Tukey para o efeito da idade do concreto sobre a resistência à compressão dos concretos autoadensáveis _____	113
Tabela 34 – Perdas e ganhos de resistência à compressão dos CAA em relação ao concreto de referência _____	114
Tabela 35 – Valores de K (coeficiente de carbonatação) dos traços a partir dos ajustes da primeira lei de Fick _____	118
Tabela 36 - Acompanhamento do comportamento do pH em pasta com diferentes teores de RTM ao longo do tempo _____	119
Tabela 37 - ANOVA dos fatores independentes isolados e das interações entre eles em relação ao tempo de despassivação da armadura nos traços do CCV _____	120
Tabela 38 - Teste de Tukey para o efeito da relação a/agl sobre o tempo de despassivação da armadura em ensaio acelerado de penetração de cloretos dos CCV _____	121
Tabela 39 - Teste de Tukey para o efeito de teor de RTM sobre o tempo de despassivação da armadura em ensaio acelerado de penetração de cloretos dos CCV _____	122
Tabela 40 - ANOVA do fator independente RTM em relação ao tempo de despassivação da armadura em ensaio acelerado de penetração de cloretos dos CAA _____	124
Tabela 41 - Teste de Tukey para o efeito de teor de RTM sobre o tempo de despassivação da armadura em ensaio acelerado de penetração de cloretos dos CAA _____	125
Tabela 42 – Parâmetros médios relacionados aos ajustes da segunda Lei de Fick aos perfis experimentais de cloretos livres dos traços estudados _____	133
Tabela 43 - Parâmetros médios relacionados aos ajustes da segunda Lei de Fick aos perfis experimentais de cloretos totais dos traços estudados _____	134

Tabela 44 - ANOVA dos fatores independentes isolados e das interações entre eles em relação à concentração superficial dos cloretos livres e totais no CCV _____	134
Tabela 45 - Teste de Tukey para o efeito da relação a/agl sobre a concentração superficial de cloretos livres e totais nos CCV _____	136
Tabela 46- Teste de Tukey para o efeito do teor de RTM sobre a concentração superficial de cloretos livres e totais nos CCV _____	136
Tabela 47 - ANOVA do fator independente em relação à concentração superficial dos cloretos livres e totais no CAA _____	139
Tabela 48 - Teste de Tukey para o efeito do RTM sobre a concentração superficial de cloretos livres e totais do CAA _____	140
Tabela 49 – Teores críticos de cloretos livres e totais dos traços estudados. _____	146
Tabela 50 – ANOVA dos fatores independentes isolados e das interações entre eles em relação ao teor crítico dos cloretos livres e totais do CCV _____	147
Tabela 51 - Teste de Tukey para o efeito do teor de RTM sobre o teor crítico de cloretos livres e totais nos CCV _____	149
Tabela 52 - Teste de Tukey para o efeito da relação a/agl sobre o teor crítico de cloretos livres e totais nos CCV _____	149
Tabela 53 – ANOVA do RTM em relação ao teor crítico dos cloretos livres e totais do CAA _____	151
Tabela 54 - Teste de Tukey para o efeito do RTM sobre o teor crítico de cloretos livres e totais nos CAA _____	152

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

a/agl: relação água/aglomerante

ABCERAM: Associação brasileira de cerâmica

ANICER: Associação nacional da indústria cerâmica

ASTM: American society for testing and materials

C3 REF: traço 1: 1,34: 1,84 – a/agl – 0,45 sem RTM - concreto convencional

C3 10%: traço 0,9: 0,1: 1,34: 1,84 – a/agl – 0,45 com 10% de RTM - concreto convencional

C3 20%: traço 0,8: 0,2: 1,34: 1,84 – a/agl – 0,45 com 20% de RTM - concreto convencional

C3 30%: traço 0,7: 0,3: 1,34: 1,84 – a/agl – 0,45 com 30% de RTM - concreto convencional

C4 REF: traço 1: 1,86: 2,25 – a/agl – 0,55 sem RTM - concreto convencional

C4 10%: traço 0,9: 0,1: 1,86: 2,25 com 10% RTM - concreto convencional

C4 20%: traço 0,8: 0,2: 1,86: 2,25 com 20% RTM - concreto convencional

C4 30%: traço 0,7: 0,3: 1,86: 2,25 com 30% RTM - concreto convencional

C5 REF: traço 1: 2,65: 2,87 – a/agl – 0,65 sem RTM - concreto convencional

C5 10%: traço 0,9: 0,1: 2,65: 2,87 – a/agl – 0,65 com 10% RTM - concreto convencional

C5 20%: traço 0,8: 0,2: 2,65: 2,87 – a/agl – 0,65 com 20% RTM - concreto convencional

C5 30%: traço 0,7: 0,3: 2,65: 2,87 – a/agl – 0,65 com 30% RTM - concreto convencional

CAA REF: traço 1: 1,5: 1,5 – a/agl - 0,45 sem RTM – concreto autoadensável

CAA 20%: traço 0,9: 0,2: 1,5: 1,5 – a/agl - 0,45 com 20% de RTM – concreto autoadensável

CAA 30%: traço 0,8: 0,3: 1,5: 1,5 – a/agl - 0,45 com 30% de RTM – concreto autoadensável

CAA 40%: traço 0,8: 0,3: 1,5: 1,5 – a/agl - 0,45 com 40% de RTM – concreto autoadensável

C<sub>3</sub>A: aluminato tricálcico



C<sub>4</sub>AF: ferroaluminato tetracálcico

CAA: concreto autoadensável

CCV: concreto convencional

C-A-H: cálcio aluminato hidratado

C-S-H: Silicato de cálcio hidratado

CP V – ARI: cimento Portland de alta resistência inicial

DRX: difração de raio X

DTG: Termogravimetria diferencial

f/c: relação finos/cimento

GMAT: grupo de pesquisa em materiais e resíduos da construção

I.A.P.: Índice de atividade pozolânica

NBR: Norma brasileira

pH: potencial de hidrogênio

RILEM: International union of laboratories and experts in construction, materials, systems and structures

RTM: resíduo de tijolo moído

TG: Termogravimetria



# 1 INTRODUÇÃO

Importantes características em estruturas de concreto são a resistência, a durabilidade e a sustentabilidade da construção. Na busca dessa última característica, deve-se considerar desde a escolha dos materiais adotados até as técnicas de execução, sempre tendo em vista a diminuição do desperdício, a segurança, o reaproveitamento de materiais e a durabilidade da edificação. Neste sentido, muitos são os resíduos industriais que vêm sendo analisados como substitutos parciais do cimento Portland, que no decorrer deste trabalho será chamado, apenas, de cimento. Esse trabalho se propõe a dar uma contribuição no estudo da durabilidade de concretos com inserção de resíduos da indústria de cerâmica vermelha da região metropolitana de João Pessoa.

## 1.1 JUSTIFICATIVA E CONTEXTUALIZAÇÃO

Desde o início da década de 70, existe uma crescente preocupação com a deterioração da qualidade do meio ambiente. Nas últimas décadas, essa preocupação tem se intensificado e, conseqüentemente, a economia mundial tem passado a exigir das indústrias maior responsabilidade ambiental sobre a produção, transporte e resíduos dos seus produtos. Por este motivo, as indústrias tem procurado utilizar, como matérias primas, produtos que causem menores impactos ao meio ambiente e processos industriais menos agressivos. Nesse sentido, a redução na emissão de dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>) para a atmosfera e a reciclagem de resíduos, reinserindo-os no ciclo produtivo, tem sido uma busca constante de diversos segmentos industriais.

Na construção civil, a produção de materiais à base de cimento traz forte impacto ambiental, quer pela extração dos recursos naturais utilizados como matéria prima no seu processo de produção, quer pela emissão de CO<sub>2</sub> na fabricação de cimento (MEHTA; MONTEIRO, 2008). Estatísticas de 2003 indicam que as emissões de CO<sub>2</sub> para a atmosfera devido à produção de cimento no mundo foi de 1,25 bilhões de toneladas e no Brasil representaram 22,7 milhões de toneladas naquele ano (TOLEDO FILHO *et al.*, 2007). A busca pela diminuição no consumo do cimento e, em especial do clínquer que o compõe, torna-se imprescindível, o que justifica a importância de estudos que busquem a substituição parcial

do cimento por resíduos de outros processos industriais, diminuindo a agressão ao meio ambiente.

Os efeitos positivos de resíduos com aplicações pozolânicas como sílica ativa, cinza volante e cinza da casca de arroz têm sido objeto de estudo há algum tempo, indicando melhores desempenhos do ponto de vista da resistência mecânica e da durabilidade dos materiais para diversas condições de aplicação (MALHOTRA; DAVE, 1999; MEHTA, 1999; SARICIMEN *et al.*, 1992). Por outro lado, só mais recentemente é que a incorporação de resíduos da indústria de cerâmica vermelha como material pozolânico passou a ser estudada de forma mais importante (O'FARREL; WILD; SABIR, 2001; TOLEDO FILHO *et al.*, 2007; PACHECO-TORGAL; JALALI, 2010; TIRONE *et al.*, 2012; TYDLITAT *et al.*, 2012; RABEHI *et al.*, 2012; VEJMEJKOVÁ *et al.*, 2012; ; WILD; KHATIB; O'FARREL, 2007).

Os resíduos da indústria de cerâmica vermelha podem sofrer significativa variabilidade em relação à sua composição e atividade pozolânica, dependendo da temperatura de queima, da composição da matéria prima e do grau de finura alcançado, porém efeitos positivos são observados (VIEIRA, 2005). Esses efeitos podem ser identificados através de uma densificação da matriz cimentícia que se manifesta positivamente na resistência mecânica do material e na redução da taxa de transporte de íons cloreto através do concreto, para teores de substituição da ordem de 20% (VIEIRA, 2005; TOLEDO FILHO *et al.*, 2007). Observações semelhantes também foram feitas por O'Farrel, Sabir e Wild (2006) e Wild, Khatib e O'Farrel (1997) em seus estudos com argilas calcinadas.

A indústria de cerâmica vermelha, na região de João Pessoa, PB, produz um resíduo que, em alguns casos, é deixado em pontos inadequados no meio ambiente, podendo trazer problemas de ordem sanitária e econômica. Este resíduo pode ser aproveitado como um substituto parcial do cimento utilizado nos concretos, trazendo vantagens como: destino ambientalmente seguro para os resíduos, evitando depósito em lugares que tragam prejuízos à sociedade; agrega valor ao resíduo; reduz a quantidade de cimento diminuindo a poluição causada na sua produção; e economia de recursos naturais necessários à produção do cimento.

Os trabalhos já publicados indicam um cenário de potencialidades em relação à sua aplicação com esta finalidade. No entanto, no campo da durabilidade, estudos sobre a aplicação deste tipo de resíduo cerâmico pouco avançaram em relação ao fenômeno da corrosão de armaduras, embora essa seja uma das principais fontes de degradação de estruturas de concreto armado, quer em ambiente marinho, onde a ação dos cloretos é mais

importante, quer em ambientes de maior adensamento urbano, onde a ação da carbonatação se faz mais presente (BAKKER, 1988; MEIRA, 2004).

Esse trabalho se propõe a dar uma contribuição no sentido de entender o comportamento desse resíduo no concreto, frente à corrosão das armaduras provocada pelo CO<sub>2</sub> e pelos cloretos.

## 1.2 ABORDAGEM DO PROBLEMA

A corrosão das armaduras de concreto é um dos principais fatores de diminuição da vida útil das estruturas. Os principais desencadeadores da corrosão são o CO<sub>2</sub> e os cloretos. Os dois agentes agressivos são elementos comuns nas grandes cidades litorâneas, que é o caso de João Pessoa – PB, onde foi desenvolvida a pesquisa em questão. Nas cidades o CO<sub>2</sub> é oriundo, principalmente, de indústrias e da queima de combustíveis fósseis. No litoral, os cloretos são carreados pela névoa salina e atingem um grande número de edificações, devido a proximidade do mar ser a área mais cobiçada pela população, é a parte mais adensada nessas cidades. Meira (2004), desenvolvendo pesquisa nesta mesma cidade, observou que para edificações mais afastadas do mar, o efeito da carbonatação se acentua em decorrência da menor presença de água nos poros do concreto.

A tendência atual de inserção de novos materiais no concreto, geralmente, traz grandes benefícios nas características de resistência, seja por um efeito pozolânico ou por um efeito “filler”. Quanto à durabilidade, o efeito da adição pode ser positivo ou negativo, dependendo das características químicas da adição utilizada, da finura e do teor e substituição. Essa afirmação tanto pode ser feita no tocante à carbonatação quanto à penetração de cloretos.

O resíduo de tijolo moído já foi objeto de estudo de alguns pesquisadores, (FARIAS FILHO; ROLIM; TOLEDO FILHO, 2000; GONÇALVES, 2005; O’FARELL et al., 2006; RABEHI; BOUMCHEDDA; GHERNOUTI, 2012; VEJMELOVÁ et al., 2012a, 2012b, 2012c; VIEIRA, 2005) porém, não foram encontrados dados na literatura sobre corrosão em concreto com esse resíduo, evidenciando que ainda existe necessidade de um estudo mais aprofundado quanto as consequências desse resíduo na corrosão das armaduras frente à carbonatação e à penetração de cloretos.

Esta tese se propõe a dar uma contribuição ao estudo dos efeitos da substituição parcial do cimento por resíduos da indústria de cerâmica vermelha da região em estudo, buscando resposta para viabilidade técnica, nas condições analisadas.

### 1.3 OBJETIVOS

A presente proposta de pesquisa tem como objetivo geral avaliar a influência da adição de resíduos da indústria de cerâmica vermelha, utilizados em substituição parcial ao cimento, no comportamento de concretos em relação à corrosão de armaduras desencadeada pela carbonatação e pela penetração de cloretos no concreto.

Objetivos específicos:

- Conhecer a composição química e mineralógica dos resíduos da indústria de cerâmica vermelha na região do estudo.
- Estudar a influência da relação a/agl (água/aglomerante) e do teor de substituição do resíduo cerâmico empregado em relação à alcalinidade do concreto.
- Avaliar a influência da relação a/agl e do teor de substituição do resíduo cerâmico empregado na velocidade de avanço da frente de carbonatação.
- Avaliar a influência da relação a/agl e do teor de substituição do resíduo cerâmico empregado na velocidade de penetração dos cloretos
- Avaliar a influência da relação a/agl e do teor de substituição do resíduo cerâmico no teor crítico de cloretos
- Estudar a influência da relação a/agl e do teor de substituição do resíduo cerâmico empregado sobre a corrosão eletroquímica das armaduras.

### 1.4 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

Houve duas motivações para o desenvolvimento desta pesquisa. A primeira pautou-se em uma preocupação ambiental. Estudos nesta área mostram que o principal causador do aquecimento global tem sido o CO<sub>2</sub>, que é inerente à produção do cimento. Sendo o concreto o produto industrial mais consumido no mundo, uma diminuição em um dos seus insumos seria uma contribuição à sustentabilidade das construções. Além disso, um resíduo industrial deixaria de ser enviado a aterros ou deixaria de ficar em locais inadequados. A segunda motivação foi analisar como seria o comportamento da corrosão nas estruturas de concreto armado, com a incorporação desse resíduo, em locais com a presença de CO<sub>2</sub> e cloretos.

Devido à preocupação ambiental optou-se por não se usar o resíduo com grande superfície específica, para que não houvesse um alto custo energético. Tendo em vista que os resíduos de tijolos moídos (RTM) são heterogêneos, variando de acordo com as características da argila utilizada; da temperatura e condições da queima e, principalmente, da finura do material após a moagem, os resultados encontrados neste trabalho são válidos para resíduos com características semelhantes ao do resíduo estudado.

No Brasil ainda não se dispõe de uma normatização para os ensaios acelerados de carbonatação, então foram adotadas condições para o desenvolvimento deste trabalho e os resultados aqui encontrados também refletem diretamente as condições do ensaio.

Foram adotados ainda, limites experimentais para os ensaios acelerados de penetração de cloretos, então as concentrações críticas de cloretos encontradas neste trabalho, são válidas para condições semelhantes aqui adotadas.

## 1.5 ESTRUTURA DA TESE

Esta tese está dividida em seis capítulos descritos a seguir.

No capítulo 1 apresenta-se a introdução, em que estão a justificativa e contextualização, os objetivos, a delimitação da pesquisa e, por fim, a estrutura do trabalho.

No capítulo 2 é feita uma revisão de literatura que serviu de base para o levantamento dos trabalhos importantes para o desenvolvimento desta pesquisa.

No capítulo 3 é descrito o programa experimental, os materiais e procedimentos metodológicos utilizados na pesquisa e as variáveis envolvidas.

No capítulo 4 são apresentados e analisados todos os resultados da pesquisa, iniciando-se pelas características dos materiais utilizados, seguem-se os resultados do concreto endurecido e, por fim, os resultados dos ensaios de durabilidade.

No capítulo 5 firmam-se as considerações finais, juntamente a uma análise crítica sobre os avanços alcançados. Também são sugeridos trabalhos futuros que venham a aprofundar os conhecimentos na área da durabilidade do concreto.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo são levantados da literatura diversos aspectos relativos ao tema desta pesquisa. Não existe, porém, a pretensão de se esgotarem todos os trabalhos já feitos e sim a de abordarem-se aqueles mais significativos ou que darão suporte ao desenvolvimento do trabalho.

### 2.1 ADIÇÕES

São reportados na literatura usos de argilas calcinadas usadas como adições nos concretos desde tempos remotos. Segundo Dal Molin (2011) o uso da argila calcinada como material pozolânico é muito antigo, surgindo em locais onde a cinza vulcânica já não estava disponível. Zampieri (1989) afirma que as argilas calcinadas foram as primeiras pozolanas utilizadas como adição mineral ao cimento Portland, a partir de 1909, na Inglaterra, o que se denominou de cimento vermelho de Potter. Segundo o mesmo autor, no Brasil, o primeiro registro da utilização de material pozolânico remonta ao período da construção da barragem de Jupia (MS) em 1964, mas somente em 1969 ocorreu a comercialização do chamado cimento Portland pozolânico, o qual utilizava cinzas volantes coletadas na termoelétrica de Charqueadas (RS). No período entre 1975 e 1982 várias cimenteiras produziram cimentos pozolânicos com incorporação de argilas calcinadas.

Devido a aspectos econômicos e ambientais tem-se reaproveitado resíduos ou subprodutos industriais como adições na produção do concreto. Calmon (2007) fazendo revisão da história da utilização de resíduos na construção civil aponta a crise energética de 1973 e consequente crise econômica mundial como um acelerador na busca de aplicações para subprodutos e resíduos. Segundo Mehta e Monteiro (2008), sempre que um subproduto pozolânico e/ou cimentício pode ser usado em substituição parcial ao cimento Portland no concreto, há uma considerável economia de energia e de custo. Porém, deve-se observar o custo com beneficiamento como, tratamento térmico e moagem, pois se não houver essa preocupação, esse custo pode diminuir a economia gerada com a utilização desse subproduto.



### 2.1.1 Classificação das adições

As adições podem desenvolver ação química, adições ativas, ou desenvolver apenas ação física, adições não ativas. Em ambos os casos desempenham um papel importante quando empregadas em substituição ao cimento Portland. Podem aumentar a resistência mecânica do concreto devido a reações pozolânicas na microestrutura da pasta de cimento, ou a mudanças na estrutura dos poros, aumentando os finos e promovendo refinamento (MORAES; ISAIA; GASTALDIN, 2000).

Na Tabela 1 é mostrada uma classificação dos tipos de adição mineral para concreto estrutural, adotada por Dal Molin (2011).

Tabela 1- Classificação das adições minerais para concreto estrutural

Adições	Classificação
Cimentantes	Escória granulada de alto-forno
Cimentantes e pozolânicas	Cinza volante com alto teor de cálcio (CaO > 10%)
Super-pozolanas	Sílica ativa, metacaulim, cinza de casca de arroz produzida por combustão controlada (predominantemente amorfa)
Pozolanas comuns	Cinza volante com baixo teor de cálcio (CaO < 10%), argilas calcinadas, cinzas vulcânicas.
Pozolanas pouco reativas	Escórias de alto-forno resfriada lentamente, cinza de casca de arroz predominantemente cristalizada.
“Filler”	Calcário, pó de quartzo, pó de pedra

(DAL MOLIN, 2011, p. 263)

### 2.1.2 Uso das adições

Segundo Sabir, Wild e Bai (2001), o uso das adições pozolânicas agrega um grande benefício aos concretos porque consome o hidróxido de cálcio formado durante a hidratação do cimento e o transforma em silicato de cálcio hidratado. Para esses autores o hidróxido de cálcio produzido na hidratação do cimento não trás grande contribuição à sua resistência e pode até ser prejudicial à durabilidade, sendo, pois, o ponto fraco da estrutura da pasta de cimento, visto que, sendo um produto solúvel, pode ser lixiviado, deixando a estrutura porosa e resultando não apenas na diminuição da resistência, mas também no aumento de sua permeabilidade. Esse seria um dos motivos pelo qual, nas últimas décadas, o uso de adições tem aumentado.

As partículas finamente divididas da pozolana residual (que não reage com os produtos de hidratação do cimento) e outros compostos formados durante a reação pozolânica, como os cálcio aluminato hidratados (C-A-H), atuam apenas como “filler”, reduzindo a porosidade da estrutura resultante. A combinação dos efeitos pozolânico e “filler” decorrentes da reação pozolânica representa uma contribuição importante para a resistência e durabilidade da pasta endurecida frente a meios ácidos (VIEIRA, 2005).

Mehta e Monteiro (2008) afirmam que em concretos frescos que mostram uma tendência à exsudação e à segregação, a incorporação de partículas finamente divididas geralmente melhora a trabalhabilidade por reduzir o tamanho e o volume de vazios. Os aditivos minerais finamente moídos, como as pozolanas, tendem a melhorar a coesão e trabalhabilidade de concretos.

As adições finas melhoram a trabalhabilidade do concreto com tendência à exsudação ou à segregação, devido ao preenchimento dos vazios pelas partículas finas. Adições como cinzas volantes e escória de alto-forno diminuem o consumo de água do concreto, o comportamento contrário é o que acontece com adições como sílica ativa e cinzas de casca de arroz (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Dois tipos de materiais foram consagrados em todo o mundo por seus vantajosos desempenhos, quando adicionados ao cimento Portland, às escórias granuladas de alto-forno, subprodutos da fabricação de ferro gusa, e os materiais pozolânicos de origens naturais e artificiais (ISAIA, 2007).

A escória granulada de alto-forno é formada pelo rápido resfriamento da escória da produção de ferro gusa ou fundido. Este produto é rico em calcário, magnésio, sílica e alumínio em estado não cristalino. Segundo Mehta e Monteiro (2008), quando moídos a uma finura Blaine entre, 400 e 500 m<sup>2</sup>/kg, apresentam propriedades cimentantes satisfatórias.

As cinzas volantes são subprodutos das usinas termoelétricas. Podem conter alto ou baixo teor de cálcio, dependendo da composição do carvão utilizado. As cinzas com altos teores de cálcio são mais reativas. Os tamanhos de suas partículas variam de < 1 µm a 100 µm (MEHTA; MONTEIRO, 2008)

Sílica ativa é um subproduto resultante do processo de obtenção do ferro-sílico e silício-metálico. A maior parte do diâmetro das partículas da sílica ativa é menor que 1 µm e a média da superfície específica 20.000 m<sup>2</sup>/kg medida pela técnica de absorção de nitrogênio. Ela desenvolve tantos efeitos químicos como físicos no concreto (DAL MOLIN, 2011).

A utilização das cinzas de casca de arroz como adições traz grande contribuição ambiental, pois para cada tonelada de arroz produzido, 200 kg de casca são produzidos, o que traz um problema de acúmulo de resíduos. Em uma queima controlada essa quantidade de casca resulta em 40 kg de cinzas com produtos não cristalinos e com atividade pozolânica similar à sílica ativa (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Um tipo de adição mais recentemente estudada é o bagaço da cana-de-açúcar. Segundo Dal Molin (2011), na extração do caldo da cana-de-açúcar 30% da massa transforma-se em bagaço e, depois de queimado, 10% dessa massa transformam-se em cinza. Levando-se em conta que o Brasil é um grande produtor de cana-de-açúcar e que essa cinza é constituída basicamente de sílica, existe um enorme potencial de uso desse material como adição. Ainda segundo a autora, seu desempenho depende da temperatura da queima e do grau de moagem ao qual o bagaço é submetido.

A incorporação de resíduos na produção de materiais cimentícios pode reduzir a emissão de CO<sub>2</sub> e o consumo de energia, bem como contribuir para a redução do impacto ambiental relacionado com o seu destino final (GONÇALVES, 2005). Por razões práticas e econômicas as adições ao concreto são utilizadas de acordo com a disponibilidade de cada região. As fábricas de cerâmica vermelha são comuns em vários lugares e abundantes no nordeste brasileiro. Por este motivo, esse resíduo torna-se uma opção acessível para o concreto produzido e tem sido estudado por vários pesquisadores (O'FARREL; SABIR; WILD, 2006; PEREIRA-DE-OLIVEIRA; CASTRO-GOMES; SANTOS, 2012; VIEIRA, 2005; WILD; KHATIB; O'FARREL, 1997) como substituição parcial do cimento. A substituição do cimento por um resíduo também tem um efeito importante sobre a diminuição dos custos do concreto, uma vez que o custo de cimento representa mais de 45% do custo do concreto (PACHECO-TORGAL; JALALI, 2010).

Além dos fatores técnicos relacionados às características do concreto e da disponibilidade local do resíduo, outro fator importante é a necessidade de seu beneficiamento. Quando há necessidade de ativação térmica para que o resíduo desenvolva características pozolânicas, existe um gasto energético que pode comprometer os benefícios econômicos e ambientais da substituição do uso do cimento pelo resíduo. Este é um dos pontos positivos do uso de resíduos de indústria de cerâmica vermelha, a temperatura de queima na produção já é suficiente para ativar a pozolanicidade da argila.

### 2.1.3 Resíduos de Tijolos Moídos (RTM)

A indústria da cerâmica vermelha, no Brasil, representa 4,8% da construção civil (ANICER, 2013). Através da análise de dados do IBGE (2008), existem 4.346 indústrias de blocos e tijolos e 2.547 indústrias de telhas, resultando no consumo de argila de 10.300 t/mês. A Associação Brasileira de Cerâmica (ABCERAM, 2013) estima a existência de mais de 6.000 indústrias cerâmicas e olarias espalhadas por todo o Brasil, em sua maioria de micro, pequeno e médio portes, operando em vários níveis tecnológicos. No estado da Paraíba, o

sindicato da indústria de cerâmica vermelha estima que este número esteja em torno de 50 indústrias.

Embora parte da indústria de cerâmica vermelha esteja buscando a certificação, grande parte dela ainda tem produção artesanal e baixa qualificação dos funcionários, o que resulta em grande perda da sua produção. Não foram encontrados dados atuais de perdas da indústria de cerâmica, porém em trabalho publicado por Gonçalves (2005) seria em torno de 20% do total produzido. Esse dado parece bastante elevado e embora o trabalho não deixe claro, esse valor deve levar em conta a perda da fabricação à utilização final do produto.

As argilas necessitam de tratamento térmico para ativarem sua reatividade com a cal, pois precisam ter suas estruturas cristalinas destruídas. Essa temperatura pode chegar a, aproximadamente, 950°C (GONÇALVES, 2005). Segundo O'Farrell, Sabir e Wild (2006), acima desta temperatura pode ocorrer cristalização e diminuição da atividade pozolânica.

Tirone et al. (2012) trabalharam com cinco diferentes argilas, analisando quais parâmetros afetam a sua pozolanicidade. As argilas foram queimadas, inicialmente, a 700°C e 5 minutos de tempo de residência, em seguida foram trituradas até toda a massa passar na peneira 325. A superfície específica Blaine foi de 383 m<sup>2</sup>/kg. Foram feitas análises de DRX com as argilas cruas e após calcinação. A essa temperatura quatro das argilas já mostraram o desaparecimento da caulinita. Porém, para uma delas foi necessária temperatura de 800°C e o mesmo tempo de residência para que a conversão da caulinita se completasse.

No trabalho desenvolvido por Pereira-de-Oliveira, Castro-Gomes e Santos (2012) estudaram-se separadamente resíduos de telhas e tijolos de uma indústria do interior de Portugal. Entre os dois resíduos apenas o resíduo das telhas apresentou pozolanicidade. Embora as temperaturas usadas no forno da indústria não sejam conhecidas, geralmente em Portugal a temperatura de queima das telhas é mais elevada do que a temperatura de queima dos tijolos. Os resultados da resistência dos concretos com os resíduos de telhas mostraram-se melhores que os concretos com resíduos de tijolos, embora os resíduos de tijolos tivessem superfície específica Blaine de 544 m<sup>2</sup>/kg e os resíduos das telhas 399 m<sup>2</sup>/kg. Esse trabalho corrobora com o que afirmam Tirone et al. (2012), segundo eles a superfície específica da argila tem importância na resistência à compressão em idades iniciais, ao longo do tempo a estrutura desordenada e a quantidade de caulinita são fatores mais importantes.

Segundo Vieira (2005), embora as reações pozolânicas envolvendo resíduos cerâmicos moídos e cimento possam promover uma estrutura mais homogênea e densa, consequentemente menos permeável, existe uma grande variabilidade na composição

destes resíduos advinda de fatores como, por exemplo, a homogeneidade e temperatura da queima e a composição da matéria-prima, que podem interferir na capacidade destes resíduos afetarem, positivamente, determinadas características dos concretos. Esse também pode ser o motivo da variabilidade nos resultados das características dos concretos utilizando este resíduo.

As adições também diminuem o calor de hidratação por unidade de tempo, por dois motivos: o primeiro é a diminuição da quantidade de clínquer no concreto, já que parte dele é substituída pelas adições. Isso leva a diminuição das reações químicas de hidratação. O segundo motivo é que a reação pozolânica das adições só ocorre após a formação do hidróxido de cálcio, então isso faz com que a produção de calor não se sobreponha, pois ocorrerão em um período de tempo defasado.

No trabalho de Tydlit *et al.* (2012) foi analisado o calor de hidratação produzido em pastas de cimento com 20, 40 e 60% de substituição do cimento por resíduos de olarias. O calor de hidratação emitido pela pasta com 60% de resíduos, medido até seis dias, após a mistura, foi duas vezes menor do que a pasta de referência. Porém, com 20% de substituição, o calor de hidratação foi três vezes maior que o da pasta com 60% de substituição. A conclusão da pesquisa foi que a partir de 20% de substituição grande parte dos resíduos funcione apenas como “filler”, não reagindo com o  $C_3A$  e não contribuindo com o calor de hidratação.

Tanto a temperatura de queima da argila na produção dos tijolos quanto a finura do pó, que será utilizado como substituição ao cimento, influenciam as características do concreto produzido com essa argila. Quando se opta por trabalhar com alta finura pode-se potencializar a atividade pozolânica deste material bem como do efeito “filler”, contribuindo-se com a resistência à compressão, porém não se devem desconsiderar efeitos indesejáveis, o aumento da finura pode provocar a necessidade de água, que poderá ter como consequência o aumento de porosidade no concreto. Outro ponto que não deve ser ignorado é o custo energético na cominuição, pois aumentará à medida que se aumente a finura do resíduo.

#### 2.1.3.1 Trabalhos com RTM

Existem alguns trabalhos utilizando argilas calcinadas ou tijolos triturados substituindo parte do cimento em argamassa e concreto. Observa-se que há variação na composição do produto analisado, no modo de preparo, na finura utilizada e nos níveis de substituição ao cimento. O produto analisado também pode ser usado como substituto dos agregados, mas não serão citados aqui trabalhos nesta linha, por não serem o foco desta pesquisa.

Farias Filho, Rolim e Toledo Filho (2000) utilizaram resíduo de uma produção de tijolos, cuja temperatura de queima foi em torno de 900°C e grãos triturados até passarem totalmente pela peneira 200. Ao se produzirem argamassas com 30% desse resíduo fizeram-se ensaios de resistência à compressão aos 28, 90, 120, 200 e 365 dias de cura úmida, o resultado aos 28 dias foi 25% superior ao da argamassa de referência. Para idades mais avançadas, esta diferença foi reduzindo e, após 365 dias de cura, a diferença foi inferior a 1%. Segundo os autores, esses resultados mostram que a alta reatividade das argilas calcinadas empregadas, conduziu a uma rápida elevação da resistência relativa, que atingiu valor máximo aos 28 dias.

Em trabalho desenvolvido por Cordeiro et al. (2002), foram avaliadas argamassas e concretos com 10, 15 e 20% de teores de substituição de resíduos de tijolos moídos, substituindo o cimento. Os tijolos foram queimados em forno contínuo com temperaturas na faixa de 600 a 800°C e, para serem usados, foram triturados até passarem na peneira 200. Para todos os teores, a resistência à compressão tanto da argamassa, quanto do concreto com substituição foi melhor do que a referência. As análises de resistência à compressão foram feitas até 28 dias, quando essa melhora foi em torno de 20%. Os melhores resultados foram obtidos para o teor de 15% de substituição.

Rabehi, Boumchedda e Ghernouti (2012), inicialmente, analisaram a interferência da temperatura de queima da argila na pozolanicidade, variando de 650 a 800°C, obtendo melhor resultado de pozolanicidade à temperatura de 750°C, 85,7% de pozolanicidade. A argila foi calcinada na temperatura melhor avaliada e triturada até atingir superfície específica Blaine de 560m<sup>2</sup>/kg. Foram feitas substituições de 5, 10, 15 e 20%, como também da argamassa de referência. Além das análises de resistência à compressão, essas argamassas foram submersas em uma solução de NaCl a 5% para avaliar a sua durabilidade. Aos 60 dias, os melhores resultados de resistência foram para as argamassas com 5% de substituição, com quase 10% de aumento em relação à referência. Com 10 e 15% os resultados ainda foram maiores que a referência e com 20% a resistência foi menor. Os resultados que deram a menor profundidade de penetração de cloretos em relação à referência foram para 10 e 15% de substituição. A argila calcinada como substituição a parte do cimento, tem um efeito benéfico sobre a durabilidade, porque a adição mineral contribui para a densificação da pasta de cimento endurecido, através do consumo de portlandita formando CSH e CAH, o que aumenta a impermeabilidade da matriz de cimento.

Vejmelková et al. (2012a) trabalharam com argilas de diferentes tamanhos de partículas, que, após passarem por um processo de queima, foram utilizadas como substitutas parciais de cal, na produção de argamassas, todas com 17% de substituição. As partículas tinham

tamanho médio de 4 $\mu$ m, 9 $\mu$ m e 10 $\mu$ m. Os melhores resultados, tanto na resistência, como na diminuição de absorção de água, foram para as argamassas em cuja composição continham argilas de menores diâmetros. Partículas mais finas aceleram o processo de reação dos silicatos e aluminatos com os íons de cálcio, resultando em uma formação mais efetiva de produtos de hidratação.

Em um segundo trabalho, Vejmelková et al. (2012b) usaram a mesma argila, com superfície específica de 12.690 m<sup>2</sup>/kg e percentuais de substituição que variaram de 1 a 68% na produção de argamassa de cal. Os resultados de resistência à compressão e da absorção de água foram sempre melhores, quanto maior foi o teor de substituição da cal por argila.

Em terceiro trabalho, Vejmelková et al. (2012c) trabalharam com resíduos de olarias (tijolos triturados), com superfície específica Blaine de 336m<sup>2</sup>/kg e níveis de substituição ao cimento de 10, 20, 40 e 60% na produção de concreto. A densidade do concreto diminuiu com o aumento do percentual de substituição e a porosidade aberta seguiu o caminho inverso, indicando possíveis problemas com a durabilidade de concreto com altos níveis de substituição. A resistência à compressão aumentou até 10% de substituição, entretanto, a partir de 20% caiu drasticamente. Os trabalhos de Vejmelková et al. (2012a, 2012b, 2012c) mostram a tendência de melhoria da resistência com o aumento da finura da substituição.

O'Farell, Sabir e Wild (2006) desenvolveram estudos em que testaram a mesma argila que passaram por tratamentos diferentes. A primeira foi aquecida até a temperatura de 800°C com taxa de aquecimento de 100°C/h e ao atingir 800°C, essa temperatura foi mantida por 2h. A segunda foi produzida a partir de tijolos moídos até a finura próxima a do cimento utilizado. As argilas tinham superfícies específicas Blaine, entre 320 m<sup>2</sup>/kg e 350 m<sup>2</sup>/kg, respectivamente. Analisaram-se argamassas com 10, 20 e 30% de substituição do cimento, além da argamassa de controle. Os resultados de resistência à compressão, nos primeiros dias, foram sempre melhores para a argamassa de controle, porém aos 90 dias houve mudança para a argamassa com 20% do resíduo do tijolo que atingiu valores próximos ao de controle; e com 10% de substituição passou a ter resistência 10% maior que o controle; para a argamassa com a argila calcinada, o comportamento de aumento de resistência, ao longo do tempo, foi mantido; porém aos 90 dias a diferença de resistência em relação ao controle foi insignificante.

Toledo Filho et al. (2007) utilizaram resíduos de tijolos moídos, com área superficial BET 1.899 m<sup>2</sup>/kg, em argamassa com substituições de 0% a 40% e observou que até 20% de substituição não há uma influência significativa na resistência à compressão. No entanto, com substituições de 30% e 40% houve redução significativa, principalmente, para altas

relações a/c. Neste trabalho concluiu-se que os melhores teores de substituição de cimento por resíduo de tijolo moído são até 20% com relação a/c de 0,4. Foi possível também constatar-se a diminuição na penetração de cloretos para substituições de 10 e 20%.

Em 2010, Cordeiro e Désir, analisaram a temperatura de queima de uma argila, de 550 a 950°C, embora para todos os resultados a argila calcinada tenha atingido o índice de atividade pozolânica exigida pela norma (ABNT NBR 5752, 1992), o maior índice foi a 650°C. Para essa argila calcinada mais reativa foram feitos concretos com 5, 10 e 15% de substituição do cimento e analisada a sua resistência à compressão até 176 dias. Todos eles deram melhores do que o concreto de referência e dentre eles o concreto com 15% de substituição foi o que obteve melhor desempenho, confirmando a mesma tendência de comportamento de trabalho anterior dos mesmos pesquisadores.

Vieira (2005) fez um estudo num resíduo de indústria da cerâmica vermelha moído, superfície específica Blaine de 604 m<sup>2</sup>/kg, relação a/agl de 0,5 e teores de substituição de 20 e 40%, porém, observou que o aumento do teor de substituição do cimento por resíduos cerâmicos gerou uma redução na resistência dos concretos. Tal redução, no entanto não foi proporcional ao aumento do teor de substituição. Esta observação, segundo a autora, corrobora o entendimento de que a reação pozolânica entre o resíduo cerâmico e os produtos hidratados do cimento contribui para compensar a diminuição do consumo de cimento no concreto.

Gonçalves (2005), estudando concretos com substituição parcial do cimento por 20% de tijolos moídos, com área superficial BET de 1.899 m<sup>2</sup>/kg, observou que ao longo do tempo, a resistência do concreto com os tijolos moídos tende a aumentar, chegando a superar os concretos de referência, fazendo uma relação entre os resultados de resistência dos concretos com substituição com os de referência ao longo do tempo, essas relações aumentaram de 1 aos 28 dias, para 1,05 aos 90 dias e 1,07 aos 180 dias. Porém, para substituições de 30 e 40% a redução na resistência atingiu 35%. A substituição de 20% não influenciou na porosidade total do concreto. Entretanto, a quantidade de hidratos formados e o efeito físico de partículas dos tijolos moídos que não reagiram promoveram uma fragmentação do volume de poros presentes na mistura, conduzindo a formação de uma estrutura de poros mais refinada, com diâmetros de poros menores. Concretos contendo 20% de substituição ao cimento apresentaram menor penetração de água do concreto e, conseqüentemente, menor possibilidade de penetração de agentes agressivos provenientes do meio ambiente. Quanto à penetração de cloretos, foram analisadas amostras com 10 e 20% de substituição e a última apresentou uma redução de seis vezes a redução de



penetração de cloretos. O pesquisador acredita que essa mudança ocorreu devido ao refinamento nos poros do concreto, devido ao aumento da adição.

Pacheco-Torgal e Jalali (2010, 2011) utilizaram o resíduo da indústria cerâmica com partículas de diâmetro menor que 75 µm para produção de concreto. O traço estudado foi 1:5 e relação água/agl 0,6, com 20% de substituição de cimento pelo resíduo. O resultado mostrou que, nas primeiras idades, a resistência à compressão do concreto de controle foi maior, mas essa diferença diminuiu ao longo do tempo. Em relação à penetração de cloretos, o concreto com o resíduo apresentou redução maior que 60% na difusão de cloretos em relação ao concreto de controle.

O'Farrel, Sabir e Wild (2006) e Wild, Khatib e O'farrel (1997) observaram que o uso de adições de argilas calcinadas pode levar ao aumento da durabilidade do concreto devido à redução do hidróxido de cálcio, redução do C<sub>3</sub>A, contribuindo para a formação da etringita e a formação de hidratos adicionais, que podem reduzir a permeabilidade e aumentar a densidade dos materiais dificultando a penetração de agentes agressivos.

Segundo Parande et al. (2009), a presença do metacaulim de um lado, pode aumentar a porosidade total, porém de outro, provoca o refinamento da estrutura dos poros, levando a uma estrutura mais densa que dá ao material maior estabilidade em um ambiente agressivo.

Frías e Cabrera (2000), ao estudarem misturas com metacaulim, observaram um aumento na porosidade total em relação ao concreto de referência, em torno de 16%, provavelmente devido a alta relação água/cimento, porém houve o refinamento dos poros, que em sua maior parte foi menor que 0,01µm. Ao longo do tempo foi detectado que para substituições de 15, 20 e 25% não houve diferença significativa na porosidade capilar.

Os trabalhos com resíduos de tijolos moídos mostram uma variedade de resultados porque de acordo com a temperatura ou mesmo a taxa de aquecimento empregada na produção da cerâmica vermelha as propriedades do resíduo dessa produção é diferente. Outro fator de grande importância nas características do resíduo é a finura que ele é empregado. Esse fator interfere diretamente na porosidade do concreto, aumentando a sua resistência e dificultando a penetração de agentes agressivos.

Na Tabela 2 está exposto um resumo dos trabalhos mais relevantes utilizados como referência nesta pesquisa, onde resíduos de tijolos moídos foram usados como substituição ao cimento em concretos ou argamassas.

Tabela 2 – Resumo de trabalhos utilizando resíduos de tijolos moídos utilizados na pesquisa.

Pesquisador	Ano	Teor de RTM	Observação
Gonçalves	2005	Até 20% 30 e 40%	Não alterou a resistência. Até 35% de perda de resistência.
Toledo Filho et al.	2007	Até 20% 30 e 40%	Não alterou a resistência. Houve perda de resistência.
Cordeiro e Desir	2010	5, 10 e 15%	Melhorou a resistência.
Vieira	2005	20% 40%	5% de perda de resistência 11% de perda de resistência
Farias Filho; Rolim e Toledo Filho.	2000	30%	Aos 28 dias a resistência aumentou 25% e aos 365 dias ficou igual à argamassa de referência.
Rabehi; Boumchedda e Ghernouti	2012	5, 10, 15 e 20%	Até 15% houve aumento de resistência e. Com 10 e 15% deram melhores resultados em relação a penetração de cloretos.
Vejmelková et al.	2012	10% 20, 40 e 60%	A resistência aumentou Caiu drasticamente.
O'Farell; Sabir e Wild	2006	10, 20 e 30%	Aos 90 dias o concreto com 10% aumentou a resistência.
Pacheco-Torgal e Jalali	2010 e 2011	20%	Resistência próxima ao controle. Diminuiu em 60% a penetração de cloretos.

Diante dos trabalhos citados, percebe-se que os resíduos de tijolos moídos despertam interesse da comunidade científica, visto que têm um potencial para ser utilizado como substituto parcial do cimento. Dada a variedade nas finuras utilizadas e como influenciam diretamente os resultados das características do concreto, espera-se uma variação nos resultados encontrados. Vale salientar que é possível identificar uma tendência a melhores teores de substituição até 20%; o que pode ser percebido também é que mesmo quando há perda de resistência à compressão com a utilização deste resíduo, esta não é suficiente para inviabilizar o seu uso.

Do ponto de vista ambiental, é indiscutível que ponderando a finura utilizada, existem ganhos para o meio ambiente e saúde pública, reintroduzindo um resíduo no processo produtivo, evitando acúmulos de resíduos em locais inadequados ou mesmo diminuindo a vida útil dos aterros sanitários.

No entanto, busca-se um concreto não somente com boa resistência mecânica, mas, também, com alto desempenho em relação à durabilidade. Neste sentido, propriedades como: menor porosidade; melhor comportamento em relação à carbonatação e ao transporte de íons; e maior estabilidade química, são algumas características consideradas fundamentais para o aumento da durabilidade do concreto. Todavia, ainda existe necessidade de estudos mais aprofundados, quanto ao comportamento da corrosão de armaduras em concretos que utilizam o resíduo de tijolo moído.

## 2.2 CORROSÃO NAS ARMADURAS DO CONCRETO

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2007), entende-se por vida útil de projeto o período de tempo durante o qual se mantêm as características das estruturas de concreto, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e pelo construtor.

A corrosão da armadura do concreto é uma das grandes responsáveis pela deterioração de estruturas de concreto e da consequente diminuição de sua vida útil.

Em 1982, Tuutti propôs um modelo fenomenológico de vida útil de uma estrutura, baseado no fenômeno da corrosão, no qual ele apresenta uma fase de iniciação e outra de propagação da corrosão, como pode ser visto na Figura 1.

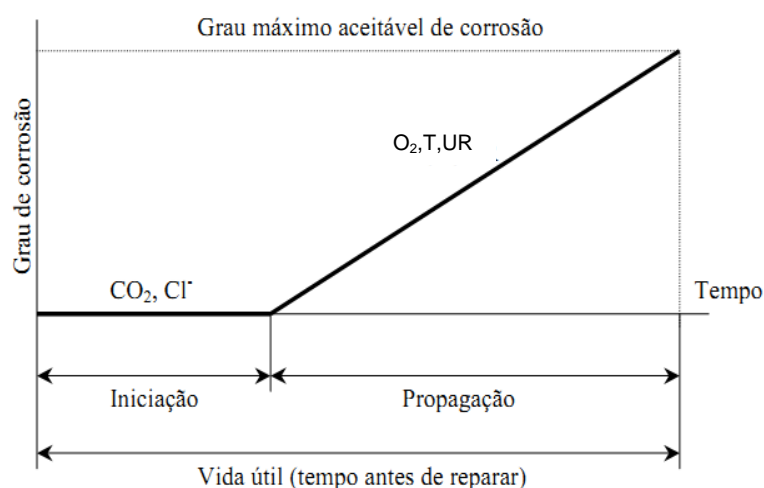


Figura 1 - Modelo de Tuutti para corrosão de armaduras (FIGUEIREDO; MEIRA, 2011, p.909)

A fase de iniciação se caracteriza pela entrada de agentes agressivos até o momento em que a armadura se despassiva. Esta fase, além das características do concreto, como o tipo do cimento e a porosidade superficial, depende, também, do nível de agressividade do meio onde a estrutura está inserida, principalmente, da presença de cloretos e do  $\text{CO}_2$  (FIGUEIREDO; MEIRA, 2011).

Os mesmos autores, considerando que o momento da despassivação envolve alterações eletroquímicas na superfície do aço e que essas alterações demandam certo tempo para que o início da corrosão ocorra de forma consistente, propuseram um ajuste ao modelo de Tuutti (1982), introduzindo uma fase intermediária entre a fase de iniciação e de propagação, chamada de fase de despassivação, apresentada na Figura 2. Esta nova fase que os autores propõem ocorre a partir do momento em que o aço é despassivado, quando

ocorrem reações eletroquímicas em sua superfície, demandando certo tempo para iniciar de fato o processo de corrosão. Portanto, segundo a proposta de Figueiredo e Meira (2011) o modelo passa a ter três fases: iniciação, despassivação e propagação.

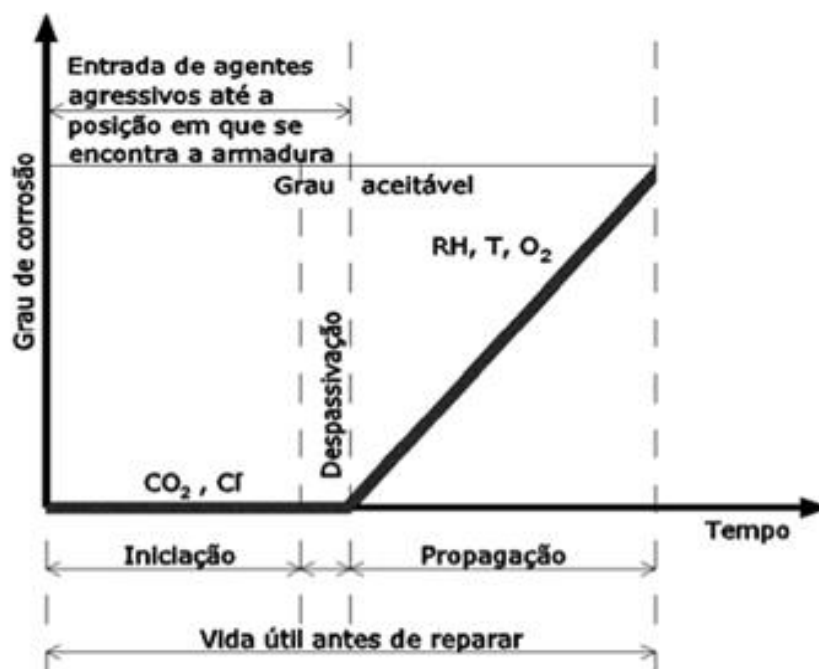


Figura 2 - Adaptação do modelo de corrosão das armaduras de Tuutti (1982) (FIGUEIREDO; MEIRA, 2011, p. 909)

### 2.2.1 Iniciação da corrosão provocada pela ação dos cloretos

A penetração de cloretos em estruturas de concreto armado é uma das grandes responsáveis pela corrosão das armaduras e, conseqüente, diminuição da sua vida útil. O tempo necessário para que esses íons alcancem a armadura depende do mecanismo de intrusão, da concentração externa de cloretos e da microestrutura do concreto (ANDRADE, 1993). A ação destes íons é, especialmente, agressiva, pois a despassivação da armadura pode ocorrer mesmo com pH elevado (HELENE, 1993).

Essa situação se agrava quando essas estruturas estão localizadas próximas ao mar, onde existe a névoa salina que leva os cloretos até certa distância, dependendo das condições ambientais. Nas cidades litorâneas grande parte da população almeja morar nas proximidades das praias, o que resulta em maior quantidade de edificações expostas a maiores concentrações de cloretos (MEIRA, 2004). Em trabalho desenvolvido pelo mesmo pesquisador, foram medidas concentrações de cloretos a diferentes distâncias da orla marítima, esses dados foram avaliados em modelo proposto pelo autor e segmentou-se a

zona de atmosfera marinha em diferentes níveis de agressividade levando-se em consideração a deposição média de cloretos, como pode ser visto na Tabela 3.

Tabela 3 - Proposta de segmentação da zona de atmosfera marinha

Faixas de agressividade	
Nível de agressividade	Deposição média (mg Cl/m <sup>2</sup> .dia)
Elevada	Até 150
Moderada	Entre 150 e 40
Baixa	Entre 40 e 10
Mínima	Menor que 10

(MEIRA, 2004, p. 307)

Os cloretos envolvidos diretamente no processo de corrosão são os cloretos livres, porém, é importante a determinação do teor de cloretos totais, uma vez que parte dos cloretos combinados pode ficar disponível devido a efeitos como a carbonatação e a elevação da temperatura (MISSAU, 2004; MOHAMMED; HAMADA, 2003). É importante lembrar que, para os cloretos iniciarem o processo de corrosão, é fundamental a presença de oxigênio e do eletrólito, no caso do concreto, a água presente nos poros.

### 2.2.2 Mecanismos de penetração dos cloretos

A penetração de líquidos e gases dentro do concreto é diretamente influenciada pela estrutura porosa da pasta de cimento. A interconexão dos poros, que determina a porosidade aberta, e a distribuição do tamanho dos poros, são fatores importantes. Enquanto a porosidade aberta caracteriza a permeabilidade da pasta e possibilita a penetração e transporte de substâncias, o tamanho dos poros interfere na velocidade de transporte (CASCUDO, 1997).

São considerados caminhos de fluxo, através de concreto, a porosidade capilar da matriz, a interface pasta/agregado, assim como as microfissuras. Com o envelhecimento, a porosidade do concreto pode mudar, tanto diminuindo, quanto aumentando, dependendo das possíveis interações com o meio ambiente (KROPP; ALEXANDER, 2007).

Uma vez inseridos no concreto, os cloretos livres podem ser transportados através de mecanismos que têm a eficácia de transporte diretamente ligada ao tamanho e distribuição dos poros, e a existência e proporção de fissuras e microfissuras. Estes mecanismos de transporte são: absorção capilar, difusão, migração e permeação. Sobre esses, pode-se afirmar que, na grande maioria dos casos, a absorção capilar e a difusão são os mecanismos mais presentes quando se trata de transporte de cloretos em concreto (ANDRADE et al, 2002a; CASCUDO, 1997; NIELSEN; GEIKER, 2003).

Quando os poros do concreto estão completamente saturados de água, os cloretos penetram apenas pelo mecanismo de difusão, neste caso alimentado pela diferença de concentração. Porém, no concreto com poros secos ou parcialmente saturados, os cloretos podem penetrar por absorção capilar (ANDRADE,1993).

A absorção capilar depende da porosidade aberta, da interconectividade capilar para transportar os cloretos, permitindo o transporte das substâncias líquidas contaminadas para o interior do concreto. O diâmetro dos poros apresenta forças de sucção capilar tão mais intensas quanto menores forem os diâmetros dos capilares (CASCUDO, 1997). Quando existem poros muito pequenos e cheios de água a pressão é baixa, então, neste caso, só haverá sucção nestas áreas se houver um caminho contínuo de líquido (DA SILVA, 2011).

A difusão ocorre devido a gradientes de concentração iônica. Estas diferenças nas concentrações de cloretos suscitam o movimento desses íons em busca do equilíbrio, sendo, portanto, a difusão iônica o mecanismo de transporte predominante dos cloretos dentro do concreto com teores de umidade elevados (CASCUDO, 1997).

No mecanismo de difusão de cloretos, quando o fluxo por unidade de área de um plano perpendicular é proporcional ao gradiente de concentração, esta relação é expressa pela primeira lei de Fick (Equação 1), conhecida como lei de difusão. O prefixo negativo da equação indica que o fluxo ocorre no sentido de um gradiente negativo de concentração (KROPP; ALEXANDER, 2007).

$$q = -D \frac{dc}{dx} \quad \text{Equação 1}$$

Onde:

$q$  = fluxo de massa

$D$  = coeficiente de difusão

$c$  = concentração de íons cloretos no meio líquido

$x$  = distância

Quando existe uma variação da concentração por unidade de volume em relação ao tempo, ou seja, um regime não estacionário, essa relação passa a ser expressa pela segunda lei de Fick (Equação 2), porém o coeficiente de difusão é constante (KROPP; ALEXANDER, 2007).

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D \left( \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \right)$$

Equação 2

Onde  $t$  = tempo

O mecanismo de difusão é bastante lento, porém os cloretos e, geralmente, os sais penetram bem mais rápido, através do transporte por forças capilares, muito apropriadas em climas quentes, quando há névoa salina na qual os cloretos estão em suspensão, nas gotículas de umidade do ar, como é o caso de regiões localizadas próximo às praias. A ação deste fenômeno é intensificada ou atenuada conforme a velocidade, direção de incidência dos ventos e grau de insolação (VIEIRA, 2003).

A migração iônica é promovida pela ação de campos elétricos. No concreto, essa migração pode se dar pelo próprio campo gerado pela corrente elétrica do processo eletroquímico ou pela corrente elétrica de campos externos (CASCUDO, 1997).

O transporte iônico de cloretos, através das estruturas de concreto, pela permeabilidade de líquidos ocasionada por pressão hidráulica, ocorre de uma maneira muito mais restrita, se comparado à absorção capilar. Ela ocorre onde há acúmulo ou contenção de águas, contenção de solos, contato direto com águas correntes e estruturas semi-enterradas em contato com lençol freático (CASCUDO, 1997).

Kropp e Alexander (2007) afirmam que selecionar um mecanismo único de entrada de uma substância pode representar uma simplificação do processo de transporte real. Na prática, o que pode ocorrer é um processo misto de mecanismos de transporte, que pode ocorrer em paralelo ou em seções diferentes ao longo das vias de fluxo, enquanto a absorção capilar acontece em zonas não saturadas da superfície. Em zonas mais profundas, a difusão predomina.

### 2.2.3 Fatores que influenciam a penetração de cloretos

Existem muitos fatores que podem influenciar a penetração dos íons cloreto até as armaduras do concreto, alguns relacionados às características ambientais, outros inerentes ao tipo do concreto em estudo. Figueiredo (2011) cita como fatores: o tipo de cátion associado aos cloretos; o tipo de acesso ao concreto; a presença de outro ânion, como o sulfato; o tipo de cimento utilizado; a relação água/cimento; o estado de carbonatação do concreto; a umidade ambiental; e o consumo de cimento. Alguns fatores serão comentados a seguir.

### 2.2.3.1 Temperatura e Umidade

Oh e Jang (2007), constataram que a umidade e a temperatura afetam significativamente os perfis de penetração de cloretos no concreto. A temperatura mais elevada provoca maior penetração de cloretos e a umidade relativa do ar mais alta provoca maior acúmulo de cloreto, pois os íons movem-se na água dos poros do concreto.

A equação de Arrhenius pode ser utilizada para representar a relação entre a temperatura e a difusão de íons no concreto (KRÖPP, 1995), como mostrado através da Equação 3.

$$D(T) = D_0 e^{\frac{-U}{RT}} \quad \text{Equação 3}$$

Onde:

$D(T)$  = coeficiente de difusão à temperatura  $T$ ;

$D_0, U$  = constantes características de cada sistema;

$R$  = constante de gases;

$T$  = temperatura.

No trabalho desenvolvido por Page Short e El Tarras (1981) fica evidente a influência da temperatura no coeficiente de difusão, como pode ser observado na Tabela 4.

Em ambientes com altos teores de umidade, são esperados também altos valores de umidades dentro dos poros do concreto; criando, dessa maneira, gradientes crescentes de teor de umidade da superfície para o interior do concreto (MEIRA *et al.*, 2007).

Tabela 4 – Coeficiente de difusão em função da relação água/cimento e da temperatura

Temperatura (C°)	Coeficiente de difusão x 10 <sup>-9</sup> (cm <sup>2</sup> /s)		
	a/c= 0,4	a/c= 0,5	a/c= 0,6
7	11,03	20,7	51,9
13,5	-	23,6	-
14,5	12,7	-	84,6
25	26,0	44,7	123,5
33,5	-	94,8	-
35	44,7	-	165,2
44	84,0	-	-
45	-	183,6	-
47	-	-	318,2

(PAGE; SHORT; EL TARRAS, 1981, p. 399)



Trabalho desenvolvido por Nielsen e Geiker (2003), demonstra o efeito do grau de saturação dos poros do concreto sobre coeficiente de difusão, como pode ser visto na Tabela 5.

Tabela 5 – Grau de saturação e coeficiente de difusão

Grau de saturação	Exposição	Coeficiente de difusão (cm <sup>2</sup> /s)
65%	Solução com 26,4% de NaCl, por 2h	2,7 x 10 <sup>-8</sup>
85%	Solução com 26,4% de NaCl, por 2h	3,8 x 10 <sup>-8</sup>
Saturado	Solução com 3% de NaCl	12,9 x 10 <sup>-8</sup>

( Nielsen e Geiker, 2003, p. 137)

### 2.2.3.2 Tipo de cimento

Os cloretos podem estar presentes no concreto na forma de cloretos livres ou combinados. Os cloretos livres são potencialmente prejudiciais, pois, em certa quantidade, podem iniciar o processo de corrosão. O tipo de cimento utilizado na produção do concreto tem interferência na corrosão desencadeada por cloretos, pois a quantidade de C<sub>3</sub>A na composição do cimento determina a sua capacidade de combinação com os íons cloreto. O C<sub>3</sub>A pode combinar-se com os íons cloreto para formação do cloro-aluminato de cálcio hidratado, sal de Friedel, diminuindo, conseqüentemente, os cloretos livres disponíveis para o início do processo de corrosão (SILVA, 2006; OH; JANG, 2007),

Essa afirmação pode ser confirmada com os resultados do trabalho desenvolvido por Page, Short e El Tarras (1981), e expostos na Tabela 6. Os autores observaram que cimentos resistentes ao sulfato, com baixos teores de aluminato tricálcico (C<sub>3</sub>A), possuem pouca capacidade de imobilizar os íons cloreto por meio da formação do cloro-aluminato de cálcio hidratado, que reduz a concentração de íons cloreto livres na solução aquosa dos poros do concreto.

Tabela 6 - Coeficiente de difusão de cloretos, a 25°C, em pasta de cimento com a/c igual a 0,5

Tipo de cimento	Coeficiente de difusão x 10 <sup>-9</sup> (cm <sup>2</sup> /s)
Cimento Portland	44,7
Cimento com 30% de cinza volante	14,7
Cimento com 65% de escória	4,1
Cimento resistente a sulfatos	100,0

(PAGE; SHORT; EL TARRAS, 1981, p. 402)

Segundo Silva (2006), além do C<sub>3</sub>A há também o C<sub>4</sub>AF e o C-S-H formado pelo processo de hidratação, esses elementos também são responsáveis pela diminuição do fluxo de cloretos livres e disponíveis para o processo de corrosão.

Meira et al. (2007) também observaram uma diferença no aumento do conteúdo de cloretos em concretos com diferentes cimentos. O cimento que continha um maior teor de  $C_3A$  apresentou um leve atraso no aumento da concentração de cloretos ao longo do tempo.

#### 2.2.3.3 Relação água/cimento

Relação  $a/c$  elevada, acima de 0,6 resulta em um concreto com maiores diâmetros dos poros capilares e com mais interconexões, facilitando dessa maneira a permeabilidade a líquidos sob pressão. Em contrapartida, quando se baixa essa relação, obtém-se concreto mais compacto, com poros capilares mais estreitos, favorecendo a absorção capilar, pelas forças de sucção, apesar disso, é mais desejável, porque diminui a absorção total e a permeabilidade (CASCUDO,1997).

Castro, De Rincon e Pazini (2001) e Meira et al. (2007) analisando CP de concretos a diferentes distâncias da beira-mar e com diferentes relações  $a/c$ , constataram que à medida que a distância do mar aumentava e a relação  $a/c$  diminuía a concentração de cloretos no interior dos CP de concreto, também diminuía. Segundo Pereira (2001), a diminuição da relação  $a/c$  dos concretos possibilita obterem-se coeficientes de difusão de cloretos menores.

Fedumenti (2013), analisando cinzas de casca de arroz, obteve resultados que corroboram os resultados encontrados na literatura, isto é, quanto maior a relação  $a/agl$ , menor a resistência a penetração dos cloretos.

#### 2.2.3.4 Emprego de adições

Xianming et al. (2012) em trabalho de revisão de literatura afirmam que o uso de adições minerais substituindo, parcialmente, o cimento, como cinzas volantes, escória, metacaulim e sílica ativa, geralmente, aumentam a resistência à penetração de cloretos, e o teor de cloretos combinados. Os autores também enfatizam a importância de novas pesquisas com outros resíduos que possam ser incorporados ao concreto, mesmo em ambientes com a presença de cloretos.

Fedumenti (2013), analisando cinzas de casca de arroz, afirma que dependendo da relação  $a/agl$ , a classificação dos concretos em relação à penetração de íons cloreto, passe de alta para moderada à baixa, quando empregam-se 10% dessa adição, e de alta para baixa a muito baixa, quando o teor de substituição de cimento é de 20%.

Oh e Jang (2007), analisando o coeficiente de difusão de cloretos, chegaram à conclusão que houve redução de 15 a 50% nos concretos com adição de cinzas volantes. Esse

resultado corrobora o resultado encontrado por Papadakis (2000) ao analisar sílica ativa e cinzas volantes com alto e baixo teor de cálcio. Ele usou essas adições para substituir tanto parte do agregado, como parte do cimento e em todos os casos houve diminuição na penetração de cloretos.

Toledo Filho et al. (2007), analisando o resíduo de tijolo moído (RTM) como substituto parcial do cimento em percentuais que variaram de 20 a 40% em concreto e argamassa, observaram que a substituição proporcionou uma diminuição na absorvidade em todos os teores de substituição, tanto para relação a/c de 0,4 como 0,5, devido ao refinamento na estrutura dos poros. Nos concretos com 20% de RTM não houve diferença significativa na porosidade total, porém houve a formação de uma rede porosa com diâmetros menores e mais refinada, reduzindo o teor de macroporos e incrementando o teor de mesoporos, dificultando a penetração de água e agentes agressivos, como cloretos, que tiveram uma redução de quase seis vezes nos concretos com 20% de RTM em relação ao concreto de referência. Esse comportamento foi o mesmo, tanto para os experimentos em argamassa, como para os realizados em concreto.

#### 2.2.4 Teor crítico de cloretos

Quando existe cloreto livre em uma estrutura de concreto armado, parte desse cloreto se combinará com os aluminatos presentes no cimento. A partir de uma determinada concentração, os cloretos podem despassivar a armadura do concreto e iniciar um processo de corrosão, a esse valor dá-se o nome de teor crítico de cloretos. Embora seja de grande importância o conhecimento do teor crítico de cloretos, ainda não existe um método padronizado para este ensaio e nem um valor fixo de concentração de cloretos que possa ser considerado universal.

Devido ao potencial corrosivo dos íons cloretos, existe a preocupação de que seja normatizado o teor máximo que deva ser introduzido à massa de concreto. Na Tabela 7 são exibidos valores de normas nacionais e internacionais que estabelecem valor máximo da concentração de íons cloreto no concreto.

Existe uma grande variação nos resultados de teor crítico de cloretos, mas isso se deve às inúmeras variáveis em torno desses parâmetros: pH da solução dos poros; potencial eletroquímico do aço e condições físicas da interface aço/concreto (XIANMING et al., 2012). Segundo Alonso, Castellote e Andrade (2002), o pH depende, fundamentalmente, do tipo de cimento, da presença de adições e da carbonatação. O potencial do aço depende principalmente da disponibilidade de oxigênio em sua superfície.

Tabela 7 - Teor de cloretos recomendado para proteção das armaduras de concreto

Norma	País	Ano	Teor de cloretos recomendado
ACI 318S-05	USA	2005	$\leq 0,15\%$ em relação à massa de cimento, em ambiente com cloretos.
			$\leq 0,3\%$ em relação à massa de cimento, em ambiente normal.
			$\leq 1\%$ em relação à massa de cimento, em ambiente seco ou protegido da umidade.
			$\leq 0,06\%$ em relação à massa de cimento, concreto protendido.
CEB	Europa	1991	$\leq 0,40\%$ em relação à massa de cimento
NP EN 206-1	Portugal	2007	
BS 8110:1	Inglaterra	1985	
JCSE-SP2	Japão	1986	
ABNT NBR 6118	Brasil	2007	$\leq 0,06 \text{ kg/m}^3$ de concreto..
ABNT NRB 12655	Brasil	2006	Não se reporta ao teor de cloretos.
			$\leq 0,05\%$ em relação à massa de cimento, concreto protendido.
			$\leq 0,15\%$ em relação à massa de cimento, concreto armado em ambientes com cloretos.
			$\leq 0,40\%$ em relação à massa de cimento, em ambiente seco ou protegido da umidade.
			$\leq 0,3\%$ em relação à massa de cimento, outros tipos de construção com concreto armado.
A NBR 6118 (ABNT, 2007) não se reporta ao teor de cloretos, mas enfatiza que não é permitido utilizar aditivos contendo cloretos em sua composição, tanto em estruturas de concreto armado, quanto em protendidas.			

(Baseada em: FIGUEIREDO, 2011; FEDUMENTI, 2013)

Para Angst e Vennesland (2009), dois importantes fatores são a interface aço/concreto e o potencial do aço. Ann e Song (2007) apontam como fator dominante para o teor crítico de cloretos a quantidade de ar que pode estar aprisionada na interface aço/concreto. Glass e Buenfeld (1995) apontam, como fator importante, as condições da superfície da armadura. Os autores não se contradizem, estando essas afirmações fortalecendo a importância das condições da superfície do aço.

Segundo Angst e Vennesland (2009), a variedade nos valores críticos de cloretos encontrados na literatura é devida às diferenças nas definições de teor crítico de cloretos e nas diferentes técnicas aplicadas para defini-lo.

Esses pesquisadores recomendam que, para ensaios de teor crítico de cloretos, deve ser usada armadura com nervuras, em concretos ou argamassas e o cloreto deva ser introduzido por uma combinação de sucção capilar e difusão e nunca adicionado ao concreto fresco. A detecção da despassivação da armadura deve ser por ensaios eletroquímicos, como potencial, resistência de polarização e impedância.

Na Tabela 8 está exposta parte de um vasto levantamento bibliográfico sobre teor crítico de cloretos sob diversas condições de ensaio. Como pode ser observado no levantamento não existe um padrão a ser seguido, o que corrobora com as variações dos resultados

encontrados. Contudo, também há uma variação significativa dentro de cada conjunto de ensaios, o que indica que o mais adequado seria o uso de faixas de teores críticos e não um valor específico.

Tabela 8 – Valores de teores críticos de cloretos

Tc (% Cimento)									
Cl <sup>-</sup> Total	Cl <sup>-</sup> livre	Cl <sup>-</sup> /OH <sup>-</sup>	Introdução do cloreto	a/c	Tipo de cimento	Condições do aço	Detecção da corrosão	Ano	Referência
> 0,45			Mix	Argamassa (0,45)	C. Portland	Barras de aço lisas	Inspeção visual	1969	Richartz
0,25 - 0,5			Mix	Argamassa (0,5)	C. Portland	Não informa	Impedância	1986	Elsener e Bohni
		7 - 45	Mix e Difusão	Argamassa (0,45)	C. Portland	Polido	Polarização linear e Potencial	1988	Yonezawa et al
0,2 - 0,68			Difusão	Argamassa (0,4...0,6)	C. Portland, síl. ativa e cinzas	Barras de aço lisas e nervuradas	Potenciostática, potencial e Polarização linear	1990	Hansson e Sarensen
0,5 - 1,8	0,36 - 3,22 mol/l		Mix, Cap. + Dif.	Argamassa (0,4...0,6)	C. Portland, Sílica e cinzas	Polido	Polarização linear	1992	Pettersson
	0,14 - 1,83 mol/l	2,5 - 6	Cap.+ Dif. e Mix	Argamassa, concreto (0,3...0,75)	C. Portland e Sílica ativa	Barras de aços nervuradas	Polarização Linear	1995	Pettersson
	0,44 - 0,65 mol/l		Cap. + Dif.	Argamassa (0,75)	C. Portland	Não informa	Potencial	1997	Elsener <i>et al.</i>
0,25 - 0,75	0.1 mol/l		Difusão	Argamassa (0,5...0,6)	C. Portland, sílica ativa e cinzas	Não informa	Inspeção visual e potenciostática	1998	Breit
1,24 - 3,08	0,39 - 1,16 % bw	1,17 - 3,98	Mix	Argamassa (0,5)	C. Portland	Barras de aço nervuradas e lisas	Polarização linear e Potencial	2000	Alonso <i>et al.</i>
0,25 - 1,25	0,045 - 0,55 mol/l		Cap. + Dif.	Argamassa (0,6)	C. Portland	Não informa	Potencial e corrente-macro-célula	2000	Zimmermann <i>et al.</i>
0,735	0,51 % bw		Cap. + Dif.	Argamassa (0,5)	C. Portland, escória de alto forno e sílica	Barras de aço nervuradas	Polarização potenciostática	2002	Alonso <i>et al.</i>
0,62	0,36 mol/l		Cap. + Dif.	Argamassa (0,37)	CPRS	Barras de aço nervuradas	Polarização linear e Potencial	2002	Castellote <i>et al.</i>
	0,4 % bw		Cap. + Dif.	Argamassa (0,58)	C. Portland, sílica e cinzas	Não informa	Pol. Linear e Potencial	2002	De Rincón <i>et al.</i>
0,04 - 0,24			Migração	Argamassa (0,5)	Cimento Portland	Limpo e desengordurado	Polarização Linear	2003	Trejo e Pillai
0,05 - 0,15			Migração	Argamassa (0,5)	Cimento Portland	Não informa	Polarização Linear	2005	Trejo e Monteiro

Tabela 8 - Valores de teores críticos de cloretos – continuação

Tc (% Cimento)									
Cl <sup>-</sup> Total	Cl <sup>-</sup> livre	Cl <sup>-</sup> /OH <sup>-</sup>	Introdução do cloreto	a/c	Tipo de cimento	Condições do aço	Deteção da corrosão	Ano	Referência
		> 0,69	Mix	Cimento pasta	C.Portland	Limpo e desengordurado	Polarização linear	1986	Andrade e Page
1,5 – 2,5		3 - 20	Cap.+ Dif.	Cimento pasta, concreto (0,5)	C.Portland, e CPRS	Barras de aço lisas e limpas	Polarização Linear, potencial e perda de peso	1991	Lambert, Page et al
0,32			Mix	Concreto (não informa)	Não informa	Limpo e desengordurado	Polarização galvanodinâmica e inspeção visual	1959	Kaesche
0,57-1,09			Mix	Concreto (0,7)	Não informa	Não informa	Potenciodinâmica e inspeção visual	1959	Baumel
0,15			Mix	Concreto (0,6)	C.Portland	Barras de aço lisas, polidas e limpas	Polarização galvanostática	1970	Gouda e Halaka
0,4 - 0,8			Mix	Concreto (0,4)	C.Portland	Barras de aço nervuradas e limpas	Polarização linear	1980	Lacke e Siman
0,1 – 0,19			Mix	Concreto (0,45)	C.Portland	Polido	Polarização linear e impedância	1987	Hope e Ip
0,48 – 2,02			Mix, Cap. + Dif.	Concreto (0,4...0,6)	C.Portland, síl. ativa e cinzas	Não informa	Corrente- Macro-célula	1990	Schiessl e Raupach
0,5 – 1,0			Mix e Difusão	Concreto (0,5...0,7)	C. Portland	Barras de aços lisas	Macro-célula corrente	1996	Schiessl e Breit
0,68 – 0,97	0,07 – 0,13 % bw		Mix	Concreto (0,35...0,55)	Cimento Portland e cinzas	Barras de Aço lisas	Potencial e inspeção visual	2003	Oh <i>et al.</i>
0,4 – 1,3			Mix, Cap. + Dif.	Concreto (0,4; 0,6)	Cimento Portland	Não informa	Polarização linear e potencial	2004	Morris et al
0,52 – 0,75			Cap. + Dif.	Concreto (0,45)	Cimento Portland	Barras de aço lisas	Potenciostático	2005	Nygaard e Geiker
	0,4 – 0,8 % bw		Cap. + Dif.	Concreto (0,5)	Cimento Portland	Polido e Pré enferrujado	Pol. linear, potencial, inspeção visual e potenciodinâmica	2006	Mohammed e Hamada
1,1 – 2,0			Mix	Concreto (0,6)	Cimento Portland	Barras de aço lisas e nervuradas	Polarização linear e potencial	2008	Manera <i>et al.</i>

(ANGST *et al.*, 2009, p. 1125)

### 2.2.5 Representação do teor crítico de cloretos

Glass e Buenfeld (1995) afirmam que o teor crítico de cloretos é o melhor parâmetro para indicar o risco de corrosão. Também afirmaram que a melhor maneira de se representar esse valor é utilizando-se a relação cloretos totais por massa de cimento, considerando que os cloretos fracamente combinados, próximos à interface armadura/concreto, podem vir a participar do processo de corrosão.

Segundo Figueiredo e Meira (2011), atualmente, entende-se que a relação  $[Cl^-]/[OH^-]$  é a que melhor representa esse parâmetro. A relação  $[Cl^-]/[OH^-]$  superior a 0,6 indica o início da corrosão (HAUSMANN, 1967 apud GOUDA, 1970). Contudo, a dificuldade de se medir a concentração de hidroxilas na solução dos poros do concreto tem feito com que a relação entre cloretos livres e totais e a massa de cimento, e mais especialmente a última, tenha sido um parâmetro com amplo uso para indicar risco de corrosão (YU *et al.*, 2012).

### 2.2.6 Iniciação da corrosão provocada pela penetração do CO<sub>2</sub>

A carbonatação causada pelo CO<sub>2</sub> atmosférico é um dos principais fatores que podem comprometer a vida útil das estruturas de concreto armado (PETER *et al.*, 2008).

O CO<sub>2</sub> desencadeia o processo de corrosão quando penetra no concreto em quantidade suficiente para reduzir o pH da solução dos poros do concreto a níveis considerados críticos, abaixo de 8,5. A penetração do CO<sub>2</sub> gera uma frente de carbonatação ao longo do tempo (KROPP; ALEXANDER, 2007). Quando a frente de carbonatação atinge a armadura do concreto provoca corrosão generalizada.

Segundo Cascudo e Carasek (2011) a carbonatação é a transformação de íons alcalinos, como cátions de sódio, potássio e cálcio em sais de carbonato desses elementos, pela ação ácida do CO<sub>2</sub>, o que provoca a redução da alcalinidade na solução dos poros do concreto.

A concentração de CO<sub>2</sub> no ar varia de acordo com o ambiente, como pode ser visto na Tabela 9 com dados levantados por Neville (1997). A velocidade da carbonatação natural não é alta e, ao longo do tempo, é atenuada devido à hidratação do cimento e à produção de carbonato de cálcio (CaCO<sub>3</sub>) que colmatam os poros superficiais, diminuindo a entrada do CO<sub>2</sub>.



Tabela 9 - Concentração volumétrica do CO<sub>2</sub> no ar em alguns tipos de ambiente

Concentração de CO <sub>2</sub> no ar (em volume)	Tipo de ambiente
0,03%	Rural
0,1%	Laboratório não ventilado
0,3%	Urbano
1,0%	Urbano-industrial

(Baseado em: NEVILLE, 1997)

Lea (1970) apud Cascudo e Carasek (2011) explica que a colmatção dos poros ocorre porque o volume do CaCO<sub>3</sub> é maior que os hidratos responsáveis pela sua formação, sendo aproximadamente 11% maior que o hidróxido de cálcio. Embora haja relato na literatura, Ngala e Page (1997), de que há uma diminuição na porosidade total e uma redistribuição no tamanho dos poros, havendo um aumento na porosidade capilar. Em carbonatações naturais, esse processo poderia ocorrer em locais com altas concentrações de CO<sub>2</sub> ou por períodos muito prolongados.

No processo de carbonatação também é esperado um aumento de massa, já que há incorporação do CO<sub>2</sub> ao concreto para formação do CaCO<sub>3</sub>. Segundo Dias (2000), cada mol de Ca(OH)<sub>2</sub> que se transforma em CaCO<sub>3</sub> gera um ganho de massa de 35%, consequentemente, aumentando a massa da região carbonatada.

É interessante lembrar que a carbonatação pode influenciar a liberação de cloretos fixados na pasta de cimento, aumentando a probabilidade de iniciação do processo corrosivo, também por cloretos.

## 2.2.7 Fatores que influenciam na penetração de CO<sub>2</sub>

Muitos fatores influenciam no avanço da frente de carbonatação em uma estrutura. Esses fatores podem ser ambientais, relacionados às condições de ensaio ou de características do concreto. Para alguns desses fatores existe um consenso entre os pesquisadores sobre a maneira que influenciam a penetração de CO<sub>2</sub>. Para outros, há necessidade de estudos mais detalhados. A seguir são comentados alguns desses fatores.

### 2.2.7.1 Temperatura e umidade relativa

A temperatura é considerada catalisadora de reações químicas. A mobilidade das reações iônicas é acelerada com o aumento da temperatura. Em revisão feita por Pauletti, Possan e Dal Molin (2007) alguns pesquisadores concordam quanto a um pequeno efeito da temperatura, mas segundo Papadakis (1992), entre 20 e 40°C a temperatura praticamente não exerce influência sobre a carbonatação.

A chuva é a maior responsável pela quantidade de água dentro do concreto, isso leva a uma grande diferença entre os concretos abrigados e expostos a chuvas (ANDRADE et al., 1999).

O processo de carbonatação passa pela dissolução do  $\text{CO}_2$  na fase líquida intersticial, para que ocorram as reações químicas (CASCUDO; CARASEK, 2011). A taxa de difusão do  $\text{CO}_2$  é muito variável, dependendo das condições ambientais e das características do concreto. No ar, essa taxa é muito mais rápida do que na água. Porém, na ausência da água, a carbonatação não se desenvolve, pois o processo inicia-se com a dissolução do  $\text{CO}_2$  na água contida nos poros do concreto, para que as reações químicas ocorram.

Segundo Cascudo e Carasek (2011) entendem que a profundidade e a velocidade de carbonatação, tendo em vista que ela ocorre por difusão, dependem de fatores vinculados ao sistema de poros e ao pH do concreto, assim como vinculados às condições adequadas para a difusão do  $\text{CO}_2$ .

Existem três condições de poros que modificam a penetração de  $\text{CO}_2$  no concreto. O primeiro caso corresponde à condição de poros secos, assim existe a penetração do  $\text{CO}_2$ , mas não ocorrem as reações de carbonatação por falta de água. O segundo, corresponde à condição de poros saturados, desta forma há penetração do  $\text{CO}_2$ , porém com uma baixa difusibilidade e, então, a carbonatação fica comprometida. O terceiro caso corresponde a poros parcialmente preenchidos por água. Nesse caso, a frente de carbonatação avança até onde os poros mantêm essa condição favorável (MALHEIRO, 2008; CASCUDO, 1997).

A faixa de umidade relativa entre 50 e 80% é a condição mais favorável para o processo da carbonatação (ANDRADE, 1992). Já para Papadakis (1992), a faixa de umidade relativa em que a carbonatação é mais acentuada está entre 50 e 65%, não são valores contraditórios, apenas mais restritivos. Valores ainda mais restritivos foram os citados por Russell et al. (2001) que encontraram um pico da carbonatação na faixa de 55 a 65%. Pauletti (2009) conclui que não há consenso na literatura sobre um valor de umidade relativa ótima para as reações de carbonatação, mas sim um intervalo, compreendido entre 40 e 85% citados como favorável pela maioria dos pesquisadores.

#### 2.2.7.2 Concentração de $\text{CO}_2$

Diante do longo tempo que seria necessário para se estudar a frente de carbonatação em condições reais, analisa-se esse fenômeno a partir de ensaios acelerados em que se usam altas concentrações de  $\text{CO}_2$ . Não existe consenso quanto à concentração de  $\text{CO}_2$  que traga maior aceleração ao processo, sem trazer modificações importantes à microestrutura do

concreto, provocando distorções entre os resultados do processo acelerado e os resultados para o processo natural. Porém, é consenso que utilizar concentrações próximas à saturação, causa modificações à microestrutura do concreto.

Pauletti, Possan e Dal Molin (2007) fizeram levantamento das pesquisas desenvolvidas no Brasil e chegaram à conclusão que nem sempre a elevação no teor de  $\text{CO}_2$  resultou em maiores profundidades de carbonatação, através dos resultados dos estudos, os autores indicaram que a profundidade de carbonatação aumenta com o acréscimo do percentual de  $\text{CO}_2$  até determinada concentração, porém esse valor ainda é desconhecido.

Em 2009, Pauletti analisou a penetração de  $\text{CO}_2$  com percentuais de 6% e 100% e, as profundidades de carbonatação aceleradas com 100% de  $\text{CO}_2$  foram 2,16 vezes inferiores às encontradas nos ensaios com 6%. Com os resultados obtidos e com base na literatura, a pesquisadora levanta a hipótese que a quantidade de água gerada pela reação com saturação de  $\text{CO}_2$  é muito elevada, provocando a obstrução parcial ou total dos poros com água, dificultando a difusão do  $\text{CO}_2$  e, conseqüentemente, o avanço da frente de carbonatação. Outra hipótese possível, segundo Castellote et al. (2009), é que a produção de carbonato de cálcio também ajuda o estreitamento dos poros e também contribui para a desaceleração da frente de carbonatação.

Castellote et al. (2009), em trabalho, no qual foram testadas concentrações de  $\text{CO}_2$  de 3, 10 e 100%, comparadas com carbonatação em condições naturais, onde havia aproximadamente 0,03% de  $\text{CO}_2$ , chegaram à conclusão que em cada teor de  $\text{CO}_2$  formaram-se diferentes subprodutos no concreto e a concentração em que a microestrutura das amostras mais se aproximou da carbonatação natural foi a 3%. Este estudo corrobora o de Sanjuán e Olmo (2001), que analisando concretos expostos a concentrações de  $\text{CO}_2$  de 5, 20 e 100%, observaram que a alta concentração de  $\text{CO}_2$  não é recomendada, porque podem resultar em falsos coeficientes de carbonatação devido a modificações na microestrutura do concreto, que não ocorreriam em condições naturais. Recomendam, então, que devam ser analisados concretos com coeficientes menores que 20%.

Ainda no estudo de Castellote et al. (2009) foram monitoradas as massas dos CP submetidos à carbonatação durante 100 dias. Os ganhos de massa dos CP expostos a 10 e 100% de  $\text{CO}_2$  foram semelhantes e superiores aos expostos a 3%. Porém, um fato curioso é que para as duas maiores concentrações houve estabilização na massa na metade do período analisado. Como pode ser visto na Figura 3.

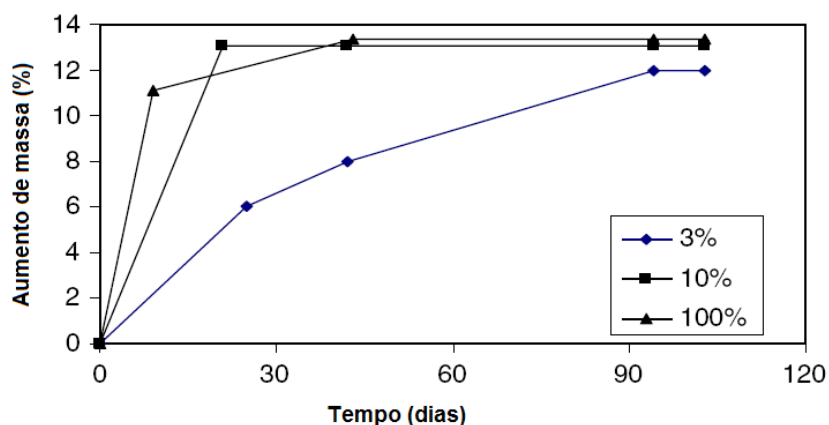


Figura 3– Aumento de massa ao longo do ensaio de carbonatação acelerada  
(Baseado em: CASTELLOTE *et al.*, 2009)

Yongsheng et al. (2010) estudando, também, carbonatação natural e acelerada, com concentrações de 5, 10, 20 e 40% observaram que as variações do pH e os compostos produzidos foram compatíveis aos concretos submetidos à carbonatação natural e acelerada. A zona de semi-carbonatação foi mais curta no ensaio acelerado que no natural, porém os autores atribuem o fato à umidade, à temperatura e às características do concreto e não à concentração do CO<sub>2</sub>. Eles afirmam que é viável estudar a carbonatação com elevados teores de CO<sub>2</sub>, porém é importante salientar que o maior teor analisado na pesquisa foi de 40%, o que ainda está distante da saturação.

Pauletti (2009) fez um vasto levantamento sobre estudos de carbonatação e suas respectivas condições de ensaio. Diante dos trabalhos levantados, concluiu que existe a necessidade de estudos com ensaios padronizados, para possibilitarem comparações entre pesquisas sobre o avanço da carbonatação no concreto.

### 2.2.7.3 Adições

As adições podem trazer efeitos positivos ou negativos para a durabilidade do concreto, quando o foco é a carbonatação do concreto essa regra se mantém. Sendo assim, o efeito negativo deve-se à diminuição da reserva alcalina gerada pela formação de hidróxidos, o positivo resulta do refinamento dos poros, dificultando a entrada do CO<sub>2</sub>. O efeito que prevalecerá irá depender de alguns fatores como: finura e teor dessa adição, relação a/agl e cura do concreto.

Possan (2004) analisando concretos com adições de sílica ativa quanto à carbonatação, concluiu que esta é fortemente influenciada pela relação a/agl da mistura, identificando que existe uma relação a/agl limite em torno de 0,45. Abaixo desse limite, pode-se considerar a

profundidade de carbonatação desprezível; acima, a profundidade de carbonatação tende a se elevar com o aumento da relação  $a/agl$  e do teor de adição de sílica ativa.

Kulakowski (2002) utilizando sílica ativa de 0 a 20%, em concretos e argamassas, com relações  $a/agl$  entre 0,30 e 0,80, concluiu que abaixo da relação  $a/agl$  0,45, a carbonatação é regida pela porosidade, enquanto que acima de 0,5 as características químicas passam a exercer um efeito significativo na profundidade da carbonatação e o consumo de  $Ca(OH)_2$  nas reações pozolânicas promovidas pela sílica ativa passam a ser desfavoráveis para a carbonatação. Neste sentido, Cascudo e Carasek (2011) concordam com a pesquisadora quando afirmam que para concretos com relação  $a/agl$  menor que 0,5, o efeito predominante é o da melhoria da qualidade do sistema de poros, não havendo aumento na carbonatação, porém para relações  $a/agl$  com valores acima de 0,5, a profundidade de carbonatação aumenta conforme cresce o teor de adições.

Em pesquisa, utilizando concreto com sílica ativa e cinzas volantes com alto e baixo teor de cálcio, objetivando avaliar o efeito dessas adições na carbonatação, Papadakis (2000) observou que quando essas adições estavam substituindo parte do agregado miúdo todas elas diminuíram a frente de carbonatação, já, quando substituíam, parcialmente, o cimento, a frente de carbonatação foi mais profunda do que o concreto de referência. Neste último caso, o efeito que predominou foi a diminuição da reserva alcalina.

Valcuende e Parra (2010) analisaram a carbonatação em concreto autoadensável, em que utilizou como fino, o pó calcário. A taxa de carbonatação foi mais baixa para o concreto autoadensável do que para concreto convencional, o que já era esperado, diante do fato que, com o fino utilizado, houve o refinamento no volume dos poros, também afirmaram que para as condições de ensaio, com umidade relativa média de 60,8% e poros menores que 0,065  $\mu m$ , a difusão do  $CO_2$  não é muito significativa.

Como pôde ser visto, embora as adições e os seus teores sejam variados, existe uma tendência ao consenso de que, a relação  $a/agl$  tem influência direta sobre o efeito das adições na penetração do  $CO_2$  no concreto.

### 2.2.7.3 Relação $a/agl$

É consenso na literatura que a relação  $a/agl$  é diretamente proporcional à porosidade no concreto. Consequentemente, quanto maior a quantidade de água no concreto, maior a facilidade para penetração de agentes agressivos, como o  $CO_2$ . Mehta e Monteiro (2008) afirmam que em pastas de cimento, quando a relação  $a/c$  aumenta de 0,4 para 0,8, o volume de poros cresce cerca de cinco vezes. Houst e Wittmann (2002) afirmam que em

altas relações a/c, a profundidade de carbonatação aumenta linearmente, a partir de 0,5, como pode ser visto na Figura 4. Para relações a/c muito baixas, a profundidade também é alta devido à má compactação ou fissuras causadas por retração.

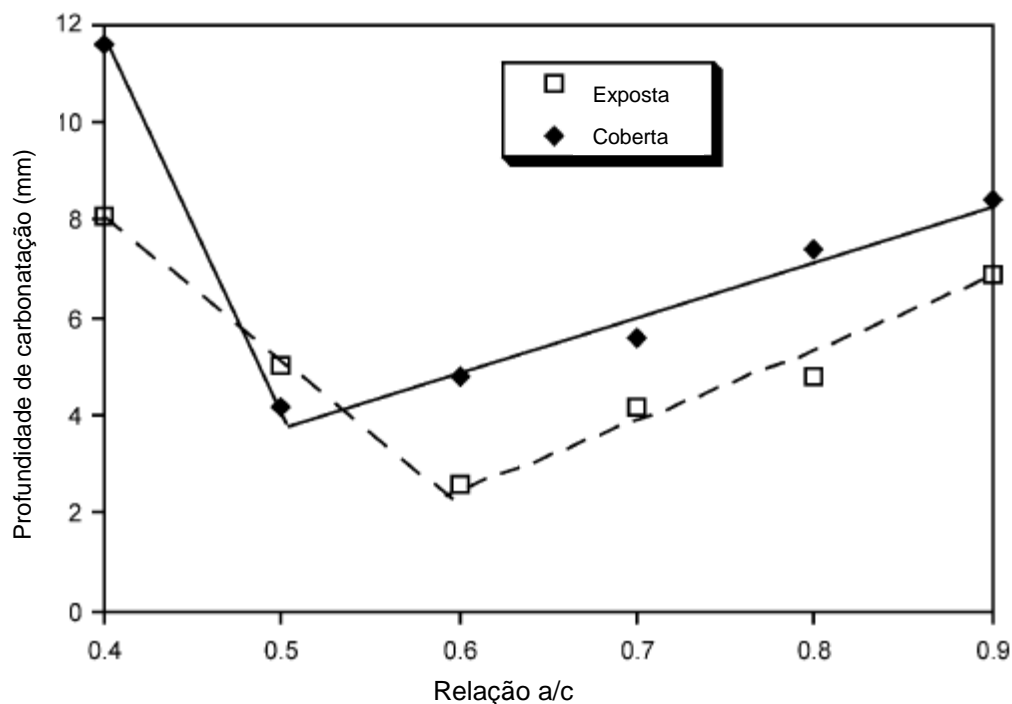


Figura 4 – Profundidade de carbonatação e relação a/c (Baseada em: HOUST; WITTMANN, 2002)

### 2.2.8 Modelagem sobre o avanço da frente de carbonatação

Quando o  $\text{CO}_2$  penetra os poros do concreto reage com os compostos hidratados do cimento, principalmente, o hidróxido de cálcio, formando o carbonato de cálcio ( $\text{CaCO}_3$ ) e água. À medida que essa reação vai ocorrendo, o pH do meio diminui, facilitando a propagação do  $\text{CO}_2$ , mas ao mesmo tempo que isso acontece, a formação do  $\text{CaCO}_3$  dificulta a penetração do  $\text{CO}_2$  no concreto. Esse processo vai avançando lentamente e acontece em uma frente que separa a zona não carbonatada com pH em torno de 12 ou superior, da zona carbonatada, com pH em torno de 9 ou inferior. Embora a maior parte dos modelos considerem apenas duas zonas para caracterizar a frente de carbonatação, análises mais precisas mostram uma zona intermediária entre elas chamada de zona semi-carbonatada, onde o pH está entre 9 e 12 (CASCUDO; CARASEK, 2011; YONGSHENG *et al.*, 2010).

O avanço da frente não tem uma progressão linear e, geralmente, obedece à primeira lei de difusão de Fick. A adaptação desta lei para ser utilizada no acompanhamento do avanço da frente de carbonatação, pode ser vista na Equação 4.

$$e_{CO_2} = k_{CO_2} \sqrt{t}$$

Equação 4

Onde:

$e_{CO_2}$  = espessura ou profundidade carbonatada

$k_{CO_2}$  = coeficiente de carbonatação

t = tempo de exposição

A profundidade da frente de carbonatação, no concreto, é variável de acordo com características ambientais e do concreto. Na literatura são encontrados valores que variam de 3 a 5 (mm.ano<sup>-1</sup>), para concretos com diferentes relações a/c e adições. O valor da constante  $k_{CO_2}$  é influenciado pelas características do concreto e do meio em que se encontra. Porém, alguns trabalhos que compararam modelos teóricos de previsão do avanço das frentes de carbonatação com processos naturais e acelerados, encontraram-se valores teóricos até duas vezes maiores do que os obtidos em processo experimental. (CASCUDO; CARASEK, 2011).

A frente carbonatada pode ser facilmente visualizada utilizando-se um indicador de pH, sendo que um dos mais utilizados é a fenolftaleína. Esse indicador quando reage com a solução alcalina do concreto, rica em hidróxido de cálcio, adquire coloração de acordo com o pH da solução. Com o pH em torno ou superiores a 9 o concreto adquire coloração rosa escuro e com o pH inferior, torna-se transparente. Então, pode-se facilmente visualizar o avanço da frente da carbonatação pela diferença de cor do concreto (CASCUDO; CARASEK, 2011; PAULETTI, 2009). Na Figura 5 pode ser visualizado um concreto aspergido com fenolftaleína, demarcando a frente de carbonatação.



Figura 5 – Frente de carbonatação visualizada por reação com Fenolftaleína (Acervo pessoal)

## 2.3 DESPASSIVAÇÃO DO AÇO

A armadura do concreto tem dupla proteção contra a corrosão: uma física e outra química. A barreira física é composta pelo cobrimento do concreto, quanto mais espessa e mais impermeável, menor a possibilidade de penetração de agentes agressivos e maior a garantia de proteção da armadura.

A proteção química é consequência da alta alcalinidade, resultante da presença de hidróxidos produzidos na hidratação do cimento, que garantem pH na faixa de 13 a 14 na solução dos poros do concreto. Esse pH elevado garante a estabilidade da película de passivação que forma uma película protetora muito fina na superfície do aço, chamada de película de passivação (ANDRADE; PAGE, 1986; GENTIL, 2006; GONZÁLEZ *et al*, 1996; POURBAIX, 1987). Essa película de passivação é gerada a partir de uma rápida e extensa reação eletroquímica que resulta na formação de uma fina camada de óxidos, transparente e aderente ao aço (POURBAIX, 1987). Essa película apresenta uma elevada resistência ôhmica, conferindo taxas de corrosão desprezíveis, uma vez que impede o acesso de umidade, oxigênio e agentes agressivos à superfície do aço, bem como dificulta a dissolução do ferro (FIGUEIREDO; MEIRA, 2011).

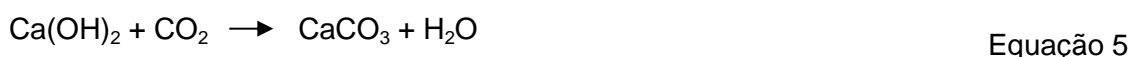
A fase de iniciação da corrosão se caracteriza pela penetração dos agentes agressivos, até o momento em que o aço se despassiva. A despassivação do aço é provocada,



principalmente, pela penetração do CO<sub>2</sub> e dos íons cloretos, de forma isolada ou a junção dos dois agentes (GONZÁLEZ *et al.*, 1996; SAILLIO *et al.*, 2011). A penetração dessas substâncias nocivas não danifica o concreto de cobertura, mas causa mudanças nas características físicas e químicas do concreto e provoca uma dissolução anódica da armadura (KROPP; ALEXANDER, 2007). Esta fase depende das características de agressividade do meio ao qual está exposta a estrutura e das características dos materiais, como o tipo do cimento, permeabilidade do concreto superficial e o tipo de aço (MEIRA, 2004).

### 2.3.1 Despassivação do aço por ação da carbonatação

No fenômeno da carbonatação, a principal reação que ocorre é a carbonatação do hidróxido de cálcio (MEIRA, 2004). Todas as reações de carbonatação ocorrem na presença de água ou umidade e, de forma simplificada, a reação de hidróxido de cálcio pode ser descrita como mostra a Equação 5 (PAULETTI, 2009).



Segundo Taylor (1997) as reações seguem as seguintes etapas:

Há a dissolução do CO<sub>2</sub> na solução dos poros, segundo a Equação 6.



Paralelamente íons OH<sup>-</sup> e Ca<sup>2+</sup> são obtidos na solução dos poros, principalmente através da dissolução do hidróxido de cálcio, Equação 7.



O CO<sub>3</sub><sup>2-</sup> reage com o Ca<sup>2+</sup>, formando o carbonato de cálcio, Equação 8.



Em 1974, Pourbaix desenvolveu um estudo termodinâmico em metais, em que mostra a relação entre pH, potencial e condições de atividade do metal, representado através do diagrama de equilíbrio.

Na Figura 6, é mostrado o diagrama para o ferro em meio aquoso a 25°C e que pode ser extrapolado para o aço. Como pode ser visto no diagrama, enquanto o concreto se mantiver com um pH elevado, estará protegido da corrosão. Através do diagrama, mostra-se também

que existe uma faixa de potencial em que o aço não se corrói, independente do pH, esta região é denominada de zona de imunidade.

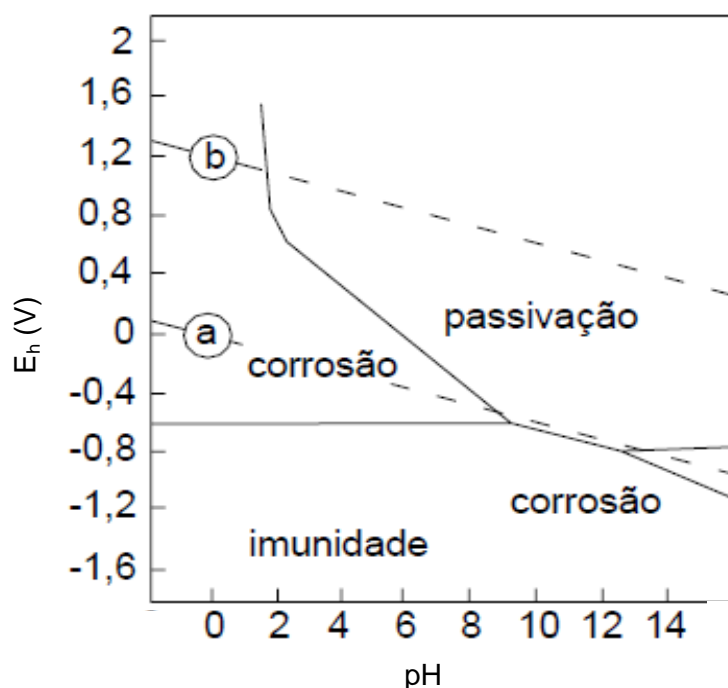


Figura 6 - Diagrama de Pourbaix de equilíbrio termodinâmico do Fe-H<sub>2</sub>O a 25°C  
(Baseado em: POURBAIX, 1987)

Na zona de passivação ocorre a formação e manutenção da película passivadora, nesta situação a corrosão é desprezível. Segundo Cascudo (1997), no estado de passivação a corrosão não é exatamente nula, mas é severamente limitada pela resistência ôhmica do filme. Na zona de corrosão as condições são propícias para que o processo de corrosão se propague.

Segundo Nogueira (1989), apud Cascudo e Carasek (2011) em uma faixa de pH entre 8,3 e 9 as condições de estabilidade química da película passivadora são alteradas, por motivo de segurança, alguns autores propõem um valor crítico de pH entre 11,5 e 11,8, abaixo da qual a estabilidade da película não está garantida.

O diagrama fornece uma ideia qualitativa das condições termodinâmicas em que pode, ou não, ocorrer corrosão. As linhas *a* e *b* indicam as reações de liberação de oxigênio e hidrogênio. Entre as duas linhas tracejadas, a água é estável, enquanto acima da linha *b* o oxigênio é liberado e abaixo da linha *a*, o hidrogênio é liberado (SILVA, 2006).



muito mais tempo do que se ela estivesse exposta ao ar, já que o concreto absorve umidade muito rapidamente, mas seca bem mais lentamente (CASCUDO, 1997).

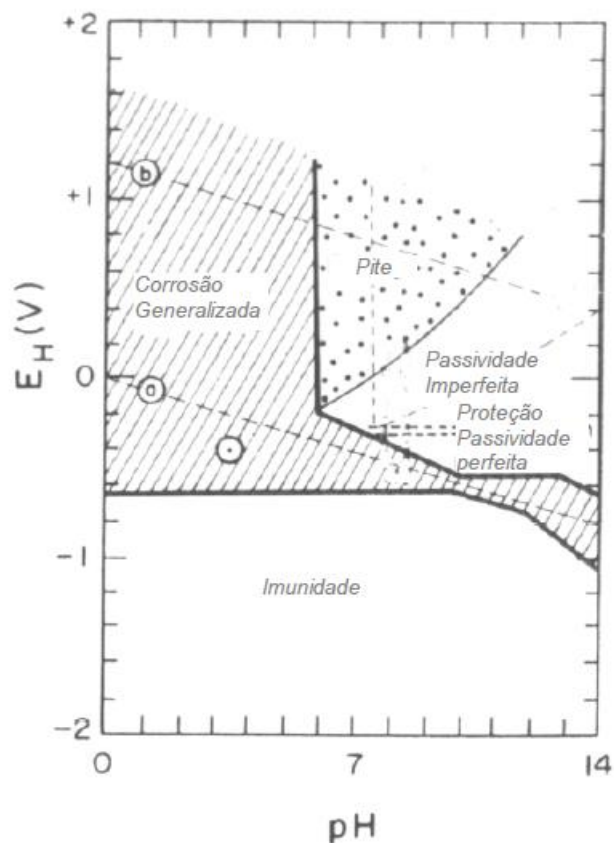


Figura 8 - Diagrama de equilíbrio termodinâmico para o sistema Fe-H<sub>2</sub>O a 25°C, à presença de íons cloreto (Baseado em: POURBAIX, 1987)

No período de propagação, a corrosão da armadura começa a se desenvolver com a formação da pilha eletroquímica e se estende até que a estrutura chegue a um grau de deterioração inaceitável, seja do ponto de vista da segurança, da funcionalidade ou, ainda, da estética (ANDRADE; ALONSO, 2004).

A seguir serão citadas técnicas utilizadas para detecção e acompanhamento de corrosão nas armaduras de concreto.

## 2.4 TÉCNICAS ELETROQUÍMICAS PARA ACOMPANHAMENTO DA CORROSÃO NA ARMADURA DO CONCRETO

### 2.4.1 Potencial de corrosão

Potencial de corrosão no concreto é a diferença de potencial entre a armadura do concreto e um eletrodo de referência. Segundo Hansson (1984), o potencial de corrosão é uma medida da maior ou menor facilidade de transferência de carga elétrica entre o aço e a solução contida nos poros do concreto, isto é uma propriedade da interface do aço e do concreto.

Para medida do potencial de corrosão, se faz necessário um eletrodo de referência. O eletrodo de cobre/sulfato de cobre (ESC) é bastante utilizado em estruturas de concreto armado e é o eletrodo indicado pela norma americana ASTM C876-99.

A medida de potencial permite conhecer-se o estado da armadura, se está no estado passivo ou ativo, ou mesmo quando migra do estado passivo para o ativo, através da rápida mudança dos valores de potencial. Um estudo americano envolvendo 473 pontes nos EUA, no início da década de 70, deu suporte para as recomendações das primeiras normas americanas sobre medidas de potencial (CASCUDO, 1997). Na norma americana ASTM C876-99, sugere-se a probabilidade de corrosão em relação ao potencial de corrosão medido, como pode ser visto na Tabela 10.

Tabela 10 - Relação entre potencial de corrosão e probabilidade de corrosão

Potencial de corrosão relativo ao eletrodo de referência de cobre-sulfato de cobre-ESC (mV)	Probabilidade de corrosão (%)
Mais negativo que -350	95
Mais positivo que -200	5
De -200 a -350	Incerta

(ASTM C876-99)

Geralmente, as medidas de corrosão não são feitas diretamente na interface aço/concreto. Existe o cobrimento do concreto que causa redução na leitura real dos valores de potencial do aço. Alguns fatores que causam interferências na medida do potencial foram citados por Cascudo (1997): concreto de cobertura de alta resistividade; profundidade do cobrimento; frente de carbonatação e cloretos; e teor de umidade do concreto.

A qualidade do concreto implica uma relação a/c baixa, o que significa pouca água na solução dos poros e, conseqüentemente, alta resistividade elétrica. O cobrimento afeta a leitura do potencial, porque o potencial lido é o que chega à superfície do concreto e quanto

mais distante da barra se encontra o eletrodo de referência, mais essa medida será atenuada.

Segundo Cascudo (1997), citando Bronwe et al (1983), a frente de carbonatação e os cloretos causam interferências contrárias no resultado do potencial lido. A carbonatação pode gerar leituras menos negativas do que os valores reais, enquanto o cloreto pode gerar leituras mais negativas do que as reais. Em ambos os casos a diferença de potencial entre o lido e o real, pode chegar a 100 mV.

A leitura do potencial varia também dependendo da posição que o eletrodo de referência é colocado. Além dessas observações, vale lembrar que o potencial lido é o resultado de potenciais medidos nas áreas anódicas, mas afetados pelas áreas catódicas.

Devido às muitas variáveis que interferem no resultado de leitura do potencial, existem críticas na literatura sobre essas faixas adotadas. Porém, tem-se mostrado um ensaio bastante eficiente quando é utilizado ao longo do tempo para monitorar o momento em que o aço do concreto passa do estado passivo para o ativo.

#### 2.4.2 Resistência de polarização

A resistência de polarização ( $R_p$ ) representa a inércia que um sistema possui em desenvolver um processo eletroquímico de corrosão, isto é, um processo de transferência de carga elétrica no metal, ante uma polarização imposta (CASCUDO, 1997). Isto significa dizer que quanto maior a resistência de polarização, menor será a velocidade de corrosão do sistema. O uso desta técnica permite detectar-se o estado de passivação da armadura e quantificar a velocidade de corrosão, se o processo já estiver instalado.

Nesta técnica, o valor de potencial de corrosão e a resistividade elétrica do concreto são passos preliminares para as medições da resistência de polarização. Um dos fatores que pode interferir no método, é a superfície do concreto muito seca (ANDRADE; ALONSO, 2004).

Na análise experimental, pode-se utilizar um potenciostato em que se aplica um incremento de potencial ( $\Delta E$ ) e tem-se como resposta o gráfico de corrente *versus* diferença de potencial. A partir deste gráfico, pode-se calcular a resistência de polarização, que será a inclinação da curva no ponto em que  $\Delta I = 0$ .

Segundo Cascudo (1997), na análise da resistência de polarização é importante que se utilize pequena polarização (baixos valores de sobretensão) para se garantir que o potencial do eletrodo analisado retorne ao seu valor inicial. Isto para que seja possível fazerem-se

quantas análises sejam necessárias no monitoramento dessa armadura, sem que haja perturbação ao sistema.

Utilizando-se o valor de resistência de polarização, calcula-se a corrente de corrosão  $I_{corr}$  pela equação simplificada de Stern-Geary, como mostrado da Equação 9 a 12.

$$I_{corr} = \frac{\beta_a \times \beta_c}{2,3 (\beta_a + \beta_c)} \times \frac{\Delta I}{\Delta E} \quad \text{Equação 9}$$

Como:

$$R_p = \frac{\Delta E}{\Delta I} \quad \text{Equação 10}$$

Simplificando:

$$B = \frac{\beta_a \times \beta_c}{2,3 (\beta_a + \beta_c)} \quad \text{Equação 11}$$

Então:

$$I_{corr} = \frac{B}{R_p} \quad \text{Equação 12}$$

Onde:

$\beta_a$  e  $\beta_c$  = constantes de Tafel anódica e catódica, respectivamente.

$\Delta I$  = variação da corrente

$\Delta E$  – potencial aplicado

B = constante de Stern-Geary

$I_{corr}$  = corrente de corrosão

$R_p$  = resistência de polarização

As constantes de Tafel podem ser determinadas experimentalmente, porém seria necessária polarização elevada, o que implicaria perturbações irreversíveis no sistema, então, utilizando a Equação 12, adota-se um valor para B. Andrade e Alonso (2004), recomendam adotar B igual a 26 para armaduras inseridas no concreto e em condição ativa.

A velocidade ou taxa de corrosão representa a perda volumétrica de metal por unidade de área e unidade de tempo. Dividindo-se o valor de  $I_{corr}$  pela área exposta à corrosão, obtém-se a velocidade de corrosão por unidade de área, Equação 13, normalmente expressa em  $\mu A/cm^2$ . Para obter-se  $i_{corr}$ , por unidade de tempo utiliza-se a lei de Faraday e a densidade do metal, no caso do aço  $1 \mu A/cm^2$  é igual a 0,0116 mm/ano para ataques uniformes.

$$i_{corr} = \frac{I_{corr}}{\text{área exposta à corrosão}} \quad \text{Equação 13}$$

O conhecimento da velocidade de corrosão é de fundamental importância no estudo de durabilidade das estruturas, porque permite avaliar a situação de corrosão das estruturas. O valor de  $0,1 \mu A/cm^2$  é utilizado para indicar a despassivação da armadura.

A seguir serão descritas as etapas do programa experimental desenvolvido nesta pesquisa.



### **3 PROGRAMA EXPERIMENTAL**

Neste capítulo estão descritas as etapas que foram cumpridas para o desenvolvimento da parte experimental da pesquisa. O programa experimental foi dividido em sete seções para melhor entendimento do trabalho.

Na primeira seção, mostram-se os ensaios de caracterização dos materiais utilizados, sejam os materiais usados como insumos para o concreto, sejam os ensaios utilizados para caracterização do concreto endurecido.

Na segunda seção, apresenta-se a preparação do resíduo de tijolo moído que foi usado no concreto como substituto parcial do cimento.

Na terceira seção, são apresentados os traços estudados, de concreto convencional e concreto autoadensável.

Na quarta seção, descreve-se o experimento da carbonatação acelerada e o acompanhamento da frente de carbonatação.

Na quinta seção, descrevem-se os experimentos empregados para avaliar o limite crítico de cloretos para despassivação.

Na sexta seção, são descritos os ensaios eletroquímicos que acompanharam os ensaios de carbonatação durante o período de ensaio e de penetração acelerada de cloretos até a despassivação das armaduras.

Na sétima seção, são apresentadas as variáveis de controle, variáveis de resposta e os fatores fixos usados na avaliação estatística dos dados.

Na Figura 9, é apresentado um esquema com visão geral do programa experimental.

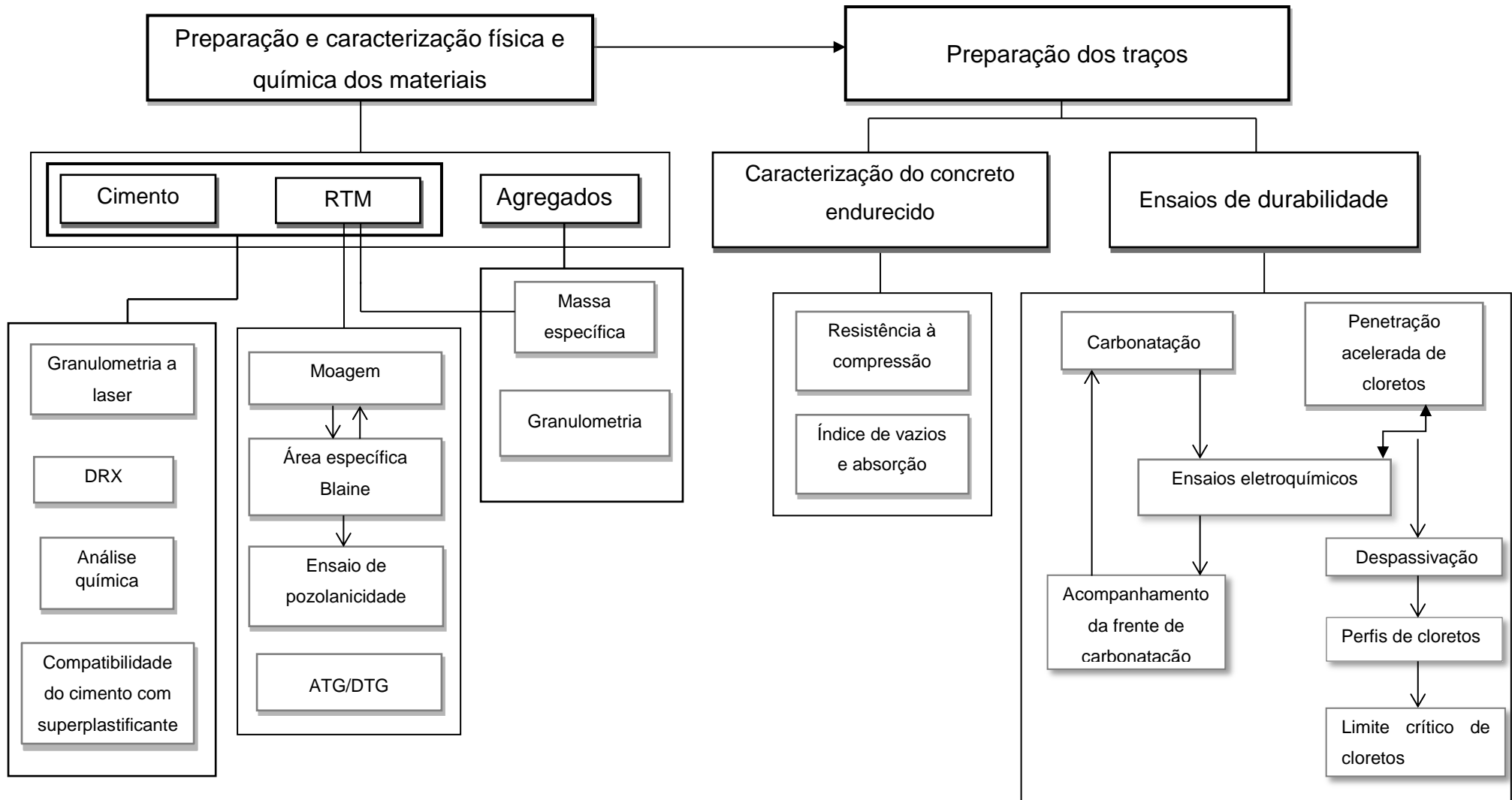


Figura 9 – Visão geral do programa experimental

### 3.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS

Neste item, são elencados os ensaios feitos para caracterizar os insumos utilizados na preparação do concreto, assim como os ensaios feitos nos concretos endurecidos. Os ensaios normalizados pela ABNT são identificados na Tabela 11.

Além desses, os ensaios não normalizados foram: difração de raios-X; granulometria a laser; e análises termogravimétricas. Esses ensaios são detalhados no corpo desta seção.

Tabela 11 – Ensaios normalizados utilizados na pesquisa

Propriedade	Material	Norma
Massa específica	Agregado graúdo	NBR NM 53 (ABNT, 2009)
Massa específica	Agregado miúdo	NBR NM 52 (ABNT, 2009)
Pozolanicidade do RTM	RTM	NBR 5752 (ABNT, 1992)
Granulometria	Agregados	NBR NM 248 (ABNT, 2003)
Área específica	RTM	NBR NM 76 (ABNT, 1998)
Resistência à compressão	Concreto	NBR 5739 (ABNT, 2007)
Concreto autoadensável: classificação, controle e aceitação no estado fresco	CAA	NBR 15823-1; 15823-2; 15823-3 (ABNT, 2010)

#### 3.1.1 Granulometria a Laser

A granulometria a laser do cimento e do RTM foi feita com o objetivo de comparar a distribuição dos diâmetros das partículas dos materiais finos utilizados na preparação do concreto. Para a análise de granulometria a laser foi utilizado um analisador CILAS, Particle Size Analyser, modelo CILAS 1180 Liquid. Sua faixa de análise é de 0,04 µm a 2.500 µm.

#### 3.1.2 Difração de Raios-x

Foi feita a difração de Raios-x para o resíduo de tijolo moído, com o objetivo de auxiliar na identificação da composição desse material.

O mesmo ensaio foi feito para duas pastas expostas à solução de NaCl durante o período de 30 dias, uma composta por cimento e a adição de 30% de RTM e a outra, apenas, com cimento para ser usada como referência. O objetivo dessa análise foi averiguar o aumento na formação do Sal de Friedal ( $C_3ACaCl_2 \cdot 10H_2O$ ), nas dosagens com a incorporação do RTM.

O equipamento utilizado foi um difratômetro da Bruker, modelo D2 Phaser. A varredura angular foi feita de 5 a 70° com incremento de 0,04° e tempo de passo de 2s.

### 3.1.3 Análise termogravimétrica

Os ensaios de termogravimetria (TG) determinam a perda de massa de uma amostra em função da elevação da temperatura. Esses ensaios foram empregados para avaliarem a atividade pozolânica do RTM, a partir do consumo do hidróxido de cálcio do cimento. Produziram-se três pastas distintas, uma delas apenas com cimento para ser usada como referência e as outras com 10% e 30% de adição de RTM, mantendo-se a mesma massa de cimento nas três pastas. Foi feita uma análise comparativa entre o consumo do hidróxido de cálcio e carbonato de cálcio das amostras para averiguar se ele aumentaria nas amostras com mais resíduo. Essas pastas foram mantidas submersas em água para evitar carbonatação até o momento da extração da amostra. Foram feitas duas análises, a primeira aos 59 dias e a segunda aos 90 dias, para observar o comportamento dessas pastas ao longo do tempo.

Segundo Taylor (1997), as análises de TG e DTG permitem observar-se que os produtos hidratados perdem a água quimicamente combinada em picos característicos. A desintegração do hidróxido de cálcio pode ocorrer entre 425-455°C e do carbonato de cálcio entre 500-700°C. A partir do gráfico da termogravimetria diferencial em função da temperatura (DTG) foram identificados os limites das parcelas de perda de massa referentes à desintegração do  $\text{Ca(OH)}_2$  e do  $\text{CaCO}_3$ .

Para o cálculo do teor de hidróxido de cálcio e de carbonato de cálcio nas amostras foram utilizadas as equações usadas por Pilar (2012). A Equação 14 relaciona a massa molecular do hidróxido de cálcio à massa molecular da água, de forma análoga, a Equação 15 relaciona a massa molecular do carbonato de cálcio à massa molecular do  $\text{CO}_2$ .

$$\text{Ca(OH)}_2 = \frac{M_{\text{Ca(OH)}_2}}{M_{\text{H}_2\text{O}}} \times \text{H}_2\text{O} = \frac{74}{18} \times \text{H}_2\text{O} = 4,11 \times \text{H}_2\text{O} \quad \text{Equação 14}$$

$$\text{CaCO}_3 = \frac{M_{\text{CaCO}_3}}{M_{\text{CO}_2}} \times \text{CO}_2 = \frac{100}{44} \times \text{CO}_2 = 2,27 \times \text{CO}_2 \quad \text{Equação 15}$$

Em que:

$\text{Ca(OH)}_2$  = teor de hidróxido de cálcio (%);

$M_{\text{Ca(OH)}_2}$  = massa molecular do hidróxido de cálcio (74);

$M_{\text{H}_2\text{O}}$  = massa molecular da água (18);

$\text{H}_2\text{O}$  = perda de massa de água referente à decomposição do hidróxido de cálcio (%);

$CaCO_3$  = teor de carbonato de cálcio (%);

$M_{CaCO_3}$  = massa molecular do carbonato de cálcio (100);

$M_{CO_2}$  = massa molecular do dióxido de carbono ou anidro carbônico (44);

$CO_2$  = perda de massa referente à decomposição do dióxido de carbono (%).

Os ensaios foram feitos no Laboratório de Materiais Cerâmicos da UFRGS, sob atmosfera de nitrogênio, a uma faixa de temperatura de 0 a 800°C, a taxa de aquecimento foi de 5°C/min.

### 3.1.4 Ensaio de compatibilidade do superplastificante com o cimento

A importância do ensaio de compatibilidade dos superplastificantes com o cimento está no risco de haver componentes químicos nestes superplastificantes que possam reagir com componentes do cimento, causando diminuição ou mesmo total eliminação do efeito do superplastificante. O método do Cone de Marsh, foi utilizado por vários pesquisadores, como Toralles-Carbonari et al. (1996), Gomes (2002) e Diniz (2005), com algumas variações nas dimensões do cone, no volume e preparo das pastas avaliadas, sem prejuízo ao princípio do método. Nesse sentido, avalia-se, depois de certo tempo, se o superplastificante mantém o efeito desejado nas pastas de cimento.

O cone de Marsh utilizado neste ensaio foi um recipiente metálico tronco cônico, com capacidade de 2 litros, diâmetro superior de 155 mm, altura de 290 mm e abertura inferior de diâmetro igual a 8 mm, como mostra Figura 10. Foram testados dois superplastificantes de terceira geração. O ensaio foi realizado com relação a/c de 0,4. O método consistiu em preparar-se uma pasta e medir quanto tempo era necessário para que 1 litro desta pasta escoasse através do cone.



Figura 10 – Método do Cone de Marsh (Acervo pessoal)

O preparo da pasta a ser analisada seguiu os passos adotados por Diniz (2005):

- pesou-se a água, o cimento e o superplastificante;
- colocou-se a água na argamassadeira e acrescentou-se o cimento aos poucos, num intervalo de 1,5 minutos;
- em seguida houve uma pequena pausa ( $\pm 15$  segundos) para limpeza das paredes e misturadores da argamassadeira;
- misturou-se por mais 60 segundos;
- mediu-se o tempo de escoamento de 1 litro de pasta pelo cone de Marsh, para 5 minutos e 60 minutos após o fim da mistura.

Foram feitas diferentes dosagens dos superplastificantes. Para todas as dosagens foram medidos os tempos de escoamento aos 5 e 60 minutos e plotadas as duas curvas do tempo de escoamento em função do teor de superplastificante na pasta. Segundo Diniz (2005), a incompatibilidade do cimento com o superplastificante ocorre quando a pasta não mantém suas características de fluidez aos 60 minutos, seja por endurecimento ou segregação, e não é possível a curva de 60 minutos encontrar a curva de 5 minutos. Os gráficos resultantes desses ensaios podem ser visto no Apêndice A.

### 3.1.5 Ensaio de resistência à compressão

Foram moldados oito CP cilíndricos de 10 x 20 cm para cada traço estudado. As moldagens foram feitas com adensamento manual, seguindo recomendação da norma NBR 5738 (ABNT, 2003). Os CP foram desenformados depois de 24h e permaneceram por sete dias em cura submersa, em um tanque saturado de cal. Os ensaios de resistência à compressão foram efetuados aos 7, 28 e 90 dias de moldados, para cada idade seriam usados dois CP e dois CP seriam uma reserva para um resultado incoerente.

A preparação dos topos dos CP para ruptura foi feita em faceadora horizontal. A ruptura foi feita em prensa hidráulica da Contenco modelo Pavitest, seguindo procedimento recomendado pela NBR 7215 (ABNT, 1997).

## 3.2 PREPARAÇÃO DOS RESÍDUOS DE TIJOLOS MOÍDOS (RTM)

O resíduo empregado como substituição parcial do cimento no concreto foi selecionado a partir da coleta de resíduos de tijolos em fábrica da região em estudo, proveniente de quebras durante a retirada dos fornos e o carregamento do veículo de transporte.

O resíduo foi triturado, por 10 minutos, em equipamento para ensaio de Abrasão Los Angeles para facilitar seu beneficiamento. Em seguida, pesou-se 10 kg do RTM previamente triturado e levou-se a um moinho de bolas modelo Sonnex I-4205 da Contenco com capacidade para 47 litros. Foi utilizada uma carga de bolas distribuída, seguindo proporção recomendada por Vieira (2005), conforme se apresenta na Tabela 12.

Tabela 12 - Carga de bolas utilizadas na moagem do RTM

Diâmetro das bolas (mm)	Quantidade (unidade)	Proporção em relação ao total de bolas (%)
40	18	2,0
30	62	6,9
25	149	16,6
20	671	74,5

Foram realizadas moagens que variaram de 2.000 a 70.000 rotações do moinho para que se pudesse criar uma curva que possibilitasse relacionar essas rotações do moinho com as áreas específicas Blaine, alcançadas para essa massa de resíduo e carga de bolas usada no ensaio.

Em seguida, foram feitos ensaios para avaliar o índice de atividade pozolânica com cimento, de acordo com a NBR 5752 (ABNT, 1992), com as diferentes áreas específicas encontradas com o objetivo de se escolher a mais adequada ao trabalho.

Segundo Vieira (2005), níveis de finura entre 400 e 800 m<sup>2</sup>/kg são mais indicados para o uso deste resíduo, levando-se em consideração a pozolanicidade e o custo energético para cominuição.

O RTM teve as suas características físicas, químicas e mineralógicas determinadas através e análise química. Análises de ATG/DTG e DRX complementaram a caracterização deste material.

### 3.3 DEFINIÇÃO DOS TRAÇOS

Foram moldados traços de concreto convencional e de concreto autoadensável. Todos os traços, exceto os de referência, utilizaram o RTM como substituição parcial do cimento. Adotou-se cimento CP V – ARI, pela ausência de adição, minimizando interferências nos resultados obtidos.

Os traços do concreto convencional foram escolhidos, a partir de traços já utilizados em outros trabalhos no laboratório do grupo de pesquisa de materiais e resíduos da construção do IFPB (GMAT), onde esses experimentos foram desenvolvidos.

#### 3.3.1 Concreto convencional (CCV)

Foram moldados traços da família 1:3,18 (C3); 1:4,11 (C4) e 1:5,52 (C5) cada um com 0, 10, 20, 30% de RTM substituindo parte do cimento, em massa. Os traços e suas respectivas legendas podem ser vistos na Tabela 13.

Os CP foram moldados manualmente, seguindo procedimento recomendado pela NBR 5738 (ABNT, 2003). Depois de moldados, os CP foram mantidos por 24h nos moldes e, em seguida, foram desmoldados e permaneceram em cura submersa por sete dias, em tanque saturado com cal. Após a cura, foram mantidos em ambiente de laboratório, em temperatura ambiente até os dias de ensaios previstos.



Tabela 13 - Proporções dos materiais utilizados nos traços moldados

Traços	Legenda dos traços	Cimento	RTM	Areia	Brita	a/agl	a/c
1: 3,18	C3 0	1	0	1,34	1,84	0,45	0,45
	C3 10	0,9	0,1				0,50
	C3 20	0,8	0,2				0,56
	C3 30	0,7	0,3				0,63
1: 4,11	C4 0	1	0	1,86	2,25	0,55	0,55
	C4 10	0,9	0,1				0,61
	C4 20	0,8	0,2				0,68
	C4 30	0,7	0,3				0,77
1: 5,52	C5 0	1	0	2,65	2,87	0,65	0,65
	C5 10	0,9	0,1				0,72
	C5 20	0,8	0,2				0,81
	C5 30	0,7	0,3				0,92

Para cada traço moldaram-se dez CP cilíndricos de 10 x 20 cm para ensaios de resistência à compressão e dez CP cúbicos de 8 cm, dos quais dois foram usados para acompanhamento do ensaio de carbonatação e cinco foram usados para ensaios eletroquímicos, esses últimos com armaduras. O CP restante ficou reservado para algum imprevisto. Para o traço C4 foram moldados mais quatro CP cilíndricos de 10 x 20 cm para ensaios de absorção e índice de vazios.

### 3.3.2 Concreto autoadensável (CAA)

O método de dosagem do concreto autoadensável empregado foi o desenvolvido por Gomes e Barros (2009). Este método baseia-se no princípio de que o concreto pode ser obtido melhorando-se a composição da pasta e do esqueleto granular separadamente. Para obtenção do concreto desejado seguiram-se as seguintes etapas: empacotamento dos agregados; estudo da dosagem de superplastificante; determinação experimental do volume de pasta necessário para atingir a autoadensabilidade. Essas etapas estão detalhadas no Apêndice A.

Os traços definidos após desenvolvimento das etapas citadas anteriormente estão os expostos da Tabela 14.

Os testes da autoadensabilidade do CAA basearam-se no que preconiza a norma brasileira ABNT NBR 15823-1 (2010) como pré-requisitos mínimos para que um concreto seja aceito como um CAA. Essas características são fluidez, viscosidade plástica aparente e habilidade passante. Para analisar essas características foram utilizados os ensaios de determinação do espalhamento e do tempo de escoamento – método do cone de Abrams (ABNT NBR 15823-2, 2010); e determinação da habilidade passante – método do anel J (ABNT NBR 15823-3, 2010).

Tabela 14 - Características dos traços dos concretos autoadensáveis (CAA)

Traços	Traços (cimento: agregado graúdo; agregado miúdo)			
	1,0: 1,5: 1,5 (CAA0)	0,8: 0,2: 1,5: 1,5 (CAA20)	0,7: 0,3: 1,5: 1,5 (CAA30)	0,6: 0,4: 1,5: 1,5 (CAA40)
A/C	0,45	0,56	0,63	0,73
A/agl	0,45	0,45	0,45	0,45
Consumo de aglomerantes (kg/m <sup>3</sup> )	525	522	521	519
Consumo de cimento (kg/m <sup>3</sup> )	525	418	364	311
Consumo de RTM (kg/m <sup>3</sup> )	-	105	156	208
Teor de argamassa	62	62	62	62
Teor de pasta em relação à argamassa (%)	40	40	40	40
Teor de pasta em relação ao concreto (%)	25	25	25	25
Plastificante (%)	-	0,03%	0,05%	0,1%
Superplastificante (%)	-	0,05%	0,05%	0,1%

### 3.4 CARBONATAÇÃO ACELERADA

Existe uma variedade de metodologias na literatura para a realização da carbonatação acelerada (KULAKOWSKI, 2002; PAULETTI, 2009; VILLAIN; THIERY; PLATRET, 2007). Para esse trabalho, optou-se por seguir uma das metodologias estudadas por Pauletti (2009), metodologia da sala climática, pela facilidade de execução e resultados satisfatórios. Foram necessárias algumas adaptações para atender a condições locais. A Figura 11 ilustra o resumo do ensaio.

#### 3.4.1 Preparação dos corpos-de-prova

Para cada condição de ensaio, foram moldados quatro corpos-de-prova (CP) cúbicos de 80 mm: sendo dois com incorporação de duas armaduras de 6,3 mm (aço CA 50) em cada um deles e dois sem armaduras. Os primeiros foram empregados no monitoramento eletroquímico e os demais nos ensaios de acompanhamento da frente de carbonatação e acompanhamento da massa. Antes da incorporação das armaduras aos CP de concreto, o aço sofreu um tratamento de decapagem inicial, foi limpo com o auxílio de uma escova de aço acoplada a uma politriz, com o objetivo de evitar a influência de quaisquer oxidações prévias na superfície do metal. O recobrimento dos CP foi de 20 mm.

Uma vez moldados, os corpos-de-prova foram desmoldados com 24 horas e, em seguida, sofreram cura úmida até o sétimo dia. Este procedimento procura representar condições de cura mais próximas da realidade. Finalizado esse período, os CP tiveram quatro das suas

faces isoladas com pintura bicomponente de base epóxi. Na sequência, foram cobertos com filme de PVC em duas camadas e depois, embalados a vácuo com papel impermeável, como mostrado através da Figura 12, para evitar alteração de umidade e penetração de  $\text{CO}_2$ . Depois disso, permaneceram em ambiente de laboratório por, aproximadamente, 200 dias, com o objetivo de se atingir uma microestrutura mais estável antes dos ensaios.

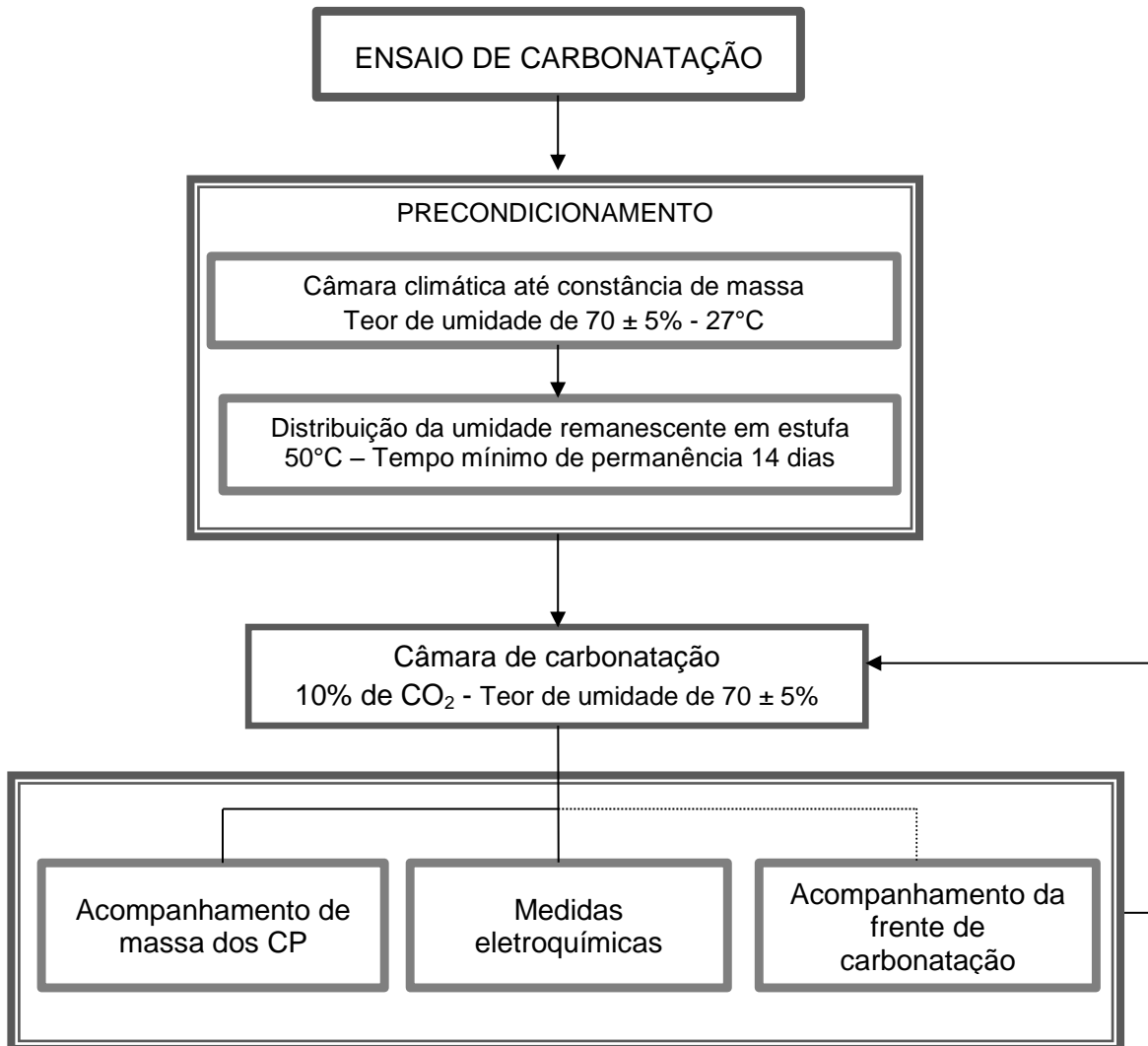


Figura 11 – Esquema gráfico do ensaio de carbonatação



Figura 12 – CP com pintura epóxi (a); CP embalados com filme PVC (b); CP embalados a vácuo (c) (Acervo pessoal).

### 3.4.2 Precondicionamento

O condicionamento foi feito em duas etapas. Na primeira etapa, os CP foram mantidos em câmara climática a  $70\pm 5\%$  de umidade e  $27^\circ\text{C}$ . Adotou-se essa temperatura para que se aproximasse da temperatura ambiente no período do ano que o trabalho se desenvolveu. Os CP permaneceram na câmara climática até que atingissem massa constante que, segundo as recomendações da RILEM (TC 116-PCD), é atingida quando a diferença de massa entre duas pesagens consecutivas no intervalo de 24h é menor que 0,1g.

Na segunda etapa, os CP foram embalados à vácuo em recipientes impermeáveis para garantir que não houvesse troca de umidade com o meio e levados à estufa a  $50^\circ\text{C}$ , por um período mínimo de 14 dias, como preconiza a RILEM, para promover a redistribuição da umidade interna.

Após o período de condicionamento, as embalagens foram abertas e foi feito o primeiro corte, onde se retirou uma fatia de 5 mm para analisar se houve carbonatação significativa nos CP durante o período da desmoldagem até o início do ensaio de carbonatação.

### 3.4.3 Exposição dos corpos-de-prova na câmara de carbonatação

Os corpos-de-prova foram expostos em uma câmara de carbonatação construída para o desenvolvimento deste trabalho, como pode ser visto na Figura 13. A alimentação de  $\text{CO}_2$  foi mantida por uma mistura de 10%  $\text{CO}_2$  e 90% de  $\text{N}_2$ . A umidade relativa de  $70\% \pm 5\%$ , foi controlada com a presença de uma camada de solução de ácido sulfúrico a 33%, seguindo metodologia de Stokes e Robinson (1949).

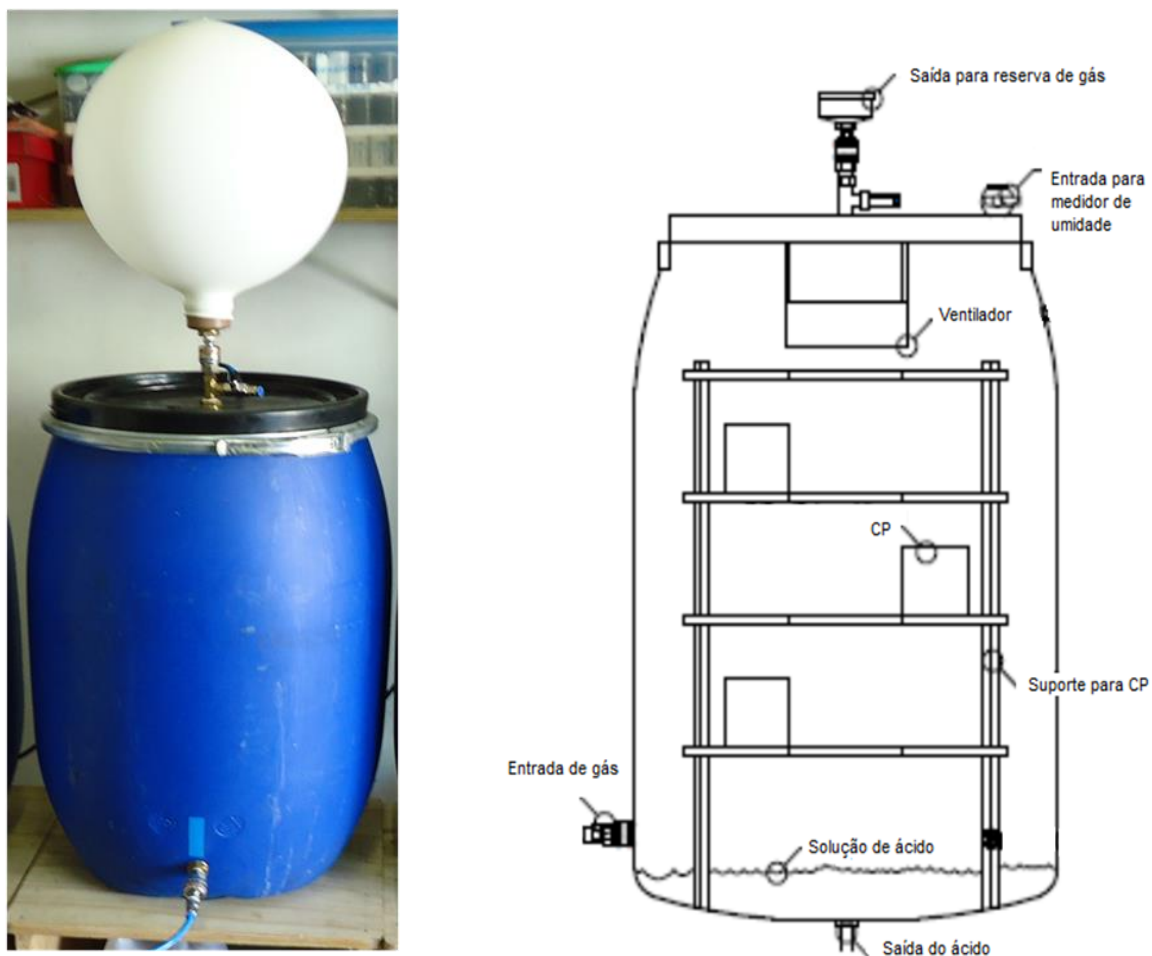


Figura 13 – Foto e detalhe interno da câmara de carbonatação (Acervo pessoal)

Os CP permaneceram nas câmaras de carbonatação e foram analisados periodicamente, de acordo com a velocidade do avanço da frente de carbonatação, que foi acompanhada nos CP sem armaduras.

A profundidade da frente de carbonatação foi avaliada utilizando-se solução de fenolftaleína a 1%, seguindo procedimento da RILEM (1988). A cada avaliação fez-se um corte de, no máximo, 5 mm de espessura no sentido perpendicular às faces expostas. As faces cortadas foram limpas para remoção de pó que pudesse interferir na medida da frente de carbonatação, em seguida aspergia-se a solução de fenolftaleína na face cortada e limpa e mede-se a profundidade da frente de carbonatação utilizando-se de análise digital de imagem, como pode ser visto na Figura 14.



Figura 14 – Acompanhamento da frente de carbonatação por análise digital de imagem (Acervo pessoal)

Com os valores das profundidades médias das frentes de carbonatação ao longo do tempo, foram ajustadas curvas baseadas na primeira lei de difusão de Fick, onde foi possível identificar o coeficiente de carbonatação, como foi mostrado na Equação 4.

Para o cálculo da profundidade média da frente de carbonatação foram desprezadas as duas primeiras alturas das extremidades do corpo de prova, para se evitarem erros devido a possíveis imperfeições na impermeabilização. O valor considerado foi a média dos dois lados do CP.

### 3.5 ATAQUE POR CLORETOS

Esta etapa da pesquisa teve como objetivo não só avaliar o transporte de cloretos no concreto, mas também avaliar o teor de cloretos que inicia o processo de corrosão nas armaduras dos corpos de prova. A metodologia utilizada foi a adotada por Meira (2004), o limite crítico de cloretos foi expresso em relação à concentração de aglomerante. Através da Figura 15 ilustram-se os passos seguidos neste experimento.

#### 3.5.1 Preparação dos corpos-de-prova

Foram moldados três corpos-de-prova (CP) cúbicos de 80 mm de lado, para cada traço já exposto na Tabela 13 e Tabela 14. Em cada CP, adicionaram-se duas armaduras de 6,3 mm (aço CA 50), com cobrimento de 20 mm. As armaduras dos CP sofreram o mesmo tratamento descrito no item 3.4.1.

A cura dos CP seguiu os mesmos procedimentos adotados para os CP submetidos à carbonatação. Estes também tiveram quatro das suas faces cobertas por pintura

bicomponente com base epóxi, deixando livres apenas as faces por onde houve a penetração da solução de cloretos.

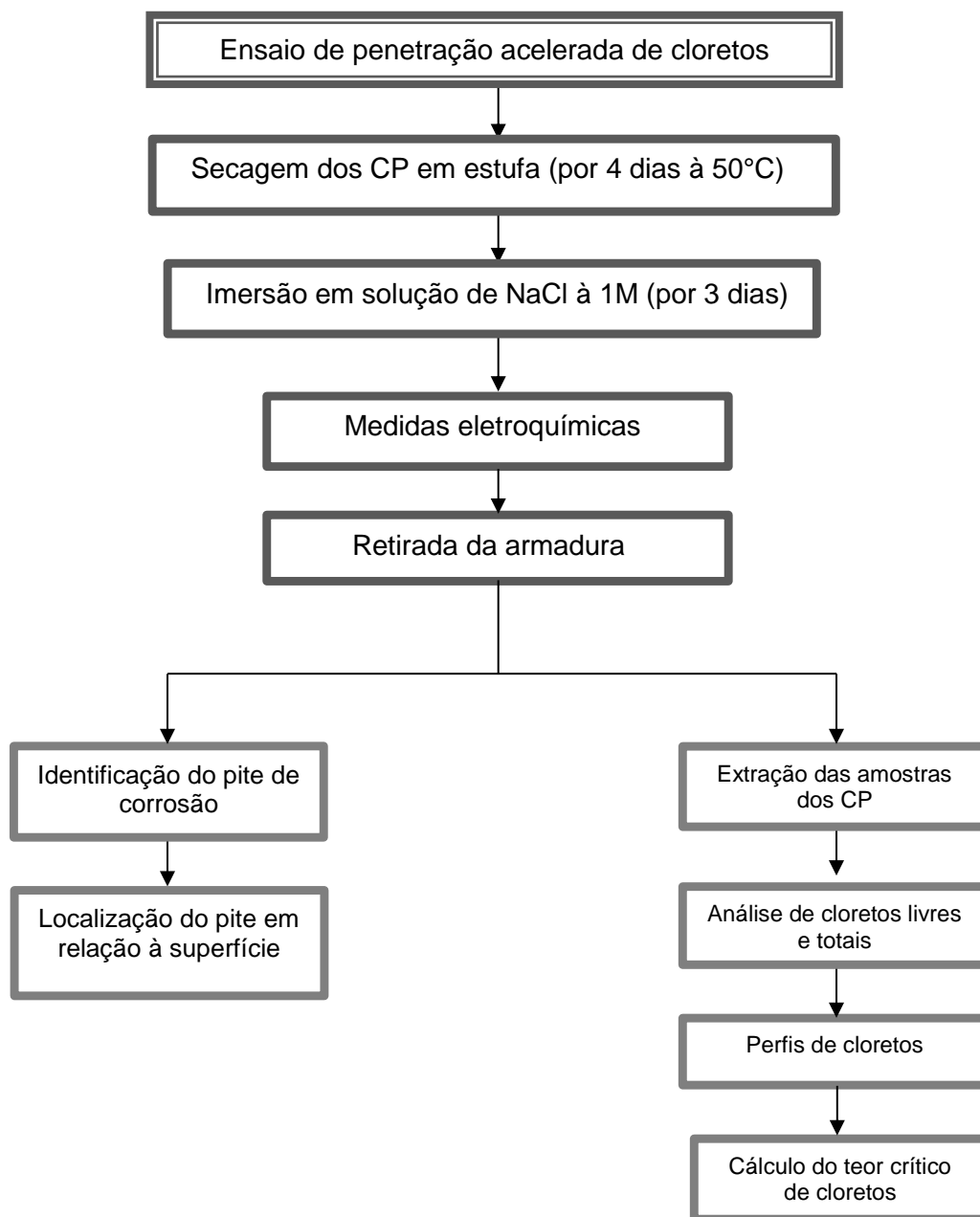


Figura 15 – Esquema ilustrativo do ensaio de exposição a cloretos

### 3.5.2 Condições de exposição aos cloretos

Os CP foram imersos em uma solução de cloreto de sódio (NaCl) a 1 Molar em ciclos de molhagem e secagem. Em trabalho desenvolvido por Meira (2004) foram expostos CP a ciclos diários e ciclos semanais e concluiu-se que não havia diferenças significativas nos resultados encontrados.

Neste trabalho, adotaram-se ciclos semanais, onde os CP permaneceram por quatro dias na estufa a 50°C e, em seguida, por três dias imersos na solução de cloreto de sódio, como pode ser visto na Figura 16, seguindo uma das metodologias adotadas por Meira (2004). Ao término de cada ciclo foram feitas medidas eletroquímicas, até que a armadura dos CP apresentassem sinais consistentes de despassivação.

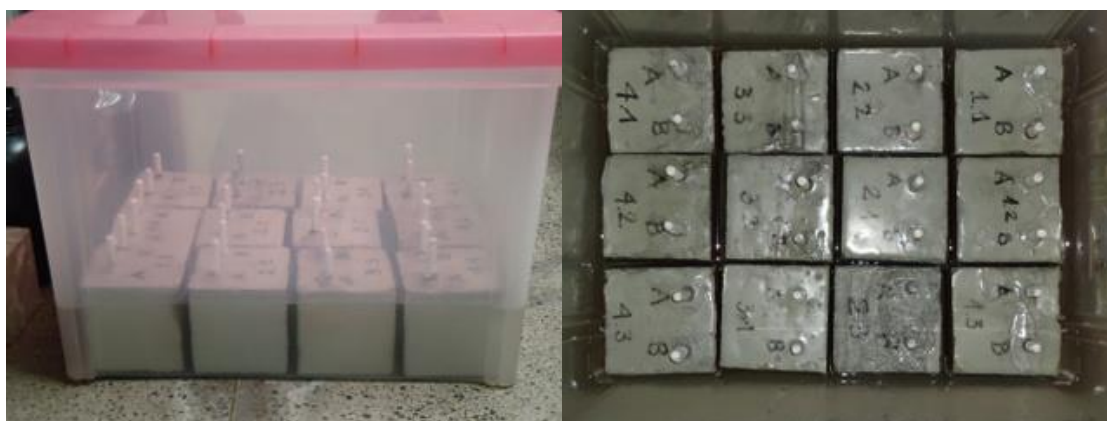


Figura 16 – Corpos de prova imersos em solução de NaCl a 1M (Acervo pessoal)

### 3.5.3 Obtenção dos perfis de cloretos e análise do teor crítico de cloretos

A análise de cloreto foi feita no momento em que os ensaios eletroquímicos indicaram despassivação das armaduras, assumindo valores que serão citados no item 3.6. Quando foi detectada a despassivação, retirou-se a armadura do CP e foram feitas análises de cloretos livres e totais em partes do concreto a diferentes distâncias da superfície até a armadura.

A armadura foi retirada manualmente do CP e o pite de corrosão identificado. Em seguida, media-se a distância da localização do pite até a superfície do CP. Foram extraídas amostras do CP, em cinco intervalos de distância da superfície até a armadura, 0-1mm, 1-6 mm, 6-11 mm, 11-16 mm e 16-21 mm. Essas amostras foram pulverizadas e peneiradas para serem submetidas às análises de cloretos livres e totais. Esses procedimentos estão ilustrados na Figura 17.





Figura 17 – Retirada da barra do CP (a;b); fatiamento do CP (c); pulverização das amostras de concreto (d); retirada de resíduo metálico do almofariz (e); peneiramento (f) (Acervo pessoal)

Os cloretos totais permitiram conhecer-se o quantitativo de cloretos que ingressou no concreto, enquanto os cloretos livres apontam aqueles que efetivamente foram transportados para o interior do concreto. Com essas análises pode-se fazer a relação entre os cloretos livres e totais próximos aos pontos de corrosão da armadura e indicar a quantidade de cloretos necessária para desencadear a corrosão nas condições estudadas, objetivo dessa etapa do trabalho.

Os resultados encontrados foram uma média dos valores de concentrações de cloretos em cada amostra. Com os valores de cloretos foi obtido um perfil de concentrações e foi ajustada uma curva baseada na solução da segunda lei de Fick (Equação 16), em que foi possível encontrar o valor exato da concentração de cloretos ao nível do pite de corrosão da armadura. A análise para detectar os valores de cloretos livres e totais seguiu procedimentos recomendados pelo RILEM TC 178-TMC (2012a; 2012b) para preparação das amostras e da ASTM C114 (1992) para titulação potenciométrica. Para tal, empregou-se um titulador automático, modelo Titrino, da Metrohm.

$$C(x, t) = C_s + (C_0 - C_s) \operatorname{erf}\left(\frac{x}{2\sqrt{Dt}}\right)$$

Equação 146

Onde:

$C(x,t)$  = concentração dos cloretos na profundidade  $x$  e no tempo  $t$ ;

$C_s$  = concentração de cloretos na superfície do concreto;

erf = função de erro de Gauss;

$D$  = coeficiente de difusão.

### 3.6 MONITORAMENTO ELETROQUÍMICO

No monitoramento eletroquímico, foi utilizada a técnica de resistência de polarização com compensação da queda ôhmica e de medidas do potencial de corrosão em circuito aberto.

O equipamento utilizado para essas leituras foi um potenciostato de bancada da ACM Instruments, modelo Gill AC. Para as medidas, usaram-se um eletrodo de referência de  $\text{Cu}/\text{CuSO}_4$  (ESC) e um contra eletrodo de aço inoxidável. Todo o conjunto foi mantido dentro de uma gaiola de Faraday para evitar interferências externas, como pode ser visto na Figura 18.

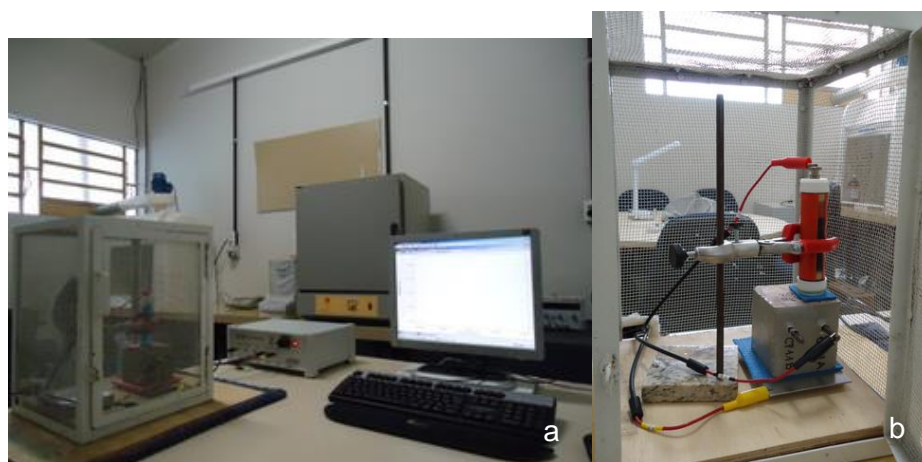


Figura 18 – Montagem de equipamentos para leituras eletroquímicas (a); detalhe da gaiola de Faraday (b) (Acervo pessoal)

As medidas foram feitas a cada sete dias, sempre após o período de imersão na solução de  $\text{NaCl}$  (1M) até que os resultados assumissem valores mais negativos que  $-350\text{mV}$  (ESC), seguindo recomendação da normativa americana ASTM C-876 (1999). A faixa limite de  $i_{\text{corr}}$  a partir da qual o processo de corrosão passa a ser significativo foi adotada como sendo  $0.1 - 0.2 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  (ANDRADE; GONZÁLEZ, 1981).

Como critério para indicar o momento da despassivação usou-se duas leituras consecutivas com os valores de potencial de corrosão e densidade de corrente ultrapassando os limites citados anteriormente. Após essas leituras, o corpo de prova foi retirado do ensaio e foi dado prosseguimento à retirada da barra.

### 3.7 PLANEJAMENTO PARA TRATAMENTO ESTATÍSTICO

Para que fosse possível fazer uma avaliação estatística consistente dos dados levantados durante a parte experimental deste trabalho, se fez necessário definir quais são as variáveis de controle, as variáveis de resposta e os fatores fixos para os dois tipos de concreto estudados, os convencionais e os autoadensáveis. Na Tabela 15 estão expostas essas variáveis. Para o tratamento estatístico, utilizou-se o software SPSS, versão 20, para as análises de variância e comparação de médias (teste de Tukey).

Tabela 15 – Variáveis para planejamento de tratamento estatístico

	Concretos convencionais (CCV)	Concretos autoadensáveis (CAA)
Variáveis de controle	Relação a/agl	-
	Idade de ensaio	Idade de ensaio
	Teor de RTM (%)	Teor de RTM (%)
Variáveis de resposta	Resistência à compressão	Resistência à compressão
	Velocidade da frente de carbonatação	Velocidade da frente de carbonatação
	Tempo de despassivação	Tempo de despassivação
	Concentração superficial de cloretos	Concentração superficial de cloretos
	Coeficiente de difusão	Coeficiente de difusão
	Teor crítico de cloretos	Teor crítico de cloretos
Fatores fixos	Tipo de cimento	Tipo de cimento
	Tipo de resíduo	Tipo de resíduo
	Concentração de CO <sub>2</sub> na câmara de carbonatação	Concentração de CO <sub>2</sub> na câmara de carbonatação
	Concentração da solução de NaCl da solução de imersão	Concentração da solução de NaCl da solução de imersão
	Tempo de cura	Tempo de cura
	Limpeza e tipo da armadura	Limpeza e tipo da armadura
	-	Relação a/agl

## 4 APRESENTAÇÃO, ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo são expostos, analisados e discutidos os resultados das características físicas e químicas dos materiais utilizados no desenvolvimento do trabalho, da resistência dos concretos estudados e dos ensaios de durabilidade quanto à carbonatação e ao ataque de cloretos.

### 4.1 MATERIAIS

Serão mostradas, a seguir, as características dos materiais utilizados na parte experimental da pesquisa.

#### 4.1.1 Cimento

O cimento utilizado no experimento foi o CPV ARI, que é um cimento sem adição encontrado no mercado local. O fato de não ter adição, facilita a interpretação de resultados, pois se elimina uma variável no concreto produzido.

A distribuição granulométrica do cimento é mostrada na Figura 19. O diâmetro médio é de 14,94  $\mu\text{m}$ , a distribuição granulométrica é da seguinte forma: 10% dos sólidos acumulados são menores que 1,72  $\mu\text{m}$ ; 50% são menores que 12,35  $\mu\text{m}$  e 90% são menores que 31,18  $\mu\text{m}$ .

As características físicas e químicas do cimento utilizado nos experimentos estão descritas na Tabela 16, segundo dados fornecidos pelo fabricante.

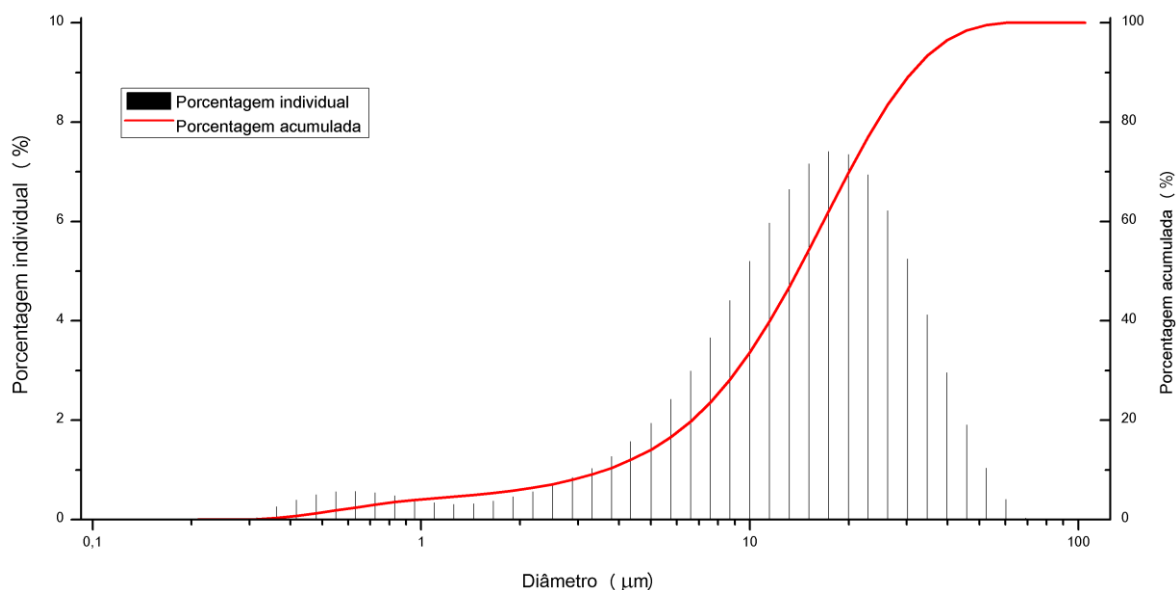


Figura 19 – Granulometria a laser do cimento CP V ARI utilizado no trabalho

Tabela 16 - Características físicas e químicas do cimento

1 – Composição Química		
Ensaio	Resultados (%)	Limites da NBR 5733/91
Perda ao fogo - PF	1,15	≤ 4,5%
Dióxido de Silício – SiO <sub>2</sub>	18,96	
Óxido de Alumínio – Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3,92	
Óxido de Ferro – Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	2,95	
Óxido de Cálcio Total - CaO	61,06	
Óxido de Magnésio - MgO	3,08	≤ 6,5%
Anidrido Sulfúrico - SO	3,19	3,5 a 4,0%
Óxido de Sódio – Na <sub>2</sub> O	0,15	
Óxido de Potássio – K <sub>2</sub> O	1,03	
Anidrido Carbônico – CO <sub>2</sub>	-	≤ 3%
Resíduo Insolúvel - RI	0,67	≤ 1,0%
Óxido de Cálcio Livre – CaO Livre	2,96	
2 – Ensaio Físicos e Mecânicos		
Ensaio	Resultados	Limites da NBR 5733/91
Finura – Resíduos na peneira de 75mm (%)	0,1	≤ 8,0%
Finura – Resíduos na peneira de 44mm (%)	2,2	
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	3,14	
Área específica – Blaine (m <sup>2</sup> /kg)	402	≥ 300 m <sup>2</sup> /kg
Água da pasta de consistência normal (%)	29,0	
Tempo de início de pega (h:min)	2:40	≥ 1h
Tempo de fim de pega (h:min)	3:18	≤ 10
Expansibilidade de Le Chantelier a quente (mm)	0,56	≤ 5 mm
Resistência à compressão na idade de 1 dia (MPa)	20,0	≥ 14 MPa

(Dados fornecidos pelo fabricante)

### 4.1.2 Agregados

Utilizou-se agregado miúdo proveniente de cava da região em estudo. O módulo de finura desse agregado foi 1,75 e a massa específica foi  $2,62 \text{ g/cm}^3$ .

O agregado graúdo de pedra britada, também, proveniente, da região em estudo. Com diâmetro máximo de 9,5 mm e massa específica  $2,69 \text{ g/cm}^3$ . As curvas granulométricas dos agregados apresentam-se na Figura 20.

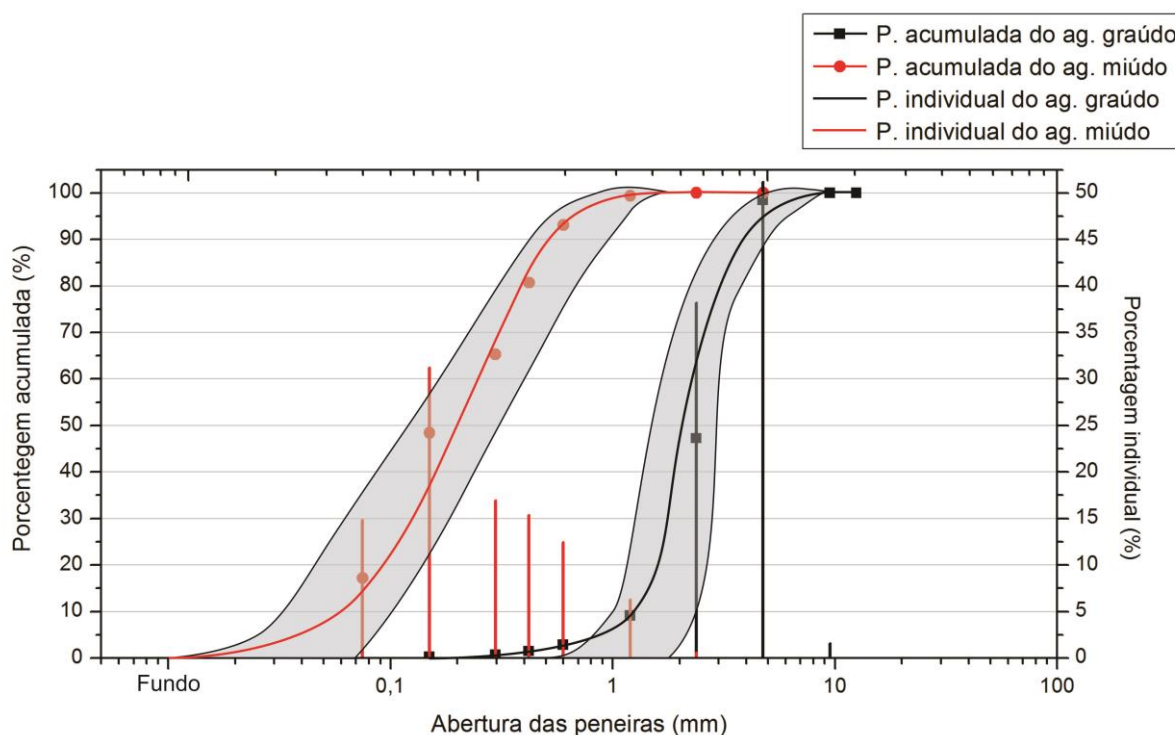


Figura 20 – Curvas granulométricas dos agregados

### 4.1.3 Aço

O aço CA 50 de 6,3 mm tem suas características expostas na Tabela 17, foi limpo com o auxílio de uma escova de aço acoplada a uma poltriz. Em seguida, as barras tiveram suas extremidades envolvidas com fita isolante, de maneira que, apenas, uma extensão intermediária de 30 mm da barra ficou exposta como mostra a Figura 21.

Tabela 17 – Características do aço

Características Analisadas		CA 50
Composição Química (%)	Fe	98,483
	Ca	0,481
	P	0,017
	S	0,015
	Si	0,223
	Mg	0,760
	Outros	0,021
Resistência Característica ao Escoamento - $f_y$ (MPa)		500
Limite de Resistência (MPa)		~ 540
Módulo de Elasticidade (GPa)		210

Dados fornecidos pelo fabricante



Figura 21– Armadura preparada para CP prismáticos (Acervo pessoal)

#### 4.1.4 Resíduo de tijolo moído

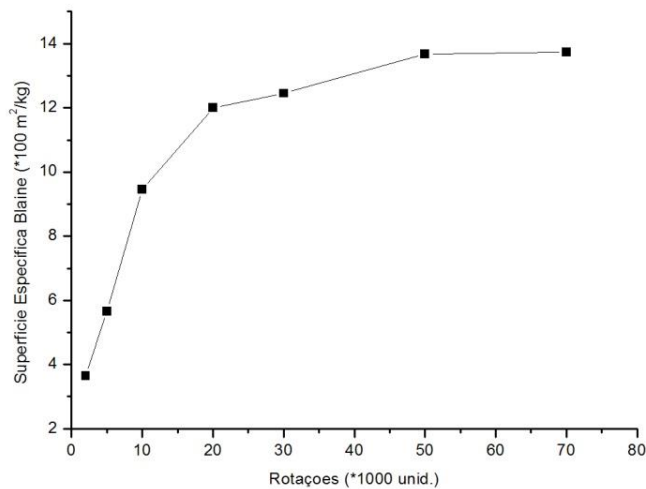
O resíduo de cerâmica foi coletado no pátio de uma indústria cerâmica da região, onde estava estocada parte do material que é quebrado durante a retirada dos fornos e do carregamento desse material nos veículos transportadores. Selecionaram-se apenas tijolos furados para que fosse garantida homogeneidade do material. A temperatura dos fornos que queimam essa argila para a produção de tijolos varia entre 850 a 950°C. Na Figura 22 podem ser vistos os tijolos quebrados no pátio da indústria e depois de processados para serem utilizados no concreto como substituto parcial do cimento.



Figura 22 - Tijolos quebrados na indústria (a); tijolos triturados e moídos (b) (Acervo pessoal)

#### 4.1.4.1 Moagem dos resíduos de tijolos e I.A.P.

O resíduo de tijolos foi moído em diferentes rotações para que fosse elaborada uma curva com essa relação. O resultado pode ser observado na Figura 23. Esse gráfico foi útil como balizamento para a moagem definitiva.



Rotações (*1000)	Tempo (h)	Blaine (m <sup>2</sup> /kg)
2	0,6	365
5	1,5	565
10	3	946
20	6	1200
30	9	1245
50	15	1367
70	21	1374

Figura 23 - Relação entre finura do RTM e rotações do moinho

Foi calculado o índice de atividade pozolânica com cimento para duas superfícies específicas: 520 m<sup>2</sup>/kg e 780 m<sup>2</sup>/kg. O resultado foi de 86% e 97%, respectivamente. As duas apresentaram resultados positivos segundo a norma NBR 5752 (ABNT, 1992), que estava em vigor no período dos ensaios e recomendava valor superior a 75%. Esse



resultado corroborou o resultado encontrado por pesquisa feita por Vieira (2005) utilizando resíduo na mesma indústria.

Neste trabalho, são estudados concretos convencionais e autoadensáveis, por esse motivo é desejável que o resíduo de tijolo moído (RTM) tenha área específica maior do que a do material a ser substituído, neste caso, o cimento para alcançar características de autoadensabilidade. Sendo assim, decidiu-se adotar superfície específica Blaine entre 500 e 600 m<sup>2</sup>/kg, para que fosse atendida a finura necessária para o CAA, porém sem que houvesse a necessidade de longo tempo de moagem para que o concreto não fosse onerado com alto custo energético. Segundo Vieira (2005), essa superfície específica não deveria ultrapassar 800 m<sup>2</sup>/kg. A opção feita para esse trabalho foi utilizar o resíduo com menor superfície específica possível, para que fosse priorizada economia energética e, conseqüentemente, maior benefício ambiental. Na moagem final foi alcançada superfície específica média de 520 m<sup>2</sup>/kg. A massa específica do RTM foi 2,62 g/cm<sup>3</sup>, em média.

Em 23/08/2014 entrou em vigor uma nova norma sobre materiais pozolânicos em que o índice de atividade pozolânica (IAP) recomendável passou a ser de 90%. Então para essa área superficial, o IAP ficou um pouco abaixo da recomendação atual.

#### 4.1.4.2 Granulometria a laser

A granulometria a laser no resíduo utilizado no trabalho é mostrada na Figura 24. O diâmetro médio foi de 24,21 µm; 10% dos sólidos são menores que 2,12 µm; 50% são menores que 17,54 µm e 90% são menores 24,21 µm. Esses resultados confirmam o ensaio Blaine, que aponta RTM como tendo uma granulometria mais refinada do que o cimento.

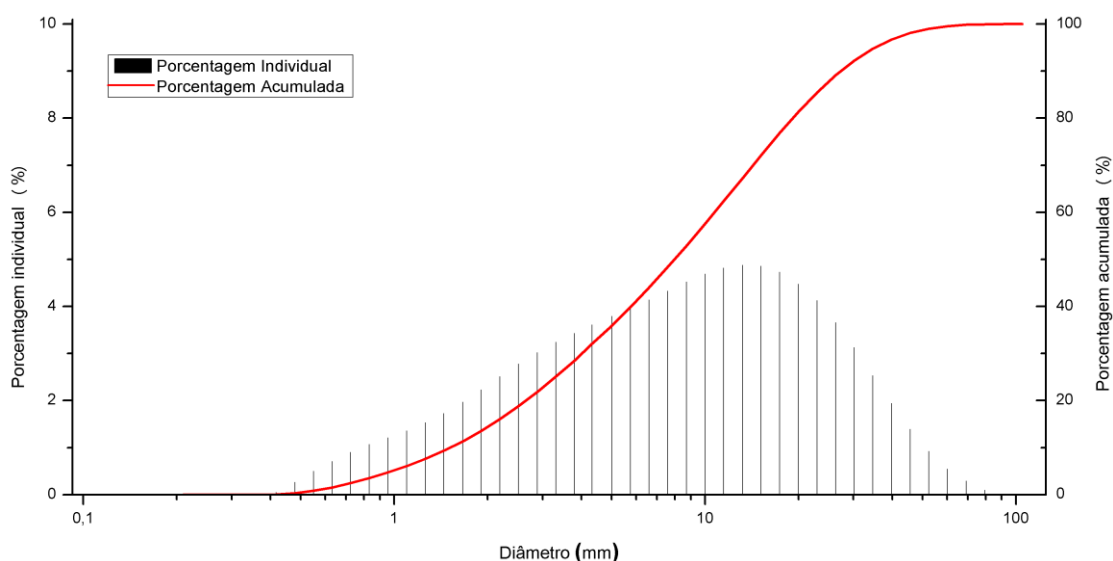


Figura 24- Granulometria a laser do RTM utilizado no trabalho

#### 4.1.4.3 Análise química

Através da Tabela 18, pode-se ver o resultado da análise química do RTM. A soma dos óxidos de sílica, alumínio e ferro, resultou em 89%. A norma para materiais pozolânicos NBR 12653 (ABNT, 1992), recomenda que essa soma seja maior ou igual a 70% para pozolanas naturais e artificiais. O percentual de Na<sub>2</sub>O de 1,9% se mostrou um pouco superior ao recomendado pela norma, 1,5%. Porém, esse valor um pouco mais elevado pode trazer benefício à alcalinidade do concreto produzido. O percentual de 7,17% de óxido de ferro é o responsável pela cor avermelhada do RTM.

Tabela 18 - Análise química do RTM utilizado no trabalho

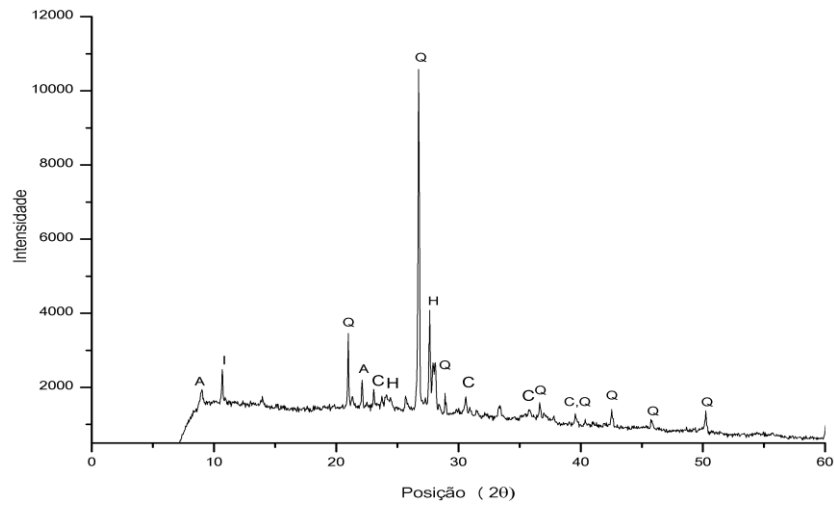
Componentes	(%)	Limite NBR 12653 (ABNT,1992)
Na <sub>2</sub> O	1.886	≤1,5
SiO <sub>2</sub>	66.1749	SiO <sub>2</sub> + Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> + Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> ≥ 70%
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	15.9153	
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	7.1728	
MgO	2.2039	-
K <sub>2</sub> O	2.9838	-
CaO	2.338	-
ZrO <sub>2</sub>	0.0554	-
TiO <sub>2</sub>	0.8875	-
BaO	0.1288	-
SrO	0.0554	-
MnO	0.1043	-
Cr <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0.0527	-
CuO	0.0084	-
HfO <sub>2</sub>	xxx	-
Y <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	xxx	-
NiO	0.0095	-
ZnO	0.0142	-
Rb <sub>2</sub> O	0.016	-

#### 4.1.4.4 Difração de Raios-X

Na Figura 25 está exposto o difratograma de Raios-X do RTM, nele podem ser vistos os principais componentes mineralógicos do resíduo utilizado nos traços. Embora não tenha sido quantificado, visualmente percebe-se que o componente predominante é o Quartzo, com presença também de silicato de alumínio, ilita, hematita e calcita.

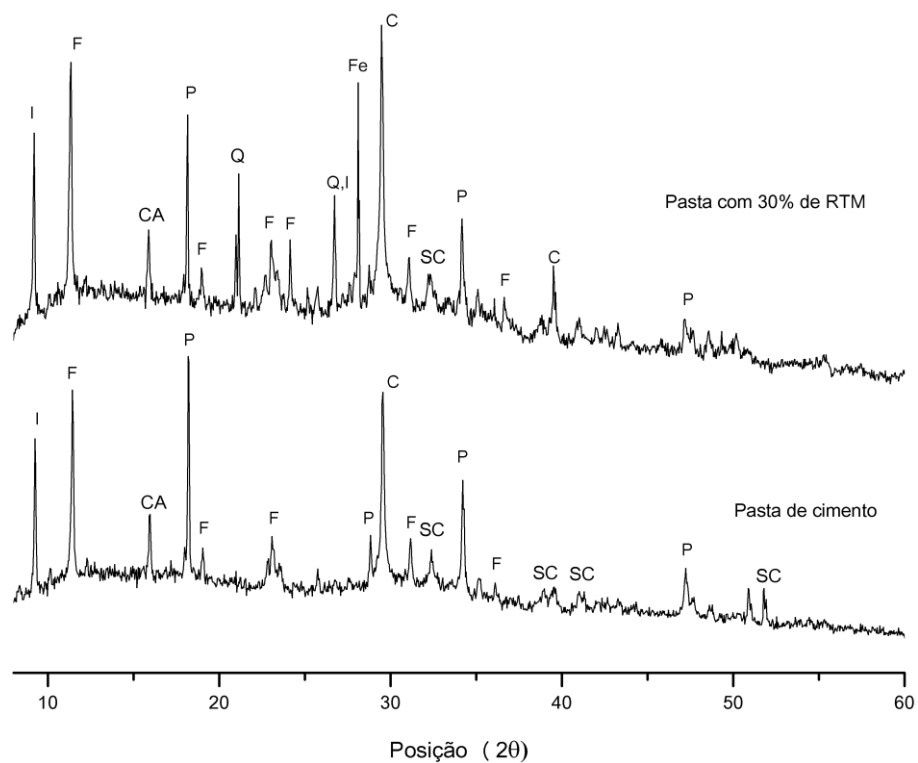
Na Figura 26 são mostrados os difratogramas da pasta de referência, apenas, com cimento e de pasta com adição de 30% de RTM submetidos à solução de NaCl (1M). Os componentes não foram quantificados, mas por comparação é possível observar-se o aumento na formação do sal de Friedal (C<sub>3</sub>ACaCl<sub>2</sub>10H<sub>2</sub>O), que indica a possibilidade do resíduo combinar-se com parte dos cloretos que penetram no concreto. Esse comportamento pode trazer benefícios, ao diminuir a quantidade e cloretos livres para iniciar

o processo de corrosão, retardando o início do processo e contribuindo para o aumento na vida útil das estruturas expostas aos cloretos.



A – Silicato de alumínio; I – Ilita; Q – Quartzo; H – Hematita; C – Calcita

Figura 25 – DRX do resíduo de tijolo moído



I - Ilita; F - Sal de Friedal; A - Silicato de alumínio; Q - Quartzo; C - Calcita; P - Portlandita; S - Sulfato de alumínio

Figura 26 – DRX da pasta de referência e da pasta com adição de 30% de RTM submetidas à solução de NaCl (1M)

#### 4.1.4.5 Análise de TG/DTG

Nas Figuras 27 a 32 foram plotados os gráficos em que constam as curvas da termogravimetria (TG) e da termogravimetria diferencial (DTG) da pasta de referência, e das pastas com adição de 10% e 30% de RTM aos 59 e 90 dias. É importante ressaltar que as pastas com adição de RTM mantiveram a mesma massa de cimento. Analisando-se essas duas curvas foi possível identificar o intervalo em que ocorreu a desintegração do  $\text{Ca(OH)}_2$  e do carbonato de cálcio ( $\text{CaCO}_3$ ). Na Tabela 19 estão os valores do teor do  $\text{Ca(OH)}_2$  e do  $\text{CaCO}_3$  das amostras analisadas, segundo metodologia apresentada na seção 3.1.3.

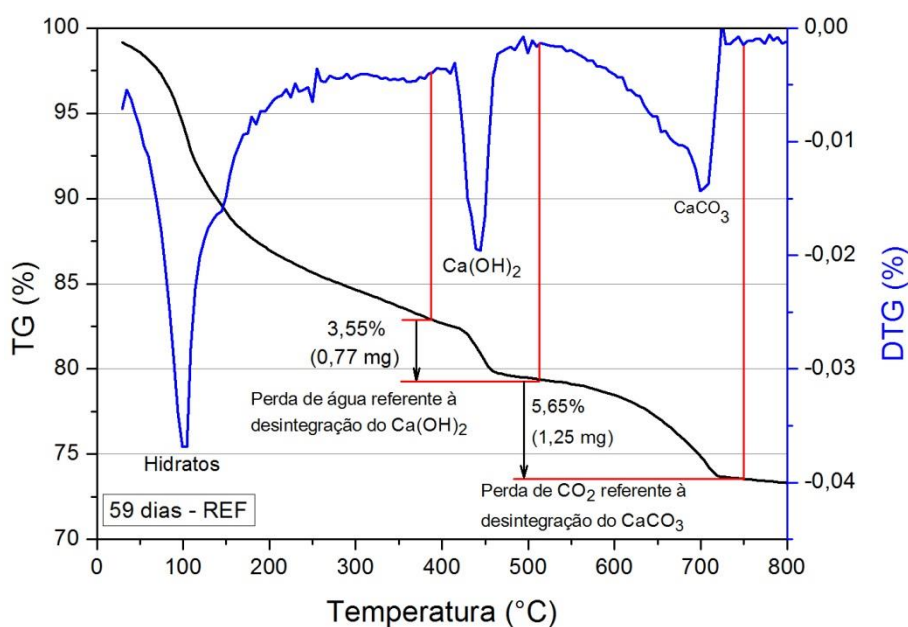


Figura 27 – Ensaio de TG/DTG da pasta de referência aos 59 dias

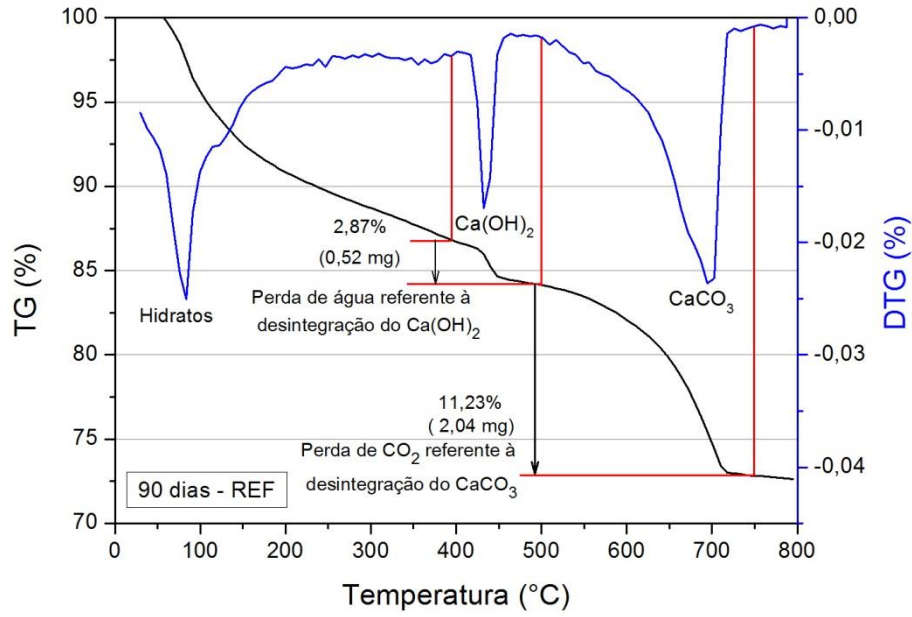


Figura 28 - Ensaio de TG/DTG da pasta de referência aos 90 dias

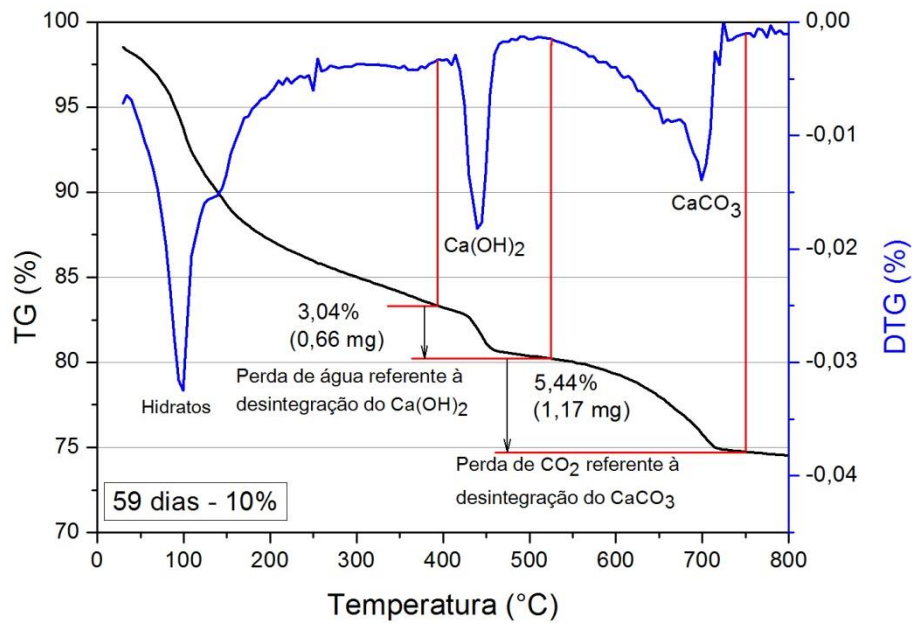


Figura 29 – Ensaio de TG/DTG da pasta com adição de 10% de RTM aos 59 dias

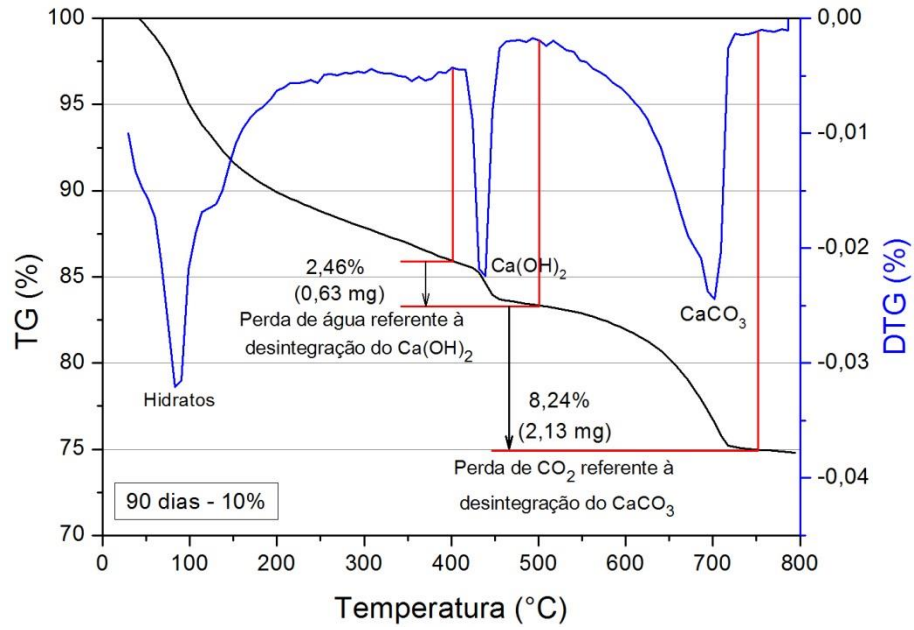


Figura 30 – Ensaio de TG/DTG da pasta com adição de 10% de RTM aos 90 dias

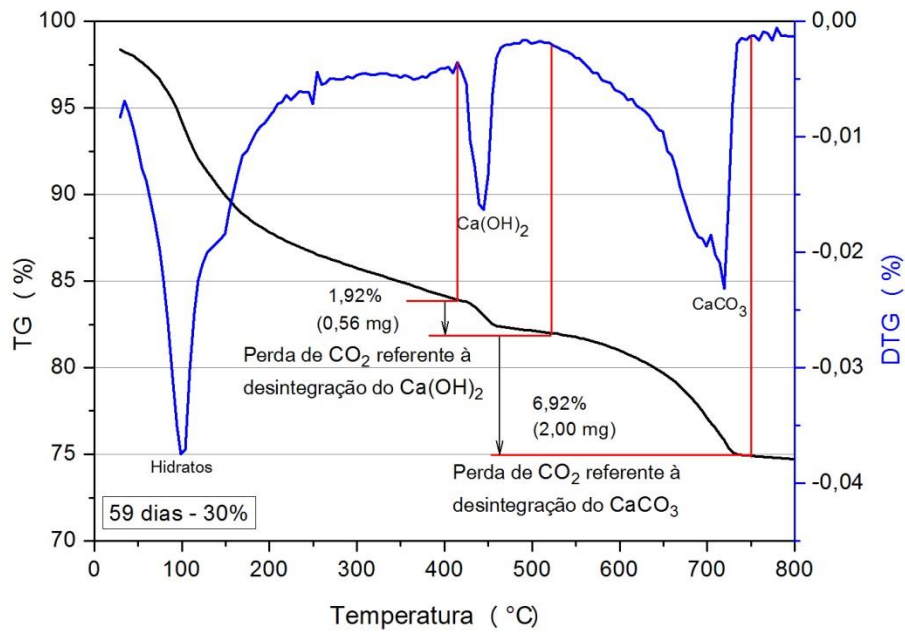


Figura 31 – Ensaio de TG/DTG da pasta com adição de 30% de RTM aos 59 dias

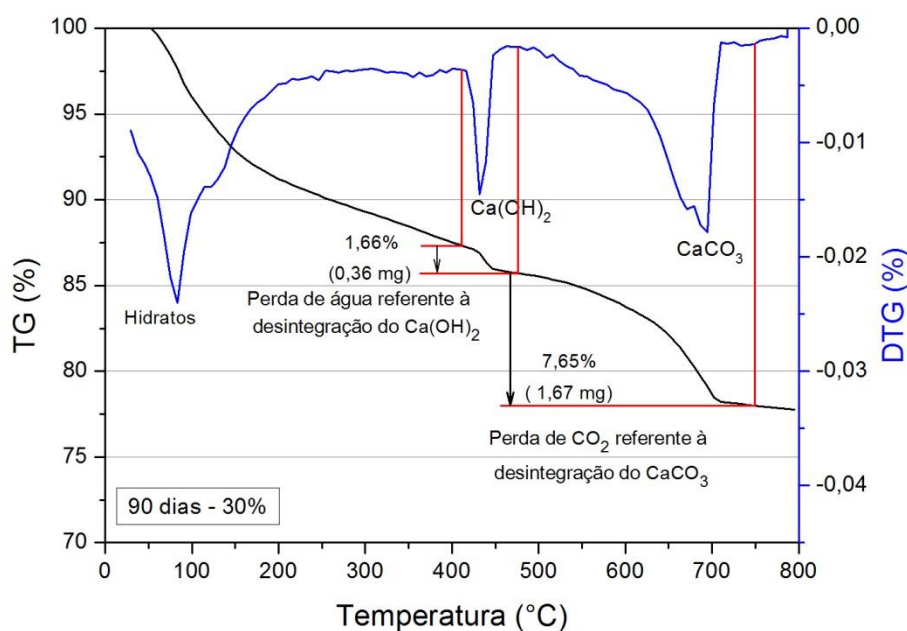


Figura 32 - Ensaio de TG/DTG da pasta com adição de 30% de RTM aos 90 dias

Tabela 19 – Teor de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  e  $\text{CaCO}_3$  nas pastas de cimento

Tempo (dias)	Teor de $\text{Ca}(\text{OH})_2$			Teor de $\text{CaCO}_3$		
	REF	10%	30%	REF	10%	30%
59	14,6%	12,5%	7,89%	12,8%	12,35%	15,71%
90	11,8%	10,1%	6,8%	25,5%	18,7%	17,4%

Como a quantidade de cimento nas amostras foi a mesma, o aumento no consumo de hidróxido de cálcio  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , à medida que ocorria o aumento do teor de RTM nas amostras, indica que existe pozolanicidade no resíduo. Observando o teor de  $\text{CaCO}_3$  ao longo do tempo, pode-se concluir que o aumento do RTM não contribuiu para que o  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  fosse consumido nas reações de carbonatação, pois os teores de  $\text{CaCO}_3$ , em geral, não superaram o valor da pasta de referência.

#### 4.2 Características físicas dos traços convencionais

Neste trabalho estudaram-se três traços convencionais, cada um deles com substituição parcial de cimento por RTM nos teores de 10, 20 e 30%, além do traço de referência em que não havia resíduo. Na Tabela 20 estão registradas as dosagens e ensaio de abatimento dos traços C3, C4 e C5.

Tabela 20 – Dosagens e ensaio de abatimento dos traços das famílias C3 (1: 1,34:1,84), C4 (1: 1,86:2,25) e C5 (1: 2,65: 2,87)

Características Analisadas		Traços (cimento: agregado graúdo; agregado miúdo)			
		Traços C3 (1: 1,34: 1,84) – a/agl = 0,45			
		C3 REF	C3 10%	C3 20%	C3 30%
Abatimento (mm) – NBR NM 67 (ABNT 1998)		185	200	135	125
Consumo de cimento (kg/m <sup>3</sup> )		508,12	455,94	404,07	352,51
Consumo de aglomerante (kg/m <sup>3</sup> )		508,12	506,6	505,08	503,58
Relação a/cimento		0,45	0,5	0,56	0,63
Plastificante (%)		-	-	-	-
		Traços C4 (1: 1,86: 2,25) – a/agl = 0,55			
		C4 REF	C4 10%	C4 20%	C4 30%
		Abatimento (mm) – NBR NM 67 (ABNT 1998)		220	215
Consumo de cimento (kg/m <sup>3</sup> )		413,4	371	329,12	287,28
Consumo de aglomerante (kg/m <sup>3</sup> )		413,4	412,4	411,39	410,4
Relação a/cimento		0,55	0,61	0,68	0,77
Plastificante (%)		-	-	-	0,05
		Traços C5 (1: 2,65: 2,87) – a/agl = 0,65			
		C5 REF	C5 10%	C5 20%	C5 30%
		Abatimento (mm) – NBR NM 67 (ABNT 1998)		170	210
Consumo de cimento (kg/m <sup>3</sup> )		327,77	294,42	261,2	228,11
Consumo de aglomerante (kg/m <sup>3</sup> )		327,77	327,13	326,5	325,87
Relação a/cimento		0,65	0,72	0,81	0,92
Plastificante (%)		-	0,05	0,05	0,15

Foi feita análise de absorção e índice de vazios do traço C4. Esse traço foi escolhido por ser o traço intermediário entre os concretos convencionais analisados neste trabalho, tanto em consumo de cimento, quando na relação a/agl. Os resultados obtidos estão na Tabela 21. Como pode ser observado com o aumento no teor de RTM no traço houve uma discreta diminuição na absorção e no índice de vazios do concreto. Esse fato deve-se a dois fatores: o refinamento dos poros devido a maior superfície específica do resíduo utilizado em relação ao cimento e ao volume do resíduo que é em torno de 20% maior que o volume ocupado pelo cimento.

Tabela 21 – Índice de vazios e absorção dos traços C4 REF, C4 10%, C4 20% e C4 30%

Características analisadas			Traços (cimento: RTM: areia: brita: a/agl)			
			1:0:1,86:2,25:0,55	0,9:0,1:1,86:2,25:0,55	0,8:0,2:1,86:2,25:0,55	0,7:0,3:1,86:2,25:0,55
			C4 REF	C4 10%	C4 20%	C4 30%
Absorção de água NBR 9778 (2005)	28 dias	Ind. de vazios (%)	14,6	14,6	14,3	14,1
		Absorção (%)	6,8	6,8	6,6	6,4
	180 dias	Ind. de vazios (%)	14,1	14,9	14,2	13,7
		Absorção (%)	6,6	6,8	6,5	6,3



### 4.3 ENSAIO DE AUTOADENSABILIDADE DO CAA

Na Tabela 22 estão expostas as características de dosagens e propriedades no estado fresco dos traços de CAA estudados neste trabalho.

Tabela 22 - Características de dosagens e propriedades no estado fresco dos traços de CAA

Traços	Traços (cimento: RTM: areia: brita)			
	1,0: 1,5: 1,5 (CAA REF)	0,8: 0,2: 1,5: 1,5 (CAA 20%)	0,7: 0,3: 1,5: 1,5 (CAA 30%)	0,6: 0,4: 1,5: 1,5 (CAA 40%)
Abatimento (mm)	240	220	230	210
Espalhamento (mm)	-	580	710	610
Consumo de cimento (kg/m <sup>3</sup> )	525	418	364	311
Consumo de aglomerante (kg/m <sup>3</sup> )	525	522	521	519
Relação a/cimento	0,45	0,56	0,63	0,73
Relação a/agl	0,45			
Plastificante (%)	-	0,03	0,05	0,1
Superplastificante (%)	-	0,05	0,05	0,1
t <sub>500</sub> (s)	-	< 1"	1	1,09"
Espalhamento com anel J (mm)	-	570	700	610
Pasta (l/m <sup>3</sup> )	406	409	411	413
Água (l/m <sup>3</sup> )	236	235	234	234
Agregado graúdo (kg/m <sup>3</sup> )	788	783	781	779
Agregado graúdo no concreto (%)	37	37	32	34
Agregado miúdo nos agregados (%)	50	50	50	50

Segundo a NBR15823-2 (ABNT, 2010), o espalhamento deve ficar na faixa de 550 mm a 850 mm, não há recomendação quanto ao tempo necessário para que o concreto atinja esta circunferência. A segunda recomendação da norma é que a diferença do diâmetro do espalhamento sem o anel J para o diâmetro do espalhamento com o anel não seja superior a 50 mm. Os concretos produzidos, neste trabalho, atenderam a essas recomendações. Através da Figura 33 mostram-se as fotos do ensaio de espalhamento com e sem o anel J e um detalhe onde se pode observar a coesão do concreto.

O RTM mostrou-se um material satisfatório para produção de concreto autoadensável, garantindo fluidez e coesão ao concreto autoadensável.



Figura 33 – Ensaio de espalhamento (a); ensaio com anel J (b); detalhes do CAA (c)  
(Acervo pessoal)

Na Tabela 23 estão os resultados de índice de vazios e absorção de traços do concreto autoadensável com 20, 30 e 40% de RTM, além do traço de referência aos 28 e 180 dias. Como pode ser observado, a absorção e o índice de vazios diminuíram à medida que se aumentou o teor de RTM. No CAA o resultado foi melhor do que o resultado apresentado nos concretos convencionais, esse fato deve-se ao empacotamento dos grãos utilizado na metodologia do CAA. Aos 180 dias o resultado do CAA 40% foi perdido.

Tabela 23 – Índice de vazios e absorção dos traços CAA 0%, CAA 20% e CAA 30%

Características analisadas			Traços (cimento: RTM: areia: brita: a/agl)			
			1: 1,5: 1,5: 0,45	0,8:0,2: 1,5: 1,5: 0,45	0,7:0,3: 1,5: 1,5: 0,45	0,6:0,4: 1,5: 1,5: 0,45
			CAA REF	CAA 20%	CAA 30%	CAA 40%
Absorção de água NBR 9778 (2005)	28 dias	Ind. de vazios (%)	14,8	13	12,8	11,7
		Absorção (%)	6,7	5,8	5,7	5,2
	180 dias	Ind. de vazios (%)	14,8	12,6	12,2	–
		Absorção (%)	6,6	5,6	5,5	–

## 4.4 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

A seguir são apresentados os resultados de resistência à compressão dos concretos convencionais e dos concretos autoadensáveis.

### 4.4.1 Concreto convencional

São apresentados na Tabela 24 os valores médios dos resultados de resistência dos concretos convencionais aos 7, 28 e 90 dias de moldados. Os valores individuais dos ensaios de resistência dos CCV estão expostos da Tabela A3 a Tabela A5 no Apêndice B.

Tabela 24 – Valores médios de resistência à compressão dos concretos convencionais

Traço	a/agl	RTM (%)	Valor médio aos 7 dias (Mpa)	Valor médio aos 28 dias (Mpa)	Valor médio aos 90 dias (Mpa)
C3 1: 1,34:1,84	0,45	0	42,60	46,35	53,15
		10	33,35	44,80	46,15
		20	35,50	44,40	48,60
		30	29,35	38,70	47,20
C4 1: 1,86: 2,25	0,55	0	33,45	38,50	43,10
		10	26,70	37,80	40,10
		20	26,00	33,60	37,65
		30	20,65	31,40	38,40
C5 1: 2,65: 2,87	0,65	0	22,5	27,25	33,90
		10	16,60	23,60	28,75
		20	17,95	24,15	26,70
		30	21,75	23,35	32,45

Na Figura 34 são apresentados os gráficos com os resultados das médias de resistência à compressão dos traços de concreto convencional, C3, C4 e C5 aos 7, 28 e 90 dias de moldados. Na Tabela 25 estão os resultados da análise de variância (ANOVA) para os efeitos isolados de cada uma das variáveis independentes e das interações entre elas. Para esses traços os fatores independentes foram o teor de RTM, a relação a/agl e a idade do concreto.

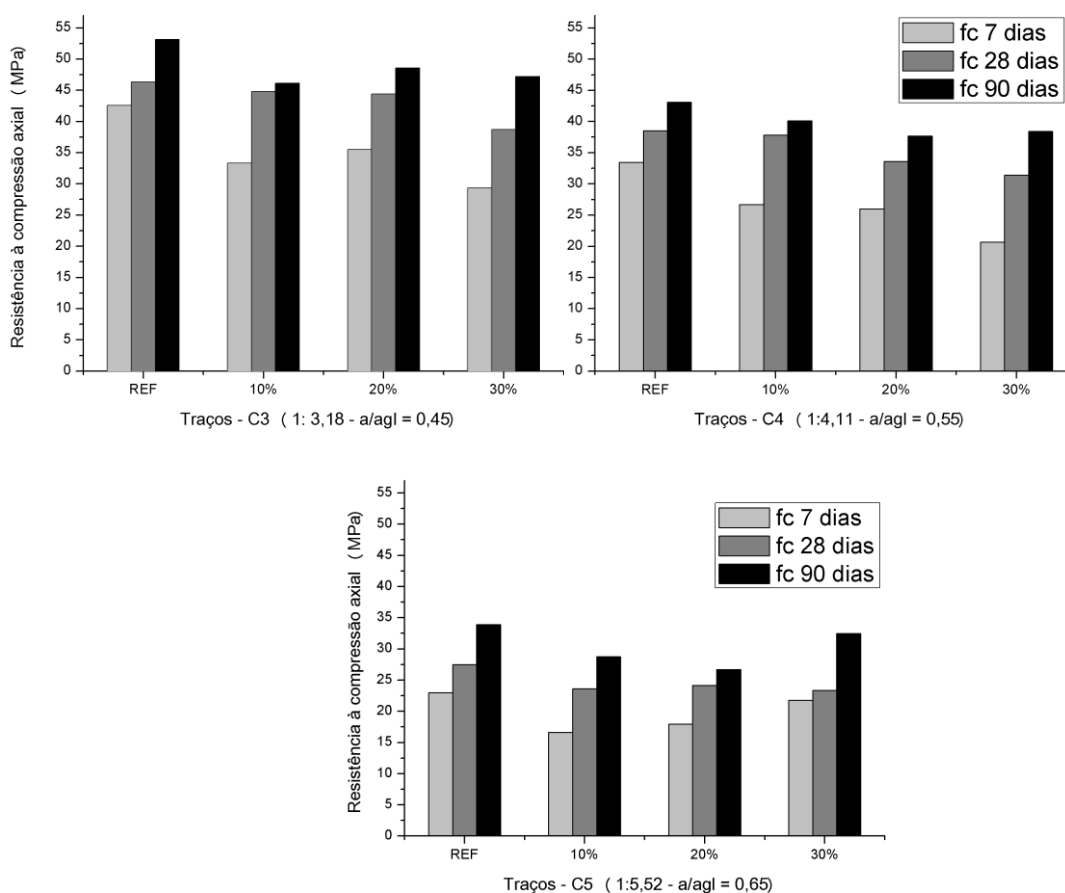


Figura 34 – Resistências médias dos traços de concreto convencional, C3, C4 e C5

Tabela 25 – ANOVA dos fatores independentes isolados e das interações entre eles em relação à resistência para todas as idades testadas do CCV

	SQ	GL	MQ	F	P
Modelo corrigido	6356,128	35	181,604	129,370	0,000
Interceptação	82208,367	1	82208,367	58563,396	0,000
RTM	424,862	3	141,621	100,887	0,000
AAgl	3717,991	2	1858,996	1324,307	0,000
Idade	1886,465	2	943,233	671,938	0,000
RTM * AAgl	150,786	6	25,131	17,903	0,000
RTM * Idade	92,035	6	15,339	10,927	0,000
AAgl * Idade	37,981	4	9,495	6,764	0,000
RTM * AAgl * Idade	46,009	12	3,834	2,731	0,010
Erro	50,535	36	1,404		
Total	88615,030	72			
Total corrigido	6406,663	71			

GL = grau de liberdade; SQ = soma quadrada; MQ = média quadrada; F = teste F; P = significância

A partir dos resultados da ANOVA pode-se afirmar, para um nível de confiança de 95%, que todos os fatores independentes e as interações entre eles têm efeito significativo sobre a resistência à compressão nos traços estudados.

Nas Figuras 35, 36 e 37 podem-se observar os gráficos das médias para efeitos isolados dos fatores RTM, relação a/agl e idade, respectivamente, sobre os resultados da resistência à compressão dos concretos convencionais. Nas Tabelas 26, 27 e 28 estão os testes de Tukey.

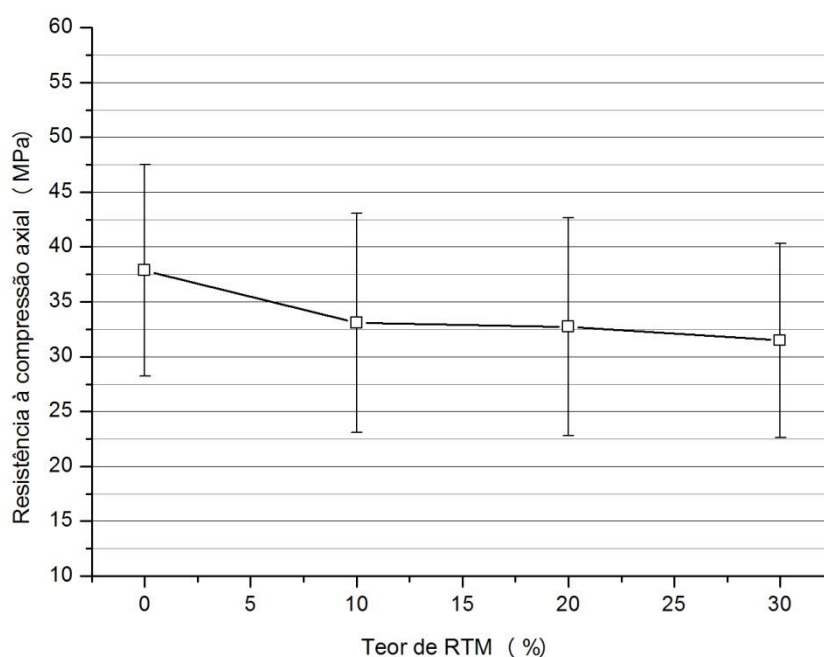


Figura 35 – Efeito isolado do RTM em relação à resistência dos CCV

Tabela 26 - Teste de Tukey para o efeito do teor de RTM sobre a resistência à compressão axial dos CCV

Teor de RTM	N	Subconjunto		
		1	2	3
30	18	31,4722		
20	18		32,7278	
10	18		33,0944	
0	18			37,8667

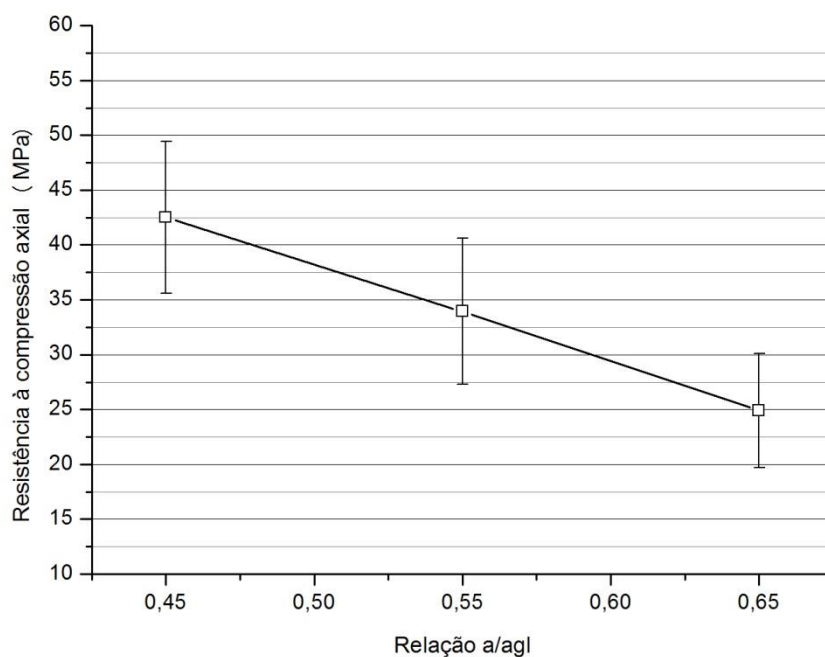


Figura 36 – Efeito isolado da relação a/agl em relação à resistência dos CCV

Tabela 27- Teste de Tukey para o efeito da relação de a/agl sobre a resistência à compressão dos CCV

Relação a/agl	N	Subconjunto		
		1	2	3
0,65	24	24,9125		
0,55	24		33,9458	
0,45	24			42,5125

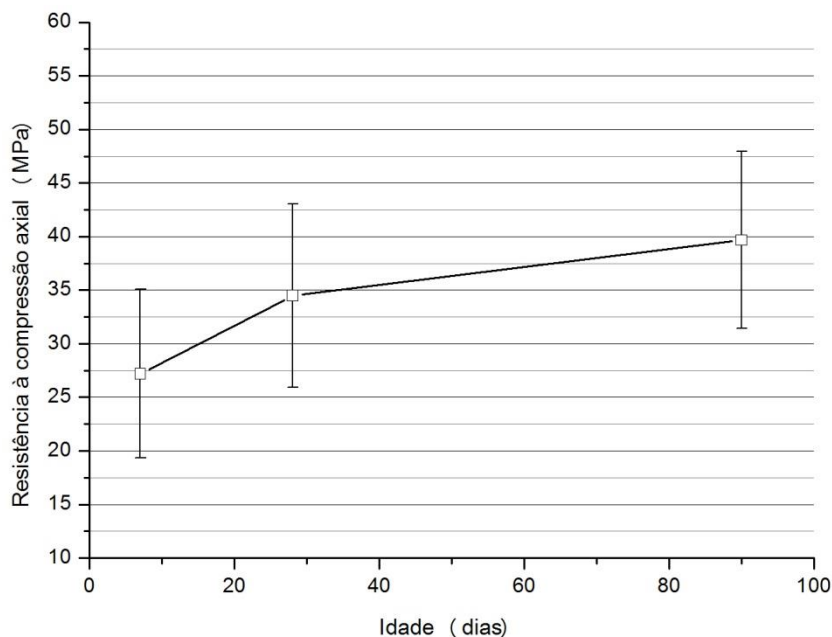


Figura 37 – Efeito isolado da idade em relação à resistência dos CCV

Tabela 28 - Teste de Tukey para o efeito da idade do concreto sobre a resistência à compressão dos CCV

Idade	N	Subconjunto		
		1	2	3
7	24	27,2000		
28	24		34,4917	
90	24			39,6792

No primeiro gráfico, podem-se visualizar os resultados das médias da resistência para o efeito isolado do RTM. Os resultados obtidos demonstram que, embora os ensaios preliminares indiquem que o RTM é um material pozolânico, observa-se uma tendência para a queda de resistência com o aumento da substituição, indicando que o ganho de resistência obtido a partir da ação pozolânica não supera a perda decorrente da redução do consumo de cimento. A partir do resultado da ANOVA para um nível de confiança de 95%, observa-se que existem diferenças significativas nos resultados de resistência com a variação de RTM. Fazendo-se o teste de Tukey, pode-se observar que não há diferença significativa na perda de resistência quando se aumenta a substituição de RTM de 10 para 20%, ou seja, as médias dos resultados de resistência para os concretos com esses níveis de substituição, não são estatisticamente diferentes. A maior perda de resistência foi para a substituição de 30%, chegando ao valor médio de perda de 16,9% e com 10% a perda média foi de 12,6%.

O efeito isolado da relação  $a/agl$  mostrou-se dentro do esperado, a resistência à compressão diminuiu à medida que a relação  $a/agl$  aumentou. A ANOVA demonstrou que a relação  $a/agl$  tem efeito significativo sobre o resultado da resistência e o teste de Tukey permitiu observar que as médias da resistência para as três relações  $a/agl$  analisadas são estatisticamente diferentes.

Para o fator idade também houve resultado esperado, as médias da resistência aumentaram ao longo do tempo e a ANOVA mostra que existe efeito significativo desse fator sobre a resistência à compressão. O teste de Tukey demonstrou que as médias de resistência para todas as idades foram estatisticamente diferentes. Em todos os traços estudados foi observada uma diminuição na perda de resistência ao longo do tempo em relação ao concreto de referência. Esse comportamento pode indicar uma reação pozolânica tardia, o que depõe positivamente para o uso deste resíduo em substituição ao cimento.

Nas Figuras 38, 39 e 40 apresentam-se as interações dos fatores independentes, em todos os níveis, nos resultados da resistência à compressão dos concretos convencionais.

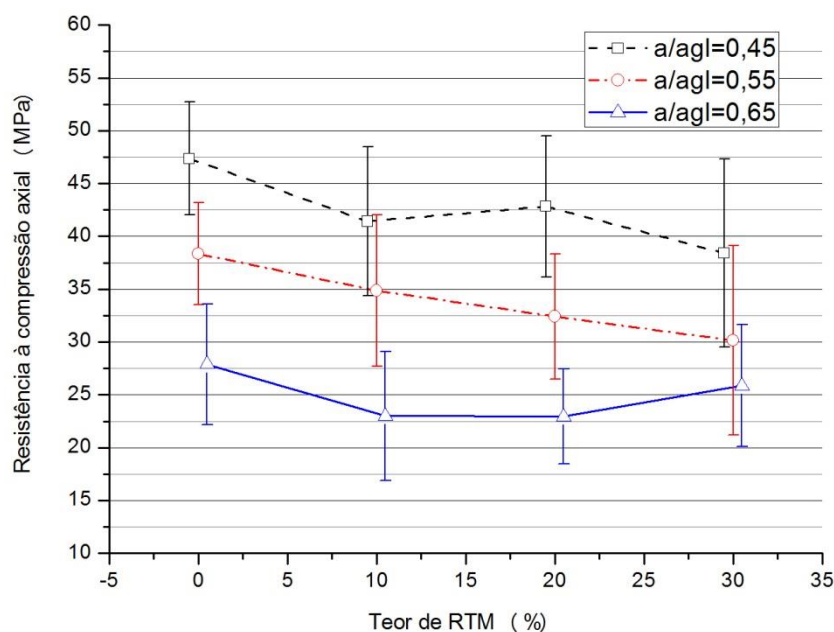


Figura 38 – Interação dos fatores RTM x  $a/agl$  na resistência à compressão dos CCV

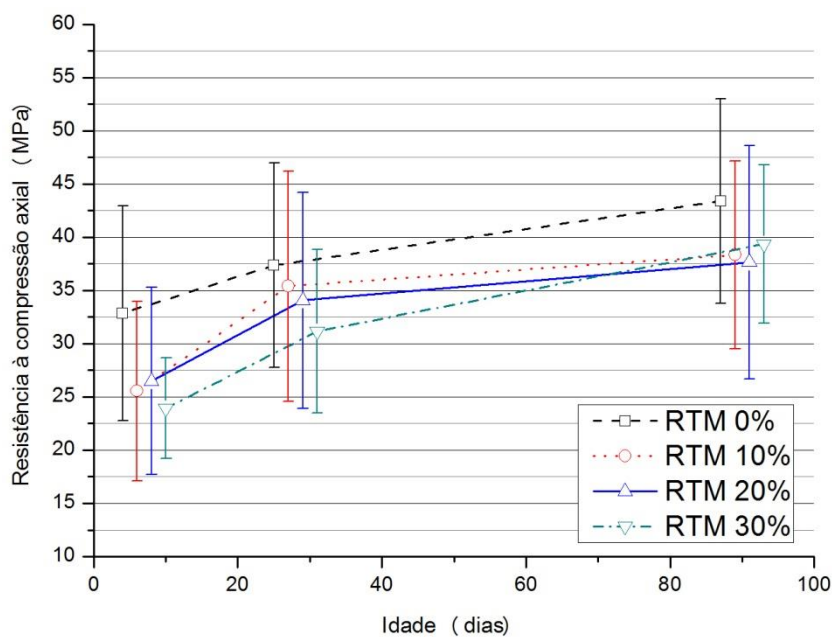


Figura 39 – Interação dos fatores idade x RTM na resistência à compressão dos CCV

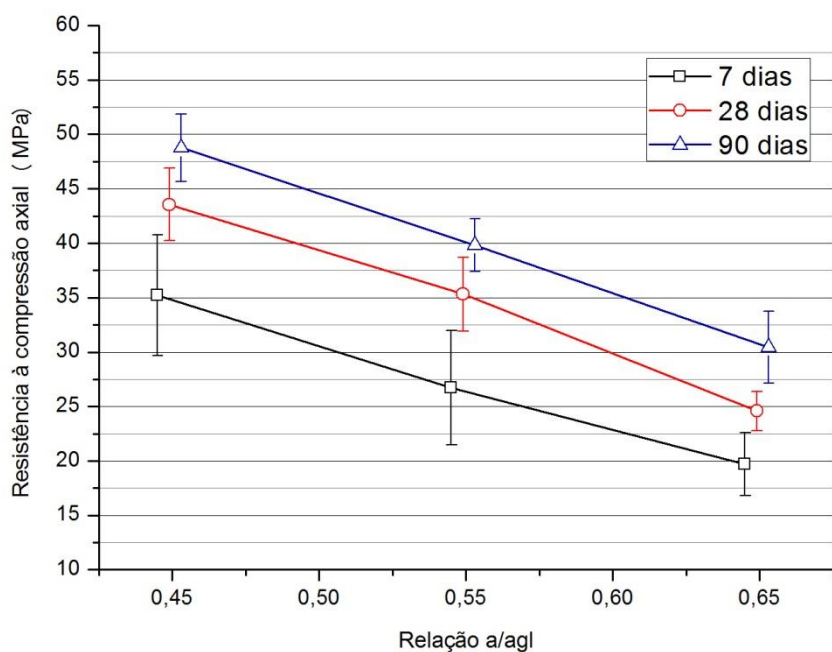


Figura 40 – Interação dos fatores a/agl x idade na resistência à compressão dos CCV

Observando-se os gráficos das interações, percebe-se que os melhores resultados foram encontrados para as relações a/agl 0,45 e dentre os teores de RTM analisados percebe-se que até os 28 dias havia um desempenho melhor para concretos com 10% de RTM, seguido por 20% e por fim 30% de substituição, porém ao longo do tempo essa diferença torna-se



mínima, podendo em idades mais tardias esse resultado ser similar a todos os teores de RTM. Esse comportamento pode ser atribuído a uma reação pozolânica tardia.

Os resultados encontrados neste trabalho para concretos aos 7 dias, com 30% de substituição de RTM, foram similares aos resultados apresentados por Gonçalves (2005), para 35% de substituição. Contudo, ao longo do tempo, a perda apresentada neste trabalho, diminuiu, chegando a 11%, o que reforça a teoria do efeito tardio das reações pozolânicas.

Pacheco-Torgal e Jalali (2010, 2011) já haviam percebido que embora inicialmente o RTM cause perda de resistência, ao longo do tempo, esse resultado é bastante atenuado. Resultados similares foram encontrados também no trabalho de Vieira (2005), que utilizou o resíduo proveniente da mesma indústria desse trabalho. Com teores de substituição de 20 e 40%, os resultados de resistência à compressão simples foram sempre menores do que os valores de referência para as idades testadas. A Tabela 29 dá uma visão mais detalhada do comportamento relativo dos resultados de resistência nos primeiros e nos últimos dias de ensaio.

Tabela 29 – Perdas de resistência dos CCV em relação ao concreto de referência

Traços	Teor de substituição	7 dias	90 dias
Traço C3 (1: 3,18)	10%	-22%	-16%
	20%	-17%	-11%
	30%	-31%	-15%
Traço C4 (1: 4,11)	10%	-19%	-3%
	20%	-22%	-13%
	30%	-37%	-9%
Traço C5 (1: 5,52)	10%	-28%	-14%
	20%	-20%	-19%
	30%	-5%	-4%

O RTM é difícil de ser analisado e comparado com outros trabalhos, pois existem variáveis envolvidas no seu processo de produção e de beneficiamento, como o tipo de argila, a temperatura de queima no forno na indústria cerâmica e a finura do material que tem interferência direta na pozolanicidade desse resíduo, bem como no seu efeito físico no aumento de resistência.

#### 4.4.2 Concreto autoadensável

São apresentados na Tabela 30 os valores médios dos resultados de resistência dos concretos autoadensáveis aos 7, 28 e 90 dias de moldados. Os valores individuais de resistência encontram-se na Tabela A6 no Apêndice B.

Tabela 30 - Valores médios de resistência à compressão dos concretos autoadensáveis

Traço	a/agl	RTM (%)	Valor médio aos 7 dias (Mpa)	Valor médio aos 28 dias (Mpa)	Valor médio aos 90 dias (Mpa)
C3 1: 1,5:1,5	0,45	0	33,80	45,4	45,75
		20	37,95	45,4	50,15
		30	30,40	47,00	50,80
		40	31,8	47,25	48,50

Na Figura 41 é apresentado o gráfico com os resultados das médias de resistência à compressão axial dos traços do concreto autoadensável aos 7, 28 e 90 dias de moldados.

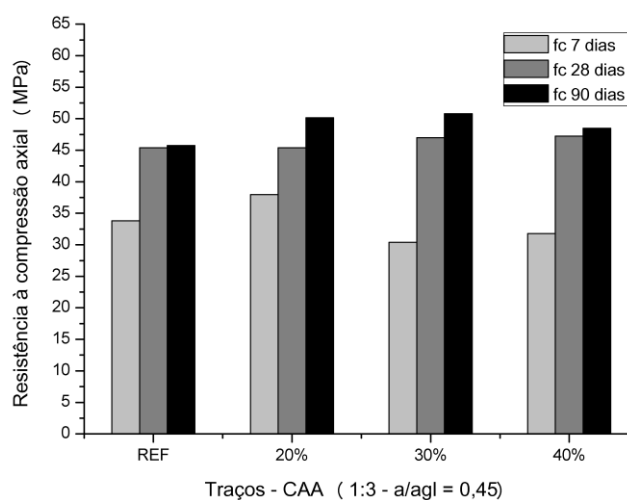


Figura 41 – Resistências à compressão médias dos traços do CAA

Na Tabela 31 estão os resultados da análise de variância (ANOVA) para os efeitos isolados de cada uma das variáveis independentes e das interações entre elas. Para esses traços os fatores independentes foram o teor de RTM e a idade do concreto.

Tabela 31 – ANOVA dos fatores independentes isolados e da interação entre eles em relação à resistência para todas as idades testadas do CAA

Fator	SQ	GL	MQ	F	P
Modelo corrigido	1178,860	11	107,169	75,206	0,000
Interceptação	44066,940	1	44066,940	30924,168	0,000
RTM	25,723	3	8,574	6,017	0,010
Idade	1077,633	2	538,816	378,117	0,000
RTM * Idade	75,504	6	12,584	8,831	0,001
Erro	17,100	12	1,425		
Total	45262,900	24			
Total corrigido	1195,960	23			

GL = grau de liberdade; SQ = soma quadrada; MQ = média quadrada; F = teste F; P = significância

Nas Figuras 42 e 43 podem-se observar os gráficos das médias para efeitos isolados dos fatores RTM e idade, respectivamente, sobre os resultados da resistência à compressão dos concretos autoadensáveis. Os testes de Tukey estão nas Tabelas 32 e 33.

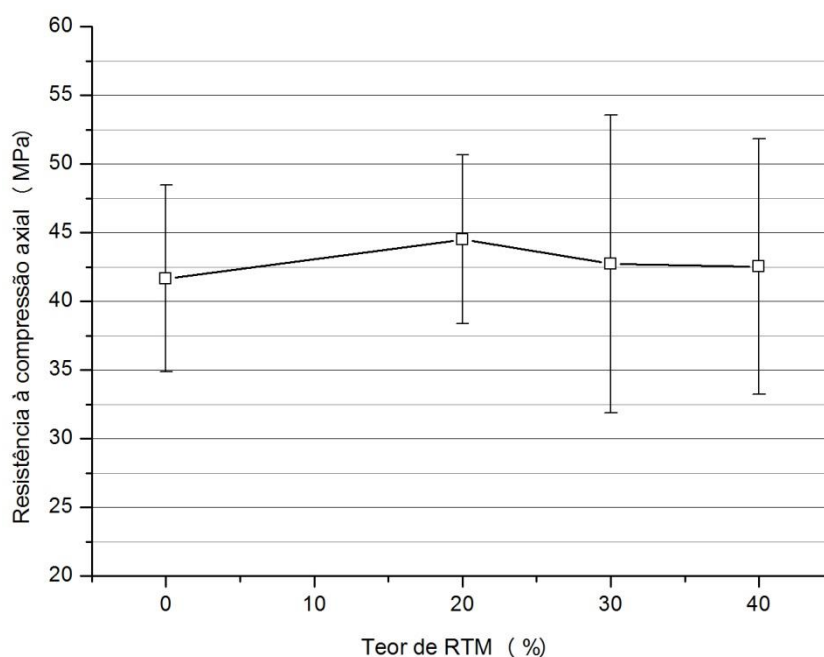


Figura 42 - Efeito isolado do RTM em relação à resistência do CAA

Tabela 32 - Teste de Tukey para o efeito do teor de RTM sobre a resistência à compressão dos CAA

Teor de RTM	N	Subconjunto	
		1	2
0	6	41,6500	
40	6	42,5167	
30	6	42,7333	42,7333
20	6		44,5000

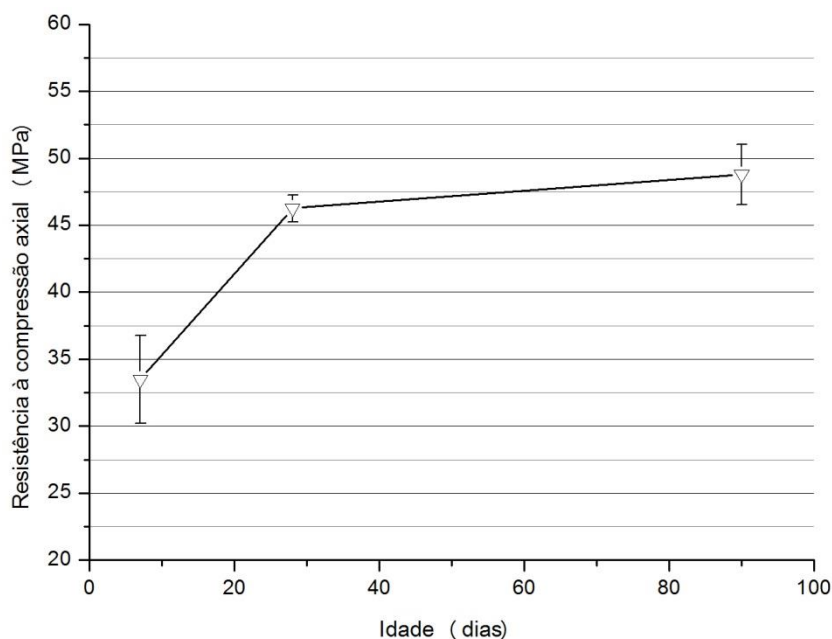


Figura 43 - Efeito isolado da idade em relação à resistência do CAA

Tabela 33 - Teste de Tukey para o efeito da idade do concreto sobre a resistência à compressão dos concretos autoadensáveis

Idade	N	Subconjunto		
		1	2	3
7	8	33,4875		
28	8		46,2625	
90	8			48,8000

O resultado da ANOVA revela que tanto o efeito isolado da idade, como o teor de RTM têm efeito significativo na resistência à compressão axial dos concretos autoadensáveis para um nível de confiança de 95%. Analisando-se os efeitos isoladamente, a substituição do RTM em todos os níveis foi melhor que a resistência do concreto de referência. O CAA com 20% de substituição de RTM apresentou o melhor desempenho, tendo um aumento médio de 6,8% em relação ao concreto de referência, enquanto que com 30 e 40% esse aumento foi de 2,6% e 2,08% respectivamente.

O efeito da idade também para o CAA foi dentro do esperado. Ao longo do tempo a resistência do concreto aumentou. De acordo com a ANOVA, a idade tem influência significativa sobre a resistência; o teste de Tukey mostra que para as três idades a diferença é estatisticamente significativa para um nível de confiança de 95%.

Na Figura 44 apresentam-se as interações dos fatores independentes, RTM e idade, nos resultados da resistência à compressão dos CAA.

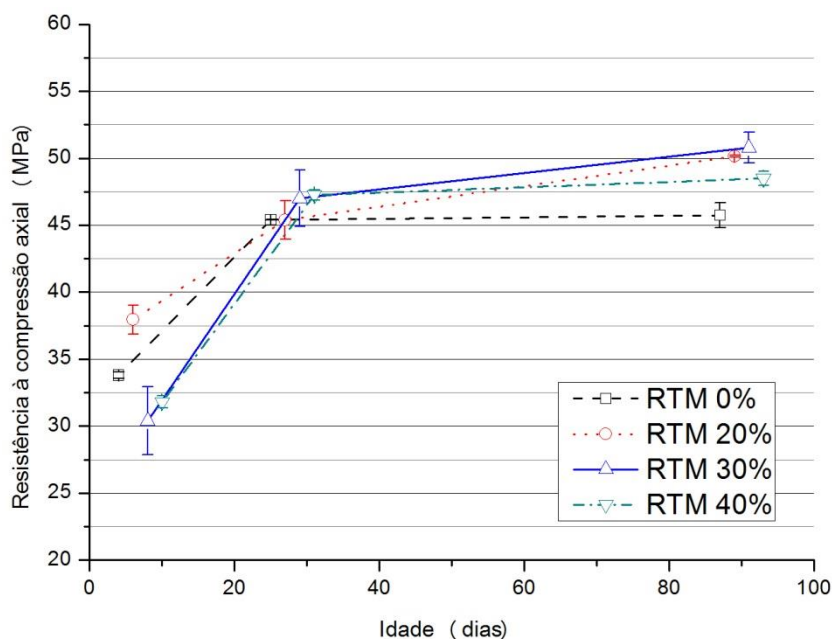


Figura 44 – Interação dos fatores idade x RTM na resistência à compressão dos CAA

A comparação de médias deixa evidente o comportamento dos CAA ao longo do tempo. Os CAA com substituições de 20 e 30% tendem a resultados semelhantes; a tendência de todos os traços com RTM é continuar aumentando para idades mais avançadas, o que pode indicar uma reação pozolânica tardia. A Tabela 34 mostra, ao longo do tempo, os valores individuais das perdas e ganhos de resistência para os CAA.

Tabela 34 – Perdas e ganhos de resistência à compressão dos CAA em relação ao concreto de referência

Traços	Teor de substituição	7 dias	90 dias
CAA (1:3)	20%	+12%	+10%
	30%	-10%	+11%
	40%	-6%	+6%

Percebe-se que os resultados das resistências dos CAA foram melhores do que os das resistências dos CCV, esse fato, provavelmente, deve-se ao melhor empacotamento dos finos, resultado da metodologia empregada na elaboração desse concreto.

Para concretos convencionais, em que houve perda de resistência com a substituição de cimento por RTM, pode-se afirmar que essa perda não inviabiliza a utilização desse resíduo como substituto do concreto, de acordo com o uso dado a ele, evidentemente.

Para os concretos autoadensáveis, o resíduo mostrou-se bastante satisfatório, tanto do ponto de vista de trabalhabilidade, como de resistência. Ao longo do tempo as substituições de 20% e 30% tendem a apresentar resultados ainda melhores, podendo trazer economia e eficiência à construção.

A seguir são apresentados resultados dos ensaios para avaliação da durabilidade do concreto frente à carbonatação e a penetração de cloretos.

#### 4.5 CARBONATAÇÃO

São apresentados, neste item, os resultados e discussões referentes ao ensaio de carbonatação acelerada. Os corpos de prova mantidos em câmaras de carbonatação com 10% de CO<sub>2</sub> foram submetidos a cortes regulares para acompanhamento do avanço da frente de carbonatação e medidas eletroquímicas para detecção do momento da despassivação das armaduras. Embora esses CP tenham sido mantidos nas câmaras por até 300 dias, nenhuma armadura dos 16 traços estudados apresentou corrosão.

A seguir, serão apresentadas as profundidades médias das frentes de carbonatação e a velocidade de avanço da frente de carbonatação dos CP submetidos ao ensaio.

A periodicidade de cada corte para acompanhamento da frente de carbonatação variou de acordo com a velocidade de avanço da frente, avaliada a partir do ajuste de modelo baseado na primeira lei de Fick, como já mostrado na Equação 4.

A frente de carbonatação vai avançando à medida que o CO<sub>2</sub> penetra no concreto e reage com os hidróxidos (cálcio, sódio, potássio). Neste processo há a formação do carbonato de cálcio e água, esse carbonato formado dificulta a entrada de mais CO<sub>2</sub> nos poros do concreto, o que faz com que a velocidade de avanço da frente de carbonatação não seja constante, mas tenda a diminuir com o tempo. Da Figura 45 à Figura 48 são apresentados os resultados das profundidades médias da frente de carbonatação dos traços analisados. Observando-se os gráficos pode-se perceber que os concretos com maiores relações a/agl e maiores teores de resíduo tendem a alcançar frentes de carbonatação mais profundas.

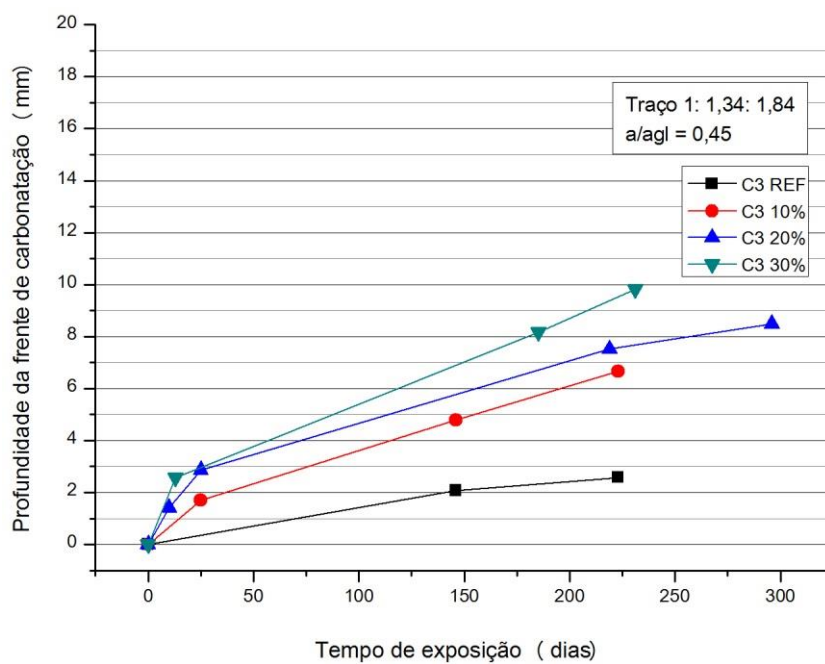


Figura 45 – Profundidades médias das frentes de carbonatação do traço C3 ao longo do tempo

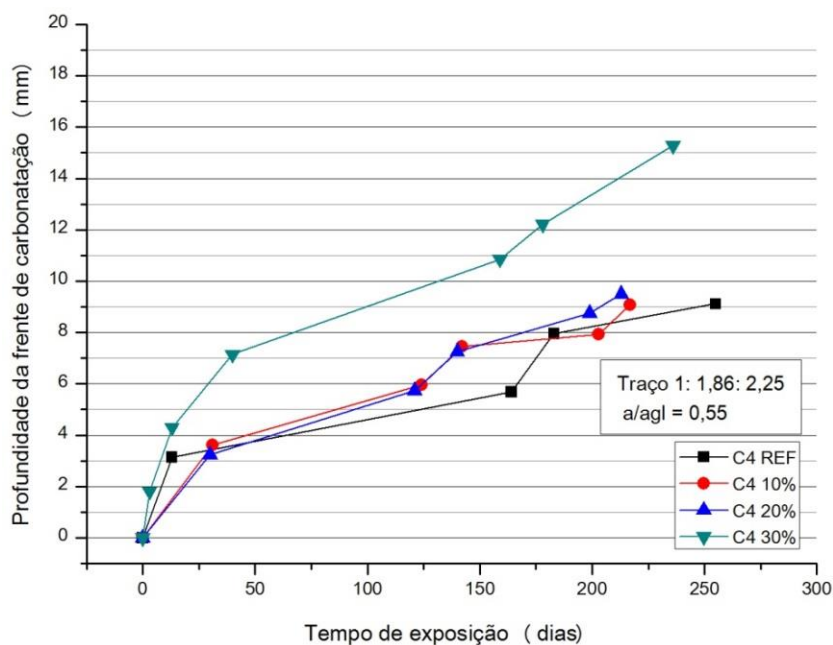


Figura 46 – Profundidades médias das frentes de carbonatação do traço C4 ao longo do tempo

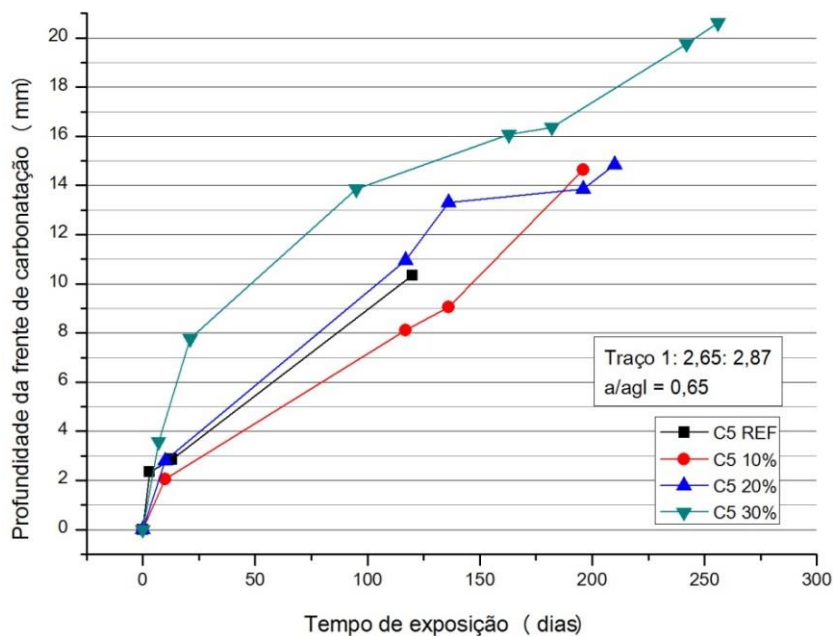


Figura 47 – Profundidades médias das frentes de carbonatação do traço C5 ao longo do tempo

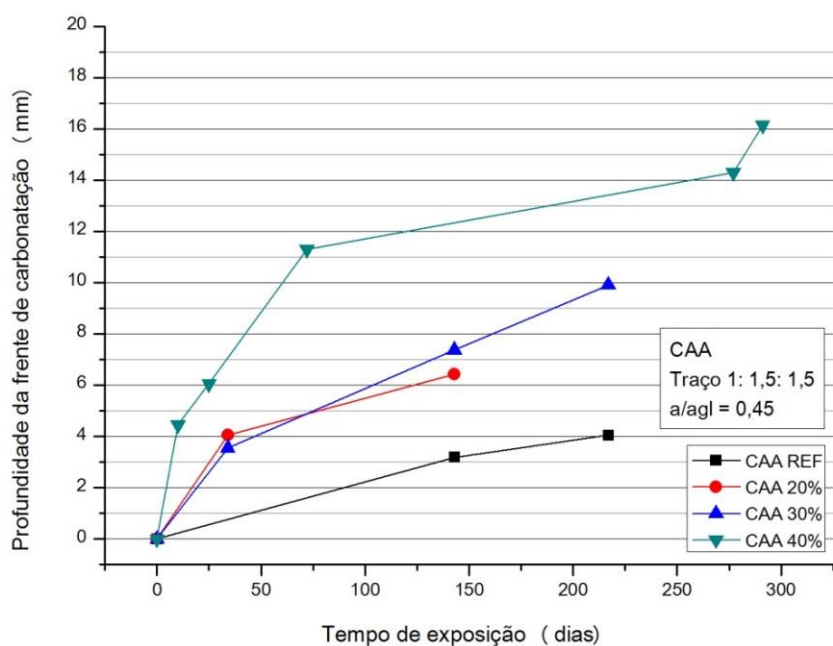


Figura 48 – Profundidades médias das frentes de carbonatação do traço CAA

A partir dessas profundidades, foram calculados os coeficientes de carbonatação para cada traço estudado. Os gráficos dos ajustes são apresentados no Apêndice C. Os valores dos coeficientes de carbonatação são mostrados na Tabela 35. Na Figura 49 tem-se o gráfico ilustrando o comportamento dos coeficientes de carbonatação de todos os traços estudados.



Tabela 35 – Valores de K (coeficiente de carbonatação) dos traços a partir dos ajustes da primeira lei de Fick

Adaptação da primeira lei de Fick para avanço da frente de carbonatação – $e = K\sqrt{t}$				
Traço	a/agl	% RTM	K (mm/dias <sup>1/2</sup> )	$r^2$
C3 1: 1,34:1,84	0,45	0	0,17193	0,99996
		10	0,42059	0,98524
		20	0,5017	0,99664
		30	0,62825	0,99534
C4 1: 1,86: 2,25	0,55	0	0,54843	0,9345
		10	0,58865	0,98137
		20	0,61018	0,97915
		30	0,95144	0,97912
C5 1: 2,65: 2,87	0,65	0	0,93912	0,98683
		10	0,88107	0,93157
		20	1,03363	0,98881
		30	1,28686	0,9841
CAA 1: 1,5: 1,5	0,45	0	0,27155	0,99943
		20	0,56757	0,96785
		30	0,64731	0,99437
		40	0,96845	0,91601

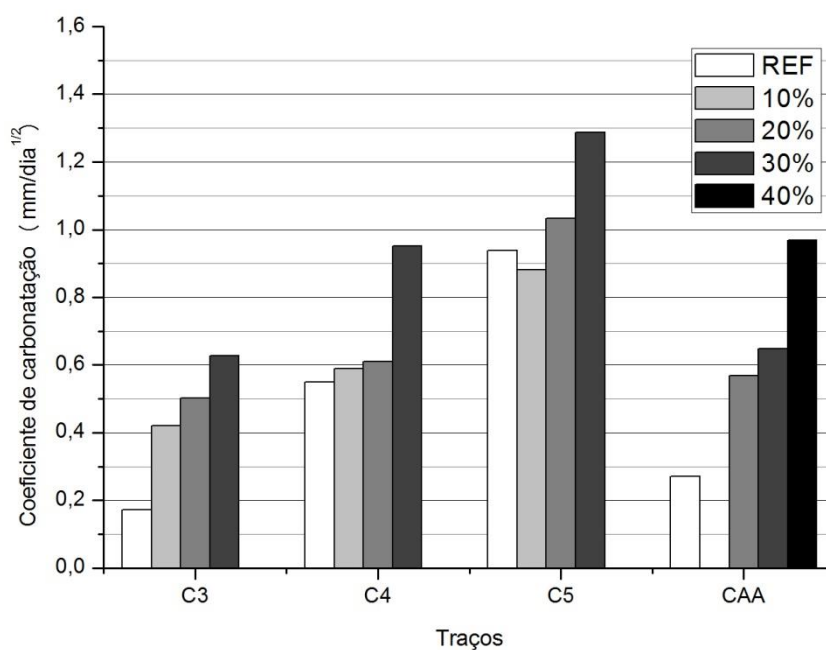


Figura 49 – Coeficientes de carbonatação dos traços C3; C4; C5 e CAA

Pesquisas anteriores já mostraram que as adições podem trazer efeitos positivos ou negativos para a durabilidade do concreto (PAPADAKIS, 2000; POSSAN, 2004;

VALCUENDE; PARRA, 2010). O efeito positivo é percebido quando essa adição promove o refinamento dos poros aumentando assim a barreira física aos agentes agressores. No caso da carbonatação, a entrada de CO<sub>2</sub>. O efeito negativo é consequência da diminuição da reserva alcalina propiciada pela retirada de parte do cimento. Analisando os resultados deste trabalho, percebe-se que o efeito químico prevaleceu sobre o efeito físico em todos os traços estudados, os concretos com maior teor de RTM, tiveram maior coeficiente de carbonatação.

Alguns pesquisadores (CASCUDO; CARASEK, 2011; KULAKOVISK, 2002) afirmam que para relação a/agl até 0,5 o efeito de refinamento dos poros provocado pelas adições prevalece sobre o efeito químico. Os resultados aqui encontrados não corroboraram com a afirmação desses autores, certamente devido à menor pozolanicidade do resíduo usado. Neste caso, o efeito químico prevaleceu, mesmo para a relação a/agl 0,45.

Como análise complementar, fez-se um acompanhamento do pH de uma pasta com a/c= 0,5 e adição de RTM nos teores utilizados neste trabalho, para observar o comportamento do pH. Percebe-se que inicialmente ele aumentou e ao longo do tempo, houve uma queda que atingiu valores mais baixos nas pastas em que continham resíduo. Esse resultado pode ser visto na Tabela 36 e corrobora com o que foi afirmado sobre a reserva alcalina do concreto.

Tabela 36 - Acompanhamento do comportamento do pH em pasta com diferentes teores de RTM ao longo do tempo

Amostra	Início	5 dias	12 dias	19 dias	27 dias	79 dias
REF	11,44	13,14	13,47	14,17	12,81	12,22
10%	11,48	13,22	13,49	14,06	12,83	12,25
20%	11,35	13,24	13,44	14,06	12,71	12,18
30%	11,49	13,03	13,35	14,02	12,66	12,18

Pode-se concluir que o RTM não trouxe benefícios ao concreto quanto à carbonatação, a medida que foi aumentada a substituição do cimento pelo resíduo, aumentou-se também a velocidade da frente de carbonatação no concreto.

#### 4.6 ENSAIO ACELERADO DE PENETRAÇÃO DE CLORETOS

Neste item, estão analisados os tempos de despassivação das armaduras; os perfis de cloretos nos corpos de prova; os coeficientes de difusão e os teores críticos para despassivação da armadura.

#### 4.6.1 Monitoramento eletroquímico

As medidas eletroquímicas foram feitas ao final de cada ciclo de sete dias, em que os corpos de prova permaneceram por quatro dias na estufa a 50°C e por três dias imersos em uma solução de NaCl a 1M. Essas leituras foram feitas até que, em duas medidas consecutivas, a diferença de potencial fosse igual ou mais negativa que -350 mV (ESC) e a densidade de corrente fosse igual ou maior a 0,1  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ , esses valores foram tomados como referência para indicarem quando as armaduras dos corpos de prova estavam despassivadas. Os gráficos com essas medidas estão expostos no Apêndice D e a eles foram incorporadas as faixas indicadoras do risco de corrosão para as medidas de potencial (ASTM 876, 1999) e do nível de corrosão para as medidas de corrente (CIGNA et al., 1997).

A seguir são apresentados os resultados para os concretos convencionais, traços C3 (1: 1,34: 1,84), C4 (1: 1,86: 2,25) e C5 (1: 2,65: 2,87), e concretos autoadensáveis CAA (1: 1,5: 1,5).

##### 4.6.1.1 Concreto convencional

Para analisar o comportamento dos tempos de despassivação dos traços estudados nos concretos convencionais foram considerados, como variáveis independentes, a relação a/agl e teor de substituição de RTM. Na Tabela 37 estão os resultados da ANOVA para os efeitos isolados de cada uma das variáveis independentes bem como das interações entre elas.

Os efeitos isolados da relação a/agl e do teor de substituição do RTM, assim como das interações entre as variáveis podem ser observados das Figuras 50 a 52. As comparações entre médias foram realizadas com os testes de Tukey mostrados nas Tabelas 38 e 39.

Tabela 37 - ANOVA dos fatores independentes isolados e das interações entre eles em relação ao tempo de despassivação da armadura nos traços do CCV

Fator	SQ	GL	MQ	F	P
Modelo corrigido	17923,611	11	1629,419	5,733	0,000
Interceptação	237820,056	1	237820,056	836,789	0,000
AAGL	7000,444	2	3500,222	12,316	0,000
RTM	9465,611	3	3155,204	11,102	0,000
AAGL * RTM	1457,556	6	242,926	0,855	0,533
Erro	17052,333	60	284,206		
Total	272796,000	72			
Total corrigido	34975,944	71			

GL = grau de liberdade; SQ = soma quadrada; MQ = média quadrada; F = teste F; P = significância

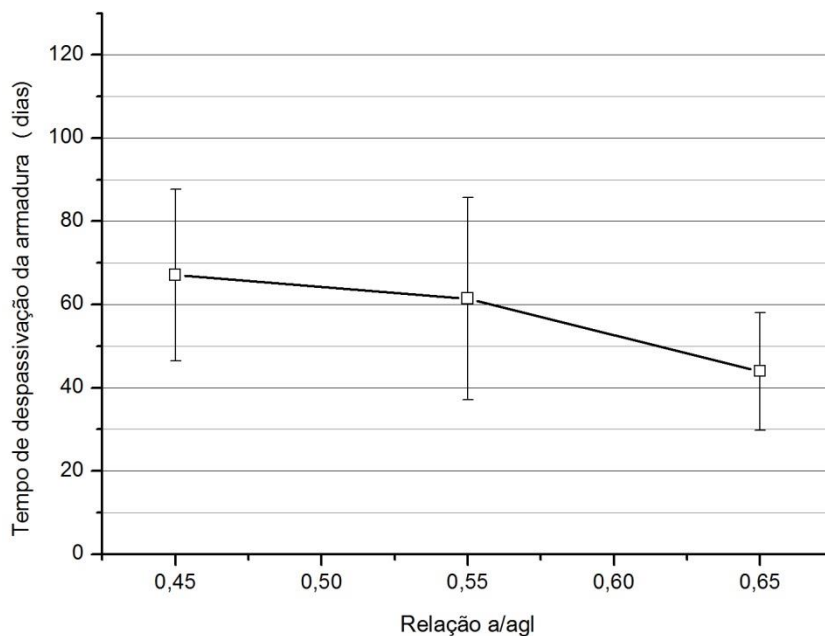


Figura 50 - Efeito isolado da relação a/agl no tempo de despassivação da armadura em ensaio acelerado de penetração de cloretos nos CCV

Tabela 38 - Teste de Tukey para o efeito da relação a/agl sobre o tempo de despassivação da armadura em ensaio acelerado de penetração de cloretos dos CCV

Relação a/agl	N	Subconjunto	
		1	2
0,65	24	43,9167	
0,55	24		61,4167
0,45	24		67,0833

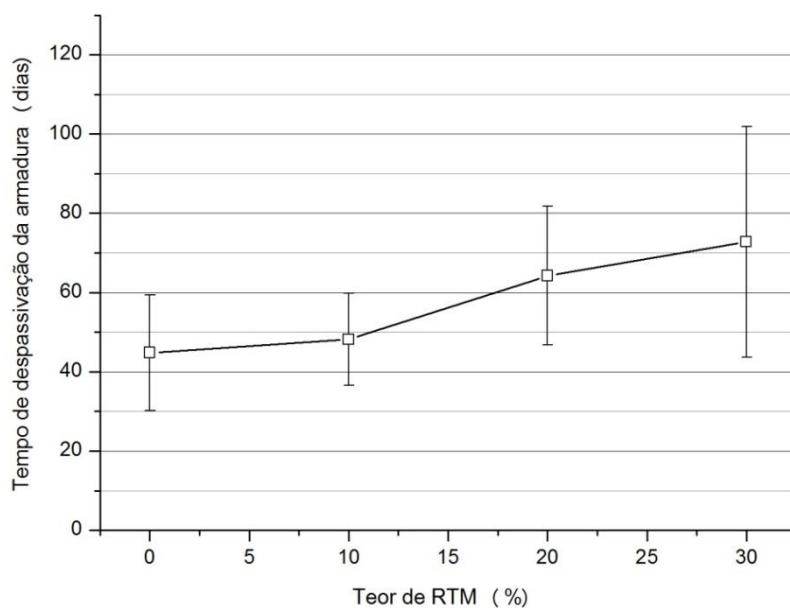


Figura 51 - Efeito isolado do teor de RTM no tempo de despassivação da armadura em ensaio acelerado de penetração de cloretos nos CCV

Tabela 39 - Teste de Tukey para o efeito de teor de RTM sobre o tempo de despassivação da armadura em ensaio acelerado de penetração de cloretos dos CCV

Teor de RTM	N	Subconjunto	
		1	2
0	18	44,7778	
10	18	48,1667	
20	18		64,2222
30	18		72,7222

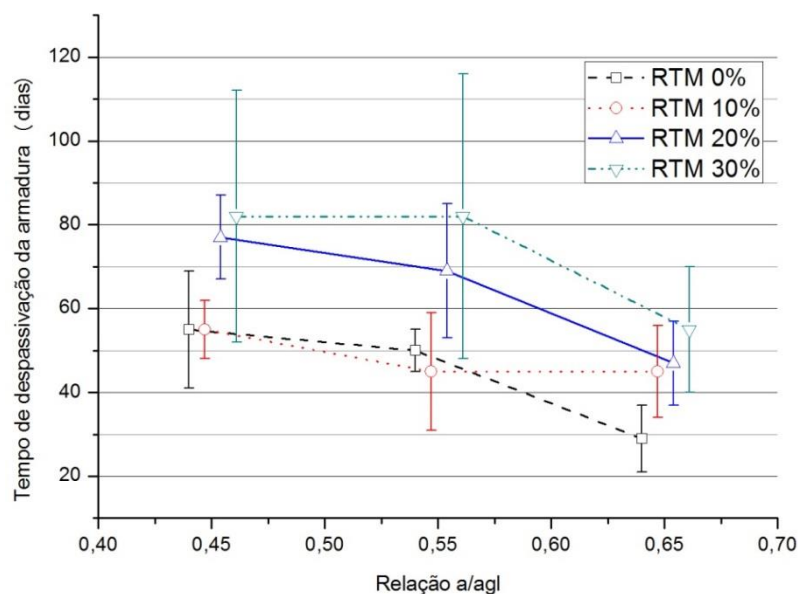


Figura 52 – Efeito do teor de RTM e relação a/agl no tempo de despassivação da armadura em ensaio acelerado de penetração de cloretos nos CCV

O resultado da ANOVA mostra que, para um nível de confiança de 95%, existe diferença significativa nas médias de, pelo menos, um nível da relação a/agl e do teor de substituição de RTM.

Já é um conhecimento sedimentado que traços com relações a/agl maiores, são também traços mais porosos, o que significa dizer mais permeáveis a agentes contaminantes. Os dois traços menos porosos obtiveram melhores resultados no tempo de despassivação da armadura. Este resultado já era esperado devido a maior dificuldade de penetração dos cloretos em concretos mais compactos.

Utilizando-se o teste de Tukey para se fazer comparação de médias, chegou-se a conclusão que só existe uma diferença significativa, quando a relação a/agl passa a ser de 0,65. Os resultados encontrados para as relações de 0,45 e 0,55 não têm diferenças significativas, isto evidencia que para os traços analisados, pode ser usado o concreto com consumo de cimento intermediário, relação a/agl até 0,55, sem que haja diminuição do tempo de despassivação da armadura provocada pela penetração de cloretos.

A ANOVA mostrou ainda que o RTM também tem efeito significativo no tempo de despassivação das armaduras. Observando-se o gráfico da Figura 51 fica evidente que ao aumentar o teor de substituição do cimento por RTM no concreto, aumenta-se também o tempo necessário à despassivação.

Observando-se o teste de Tukey, Tabela 38, o concreto com 10% de substituição não apresentou tempo de despassivação estatisticamente diferente do concreto de referência. O mesmo comportamento foi encontrado para os concretos com substituições de 20 e 30%, eles também não apresentaram resultados com diferenças significativas.

O resíduo utilizado neste trabalho não teve uma finura muito maior do que o cimento que substituiu, porém sua massa específica é menor que a do cimento, então essa substituição em massa, significa 20% a mais no volume de aglomerante na matriz cimentícia. Esse efeito pode ter criado uma tortuosidade no concreto que dificulta o transporte de cloretos, demandando um tempo maior para que a armadura seja alcançada.

As substituições de 20 e 30% aumentaram o tempo de despassivação em 43 e 62% respectivamente em relação ao concreto de referência. Esse é um resultado bastante positivo, pois se pode afirmar que para os traços convencionais estudados neste trabalho 10% de RTM não causaria mudanças significativas ao tempo de despassivação da armadura, porém o aumento do teor de substituição do cimento por RTM até 30% pode significar um aumento na vida útil do concreto em locais expostos aos cloretos.

Na Figura 52 pode-se observar o comportamento das duas variáveis independentes em relação ao tempo de despassivação da armadura. Os melhores resultados encontrados, entre os traços de concretos convencionais analisados foram para concretos com 20% e 30% de RTM e para as relações  $a/agl$  0,45 e 0,55.

Esse resultado corrobora a expectativa de que concretos com menor relação  $a/agl$ , ou seja, mais compactos, tendem a dificultar o transporte de agentes agressivos e o aumento do teor de RTM também colabora para esse resultado à medida em que seu aumento diminui os vazios dentro do concreto, esse efeito também pode ser visto nos resultados de absorção e índice de vazios na Tabela 21, anteriormente, mostrada.

#### 4.6.1.2 Concreto autoadensável

Nos concretos autoadensáveis a única variável independente é o teor de RTM, que foi estudado nos teores de 20, 30 e 40%, além do concreto de referência. Foi feita uma ANOVA com nível de confiança de 95% para analisar a influência do teor de RTM no tempo

de despassivação das armaduras nos traços dos concretos autoadensáveis. Na Tabela 40 são apresentados os resultados da ANOVA.

Tabela 40 - ANOVA do fator independente RTM em relação ao tempo de despassivação da armadura em ensaio acelerado de penetração de cloretos dos CAA

Fator	SQ	GL	MQ	F	P
Modelo corrigido	102640,458	3	34213,486	43,323	0,000
Interceptação	596926,042	1	596926,042	755,866	0,000
RTM	102640,458	3	34213,486	43,323	0,000
Erro	15794,500	20	789,725		
Total	715361,000	24			
Total corrigido	118434,958	23			

GL = grau de liberdade; SQ = soma quadrada; MQ = média quadrada; F = teste F; P = significância

No resultado da ANOVA pode ser visto que o teor de RTM tem efeito significativo no resultado do tempo de despassivação das armaduras, também para os concretos autoadensáveis. Na Figura 53, pode-se ver o gráfico com o efeito da variação do teor de RTM sobre o tempo de despassivação.

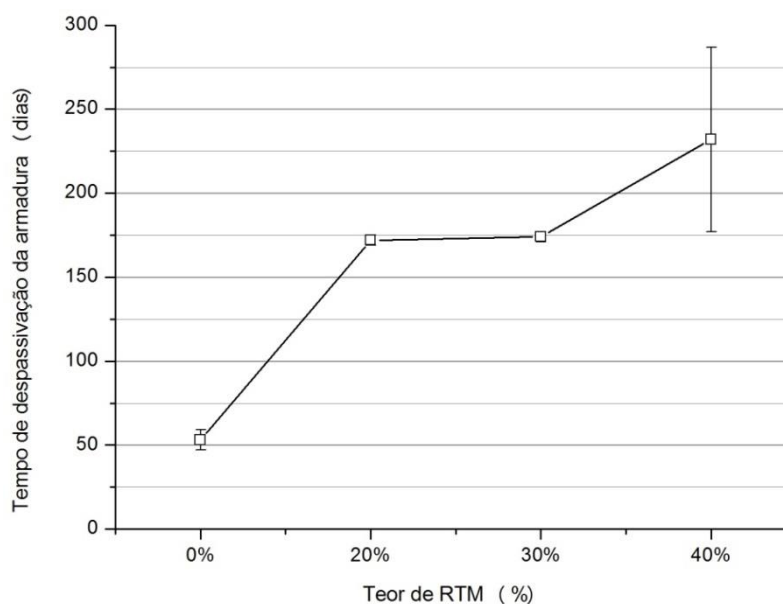


Figura 53 - Efeito do teor de RTM no tempo de despassivação da armadura em ensaio acelerado de penetração de cloretos nos CAA

Observa-se que há uma semelhança entre as médias do tempo de despassivação para teores de 20 e 30% e o teste de Tukey, Tabela 41, confirma que não existe diferença significativa entre essas médias.

Tabela 41 - Teste de Tukey para o efeito de teor de RTM sobre o tempo de despassivação da armadura em ensaio acelerado de penetração de cloretos dos CAA

Teor de RTM	N	Subconjunto		
		1	2	3
0	6	52,5000		
20	6		172,1667	
30	6		173,8333	
40	6			232,3333

Os concretos com substituições parciais do cimento aumentaram muito os tempos de despassivação das suas armaduras. Os concretos com 20 e 30% de teor de substituição, que não obtiveram resultados estatisticamente diferentes, o aumento no tempo foi de 231% e com 40% de substituição esse aumento mostrou-se ainda melhor, 342%.

Nos concretos autoadensáveis o comportamento manteve-se o mesmo dos concretos convencionais, o tempo de despassivação aumentou, à medida que se aumentou o teor de RTM, porém o tempo de despassivação foi muito mais elevado. Esse resultado mostra-se coerente com o ensaio de absorção, que nos concretos autoadensáveis deu uma resposta melhor à adição do RTM. Pode-se também inferir que o aumento da tortuosidade também foi uma característica que contribuiu para esse incremento no tempo de despassivação.

Os concretos autoadensáveis mostraram resultados melhores do que os concretos convencionais, mesmo para aqueles com a mesma relação a/agl. Esse fato deve ser atribuído ao empacotamento dos agregados utilizado na metodologia do concreto autoadensável, contribuindo para uma matriz mais compacta.

Esse é um ganho importante porque influencia diretamente o aumento da vida útil de uma estrutura que esteja em um ambiente com níveis consideráveis de cloretos.

Para os traços de concreto autoadensáveis estudados neste trabalho, o melhor deles, do ponto de vista de tempo para despassivação da armadura, foi o concreto com o maior teor de RTM, 40%, embora todos tenham dado um excelente resultado em relação ao concreto de referência.

#### 4.6.2 Perfis de cloretos totais e livres

Após a despassivação das armaduras os concretos foram abertos para retirada das barras e foi feito o fatiamento do corpo de prova em distâncias pré-definidas da superfície até a armadura.



Os perfis de cloretos totais e livres foram traçados a partir das concentrações obtidas das camadas retiradas dos corpos de prova. Essas concentrações são valores médios de cada amostra retirada do CP. A profundidade considerada para o gráfico é a distância do ponto médio de cada camada à superfície do corpo de prova. Esses perfis estão expostos da Figura 54 à Figura 69.

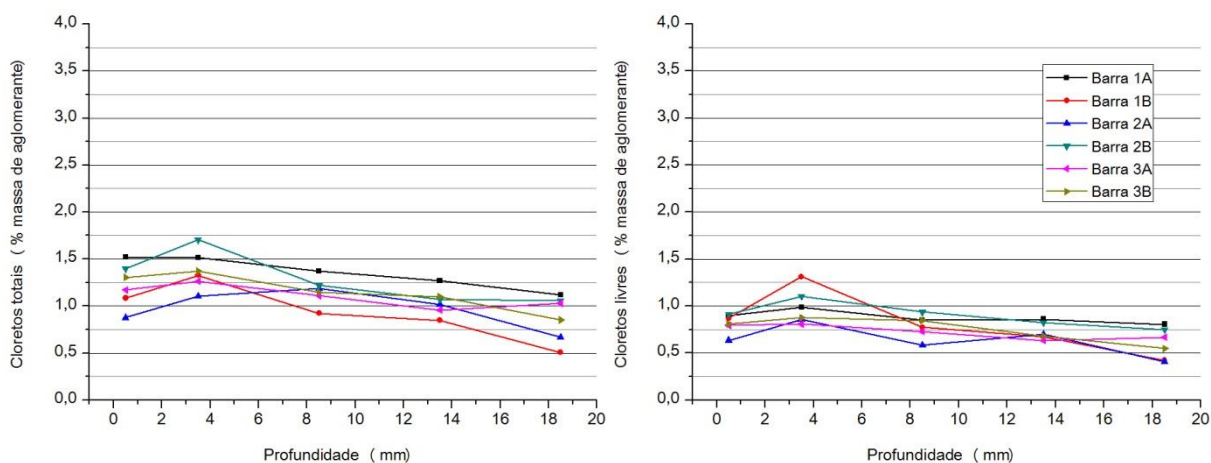


Figura 54 – Perfis de cloretos totais e livres para C3 REF (1:3,18 – a/agl = 0,45)

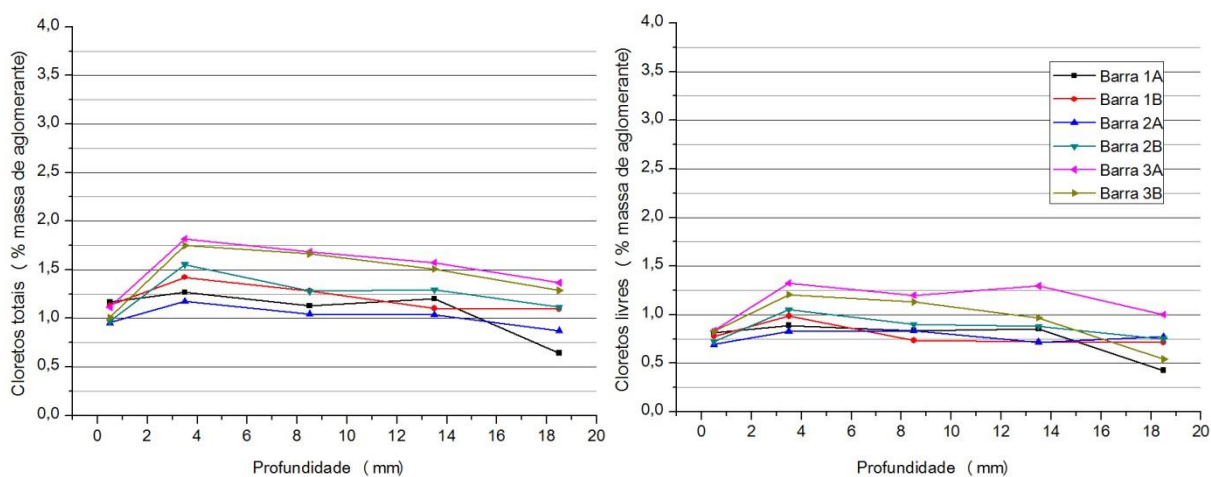


Figura 55 - Perfis de cloretos totais e livres para C3 10% (1:3,18 – a/agl = 0,45)

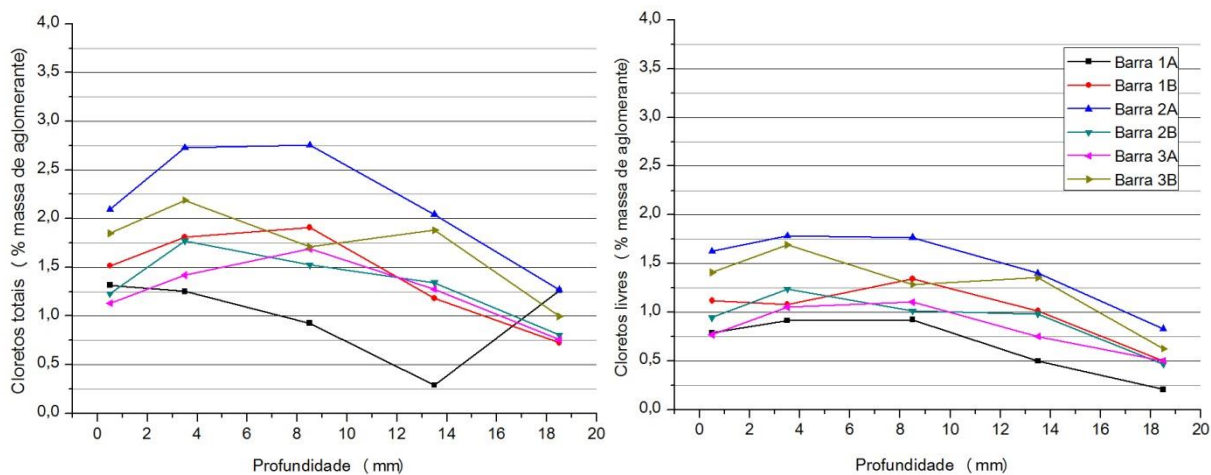


Figura 56 - Perfis de cloretos totais e livres para C3 20% (1:3,18 – a/agl = 0,45)

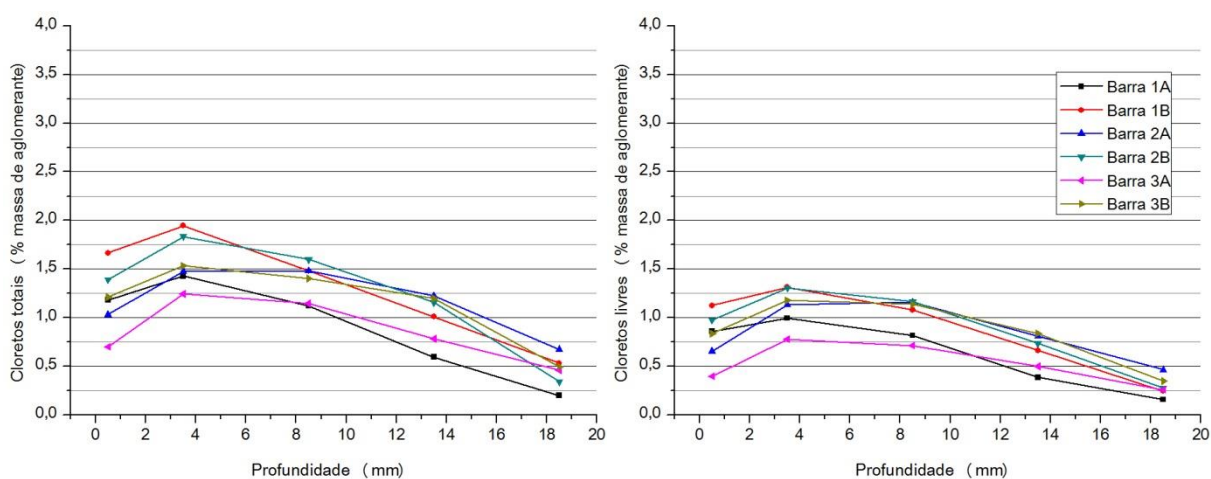


Figura 57 - Perfis de cloretos totais e livres para C3 30% (1:3,18 – a/agl = 0,45)

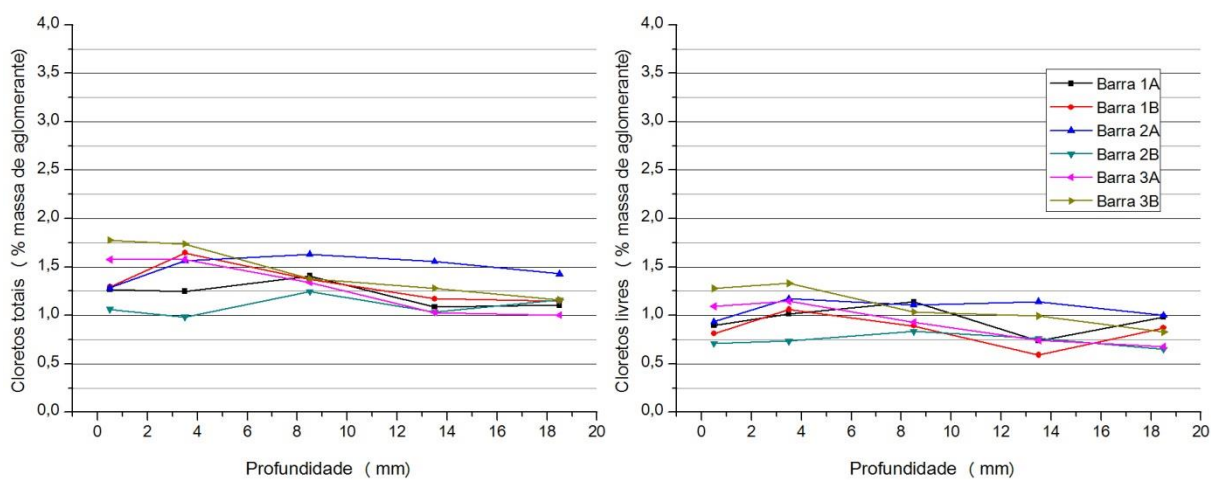


Figura 58 – Perfis de cloretos totais e livres para C4 REF (1:4,11 – a/agl = 0,55)

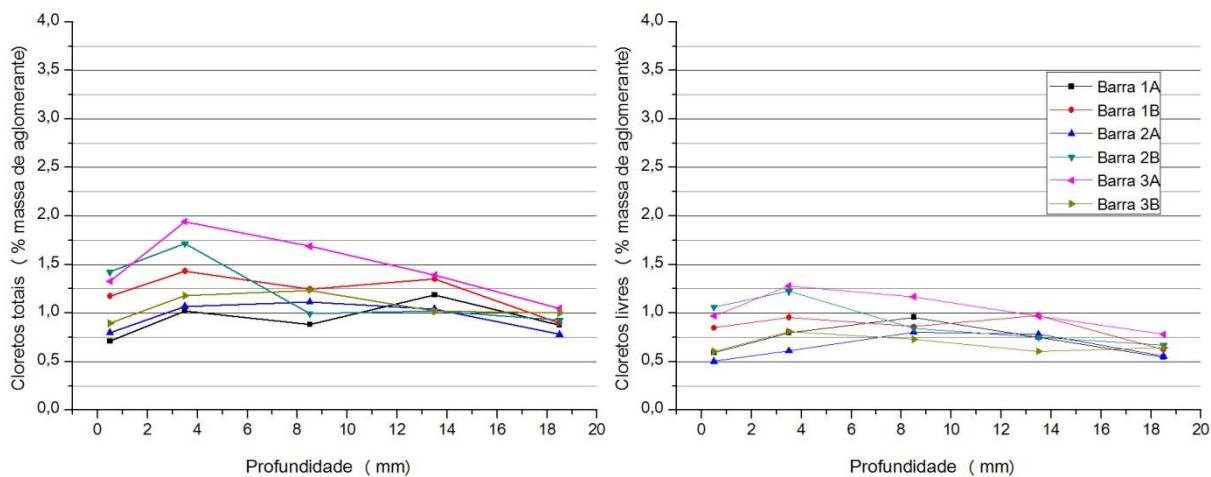


Figura 59 – Perfis de cloretos totais e livres para C4 10% (1:4,11 – a/agl = 0,55)

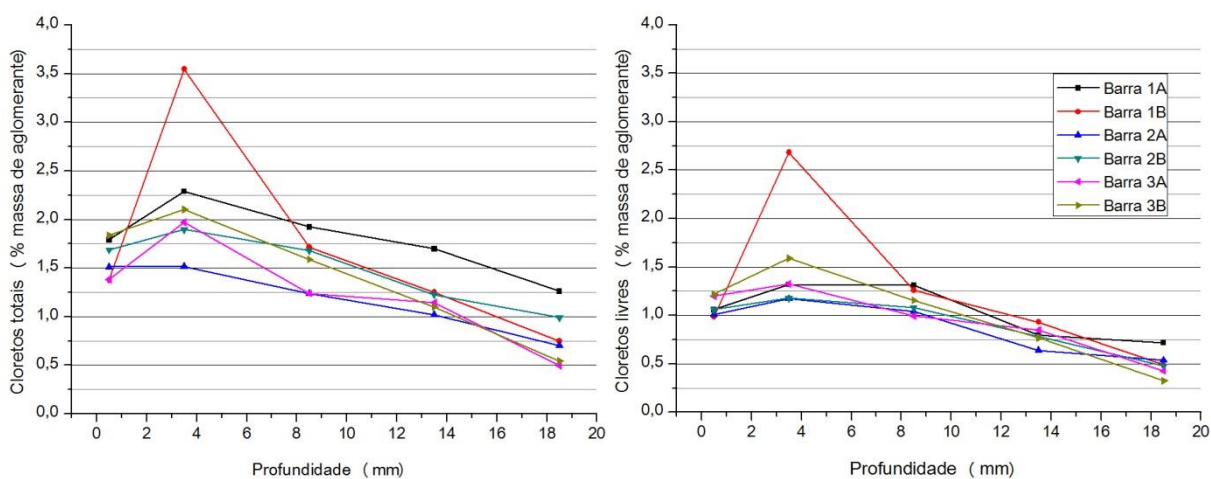


Figura 60 – Perfis de cloretos totais e livres para C4 20% (1:4,11 – a/agl = 0,55)

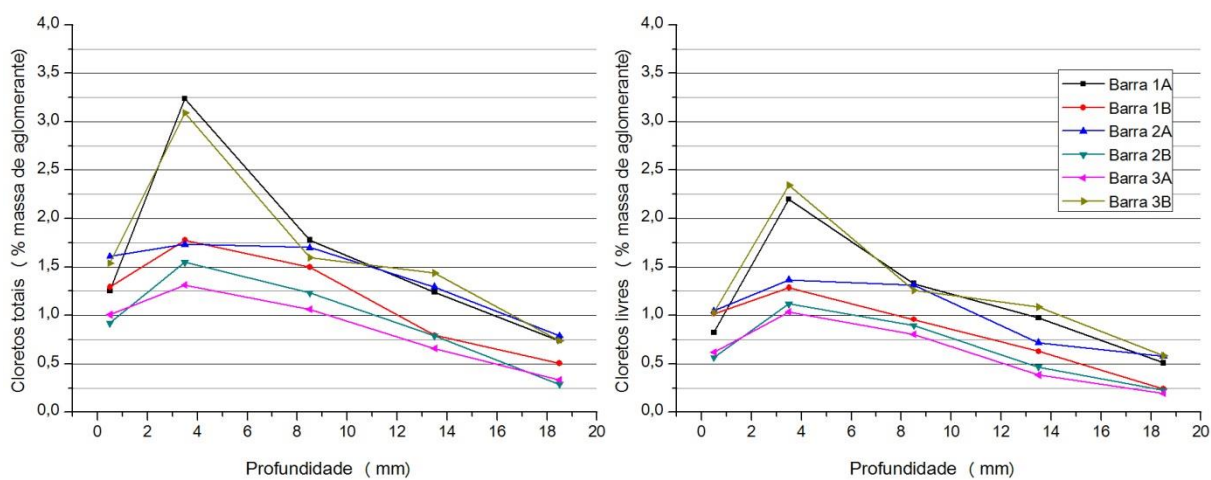


Figura 61 – Perfis de cloretos totais e livres para C4 30% (1:4,11 – a/agl = 0,55)

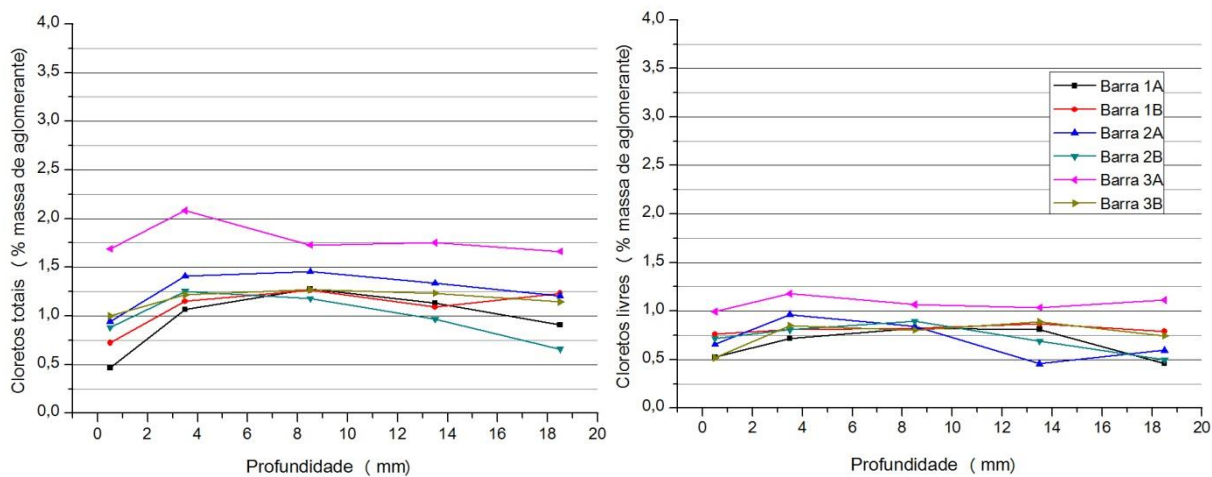


Figura 62 – Perfis de cloretos totais e livres para C5 REF (1:5,52 – a/agl = 0,65)

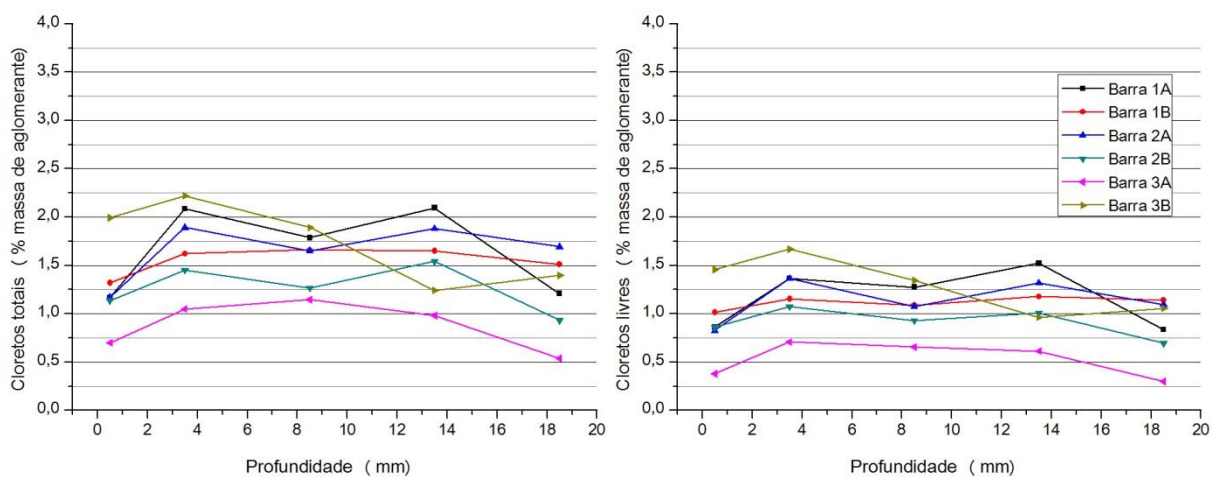


Figura 63 - Perfis de cloretos totais e livres para C5 10% (1:5,52 – a/agl = 0,65)

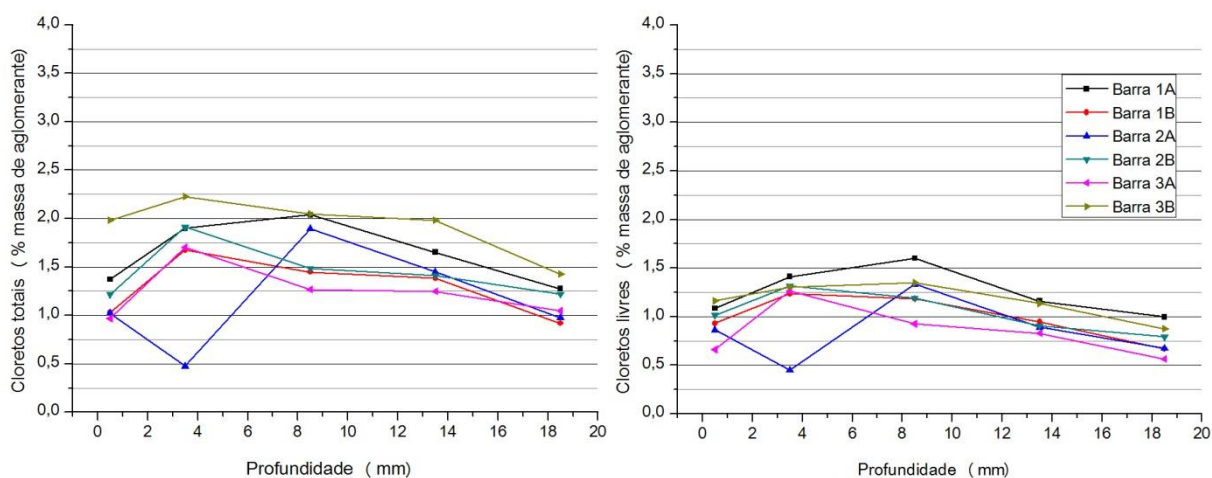


Figura 64 - Perfis de cloretos totais e livres para C5 20% (1:5,52 – a/agl = 0,65)

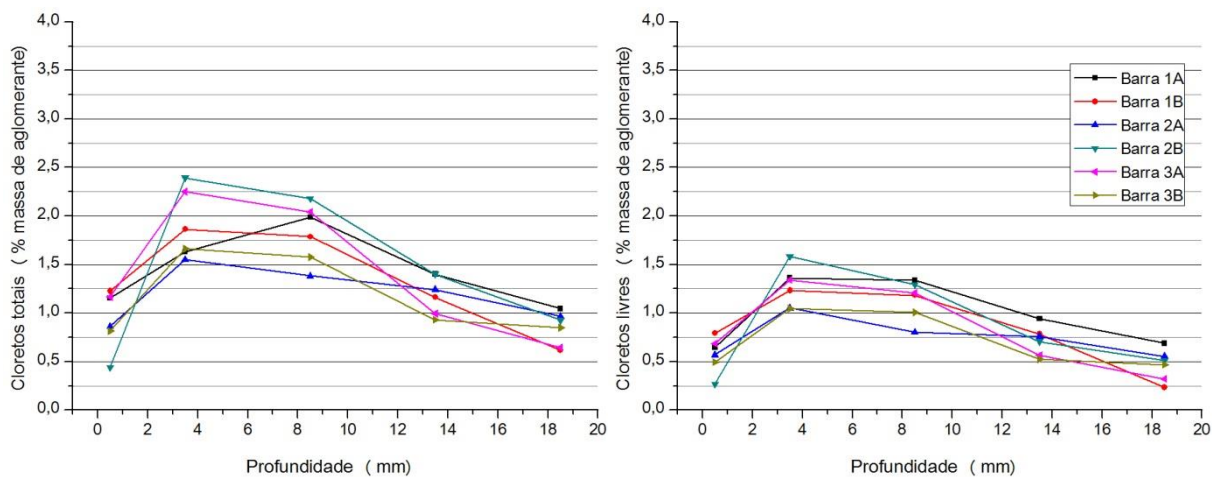


Figura 65- Perfis de cloretos totais e livres para C5 30% (1:5,52 – a/agl = 0,65)

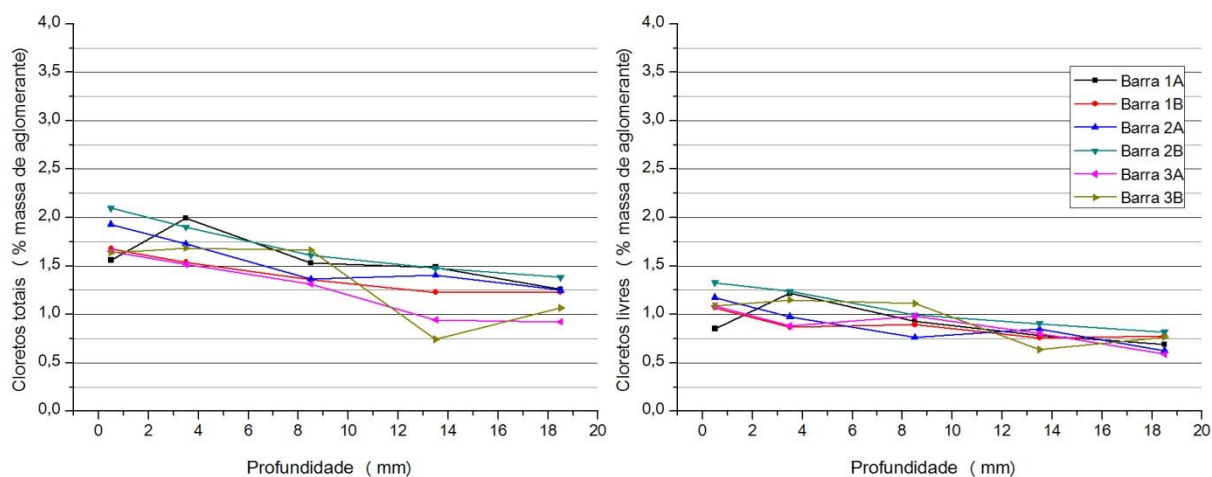


Figura 66 - Perfis de cloretos totais e livres para CAA REF (1:3 – a/agl = 0,45)

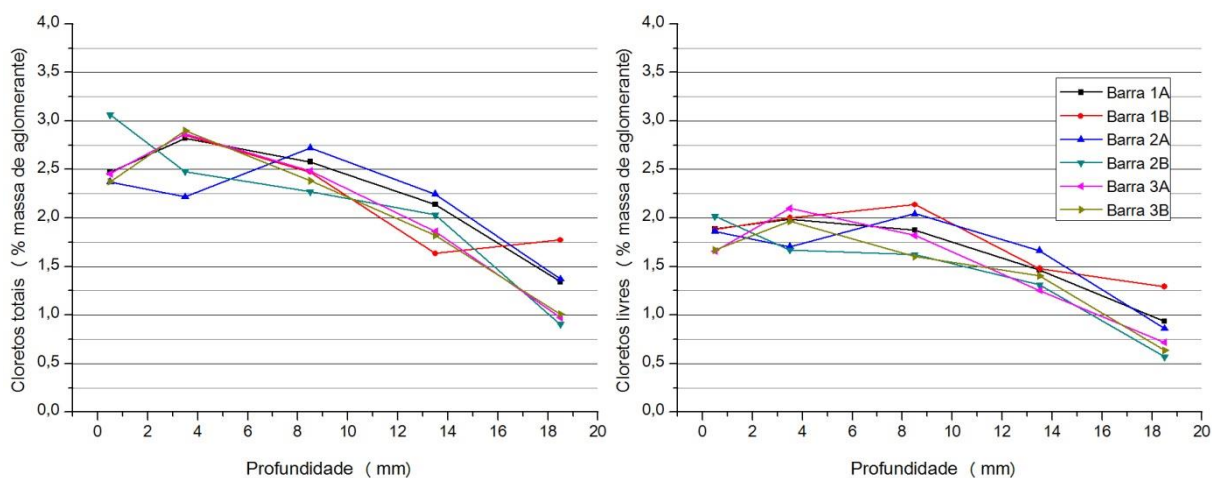


Figura 67 - Perfis de cloretos totais e livres para CAA 20% (1:3 – a/agl = 0,45)

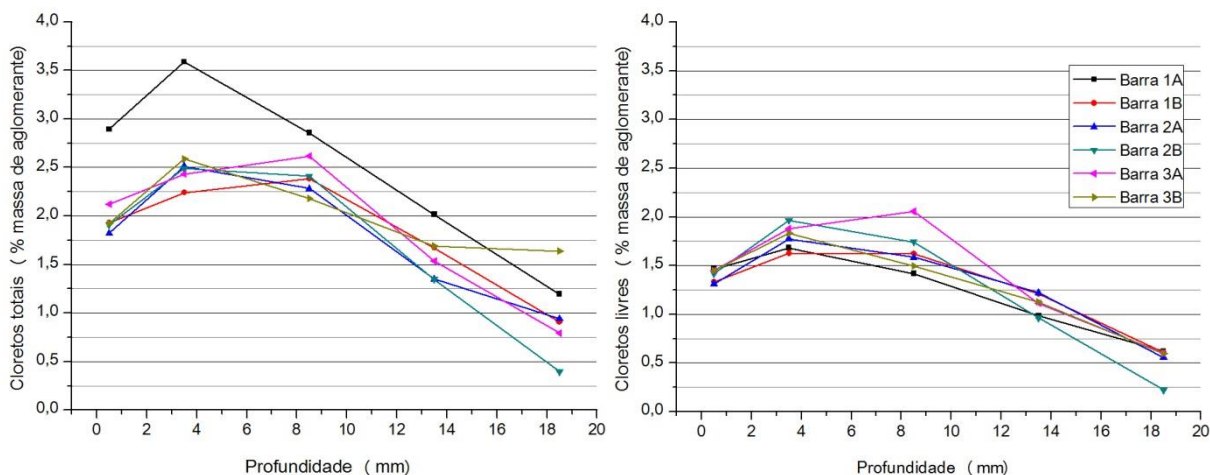


Figura 68 - Perfis de cloretos totais e livres para CAA 30% (1:3 – a/agl = 0,45)

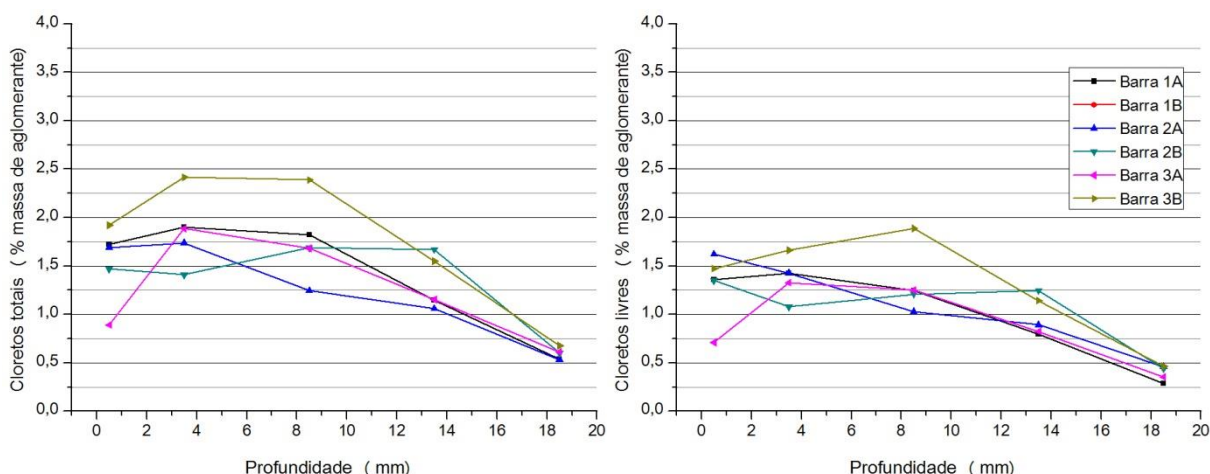


Figura 69 - Perfis de cloretos totais e livres para CAA 40% (1:3 – a/agl = 0,45)

No que se refere aos perfis, duas observações podem ser feitas, a primeira é que há diminuição na concentração de cloretos, tanto livres como totais, à medida que aumenta a distância da superfície dos corpos de prova. O que é um comportamento esperado, já que o transporte de cloretos ocorre da superfície para o interior dos corpos de prova. No entanto, a segunda observação é que na quase totalidade dos perfis, o pico de concentração de cloretos não está na superfície dos corpos de prova, mas a alguns milímetros da superfície. Meira (2007) e Castro, De Rincon e Pazini (2001), esclarecem que as condições de ciclos de molhagem e secagem podem provocar a formação de perfis com duas zonas, uma interna e outra externa. A camada mais interna está sempre umedecida e nela prevalece o transporte de cloretos por difusão. Na camada mais externa o mecanismo de transporte predominante é a absorção capilar.

Esse comportamento pode ser explicado pelo método de indução da corrosão adotado neste trabalho, ciclos de molhagem e secagem. Neste método têm-se condições ideais para desenvolvimento dessas duas zonas, pois o tempo de secagem não é suficiente para que haja evaporação de toda a água do concreto, mantendo-se condições para que a sua parte interna permaneça umedecida, enquanto a superfície mantém-se seca em parte do ciclo, favorecendo o mecanismo de absorção quando entra em contato com a solução de cloretos.

Comparando-se os gráficos dos perfis de cloretos totais e cloretos livres observa-se um aumento nas concentrações dos primeiros, em relação aos últimos, isso mostra que existe fixação de uma parte dos cloretos na matriz cimentícia.

Também é possível se perceber que nos perfis dos traços C5, as concentrações de cloretos ao longo do perfil tiveram um comportamento diferenciado dos demais traços, nele as concentrações máximas não foram tão evidentes e não houve uma queda muito visível no interior do corpo de prova. Esse fato pode ser explicado pela sua característica de relação  $a/agl$  mais elevada, o que faz o concreto mais poroso. Neste caso, é um concreto muito mais sensível a movimentações dos cloretos na matriz cimentícia.

Uma última observação, quanto aos perfis de cloretos é o comportamento um pouco diferenciado do CAA 40%, nele percebe-se um deslocamento da concentração máxima de cloretos para o interior do corpo de prova, como também se percebe melhor distribuição desses cloretos ao longo do perfil. Esse comportamento pode ser devido, ao longo tempo de ensaio, à medida que a parte mais superficial do corpo de prova vai diminuindo a absorção de cloretos, os cloretos que já estão no CP vão movimentando-se para o interior, havendo uma melhor distribuição das concentrações de cloretos por camada.

#### 4.6.3 Transporte de cloretos

Devido à formação das duas zonas de transporte nos perfis de cloretos, é necessário que se faça um reescalonamento para que se ajuste a segunda lei de Fick, a partir do início da zona na qual prevalece o mecanismo de transporte por difusão. A profundidade do ponto onde está o pico de concentração de cloretos passa a ser considerada a nova superfície e, conseqüentemente, a concentração de cloretos neste ponto passa a ser a nova concentração superficial, como mostra a Figura 70, seguindo metodologias adotadas por Andrade e Alonso (1997) e Meira et al. (2010).

Após os perfis serem reescalonados e ajustados à segunda lei de Fick, obtiveram-se o coeficiente de difusão ( $D$ ) e a concentração superficial ( $C_s$ ), para cada perfil estudado neste trabalho. Os dados foram submetidos a um tratamento espúrio, utilizando-se a metodologia

de Chauvenet para que fossem excluídos dados extremos e prevalecesse dados mais homogêneos. Nas Tabelas 42 e 43 estão as médias dos valores calculados, após tratamento espúrio para os traços estudados neste trabalho, no Apêndice E estão os valores individuais.

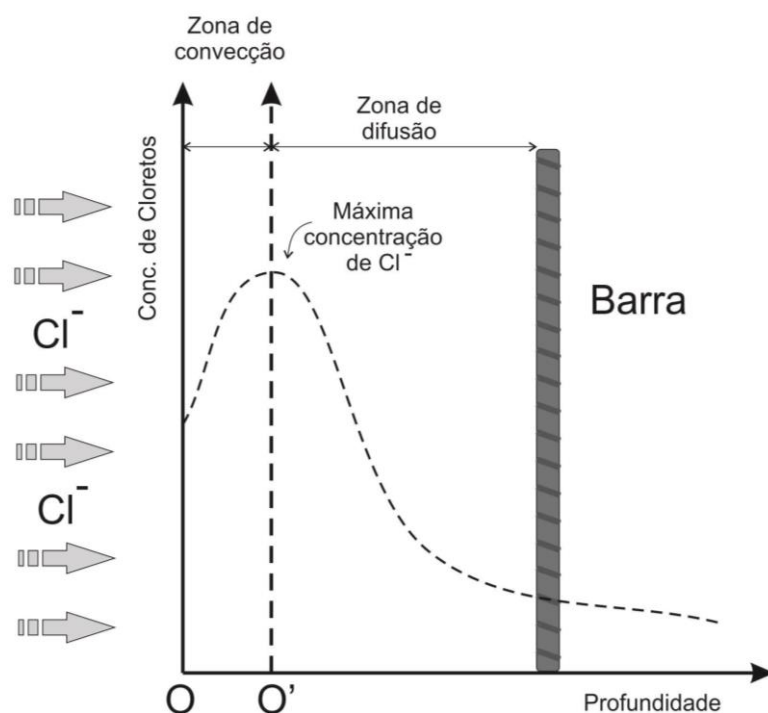


Figura 70 – Representação esquemática do reescalamento dos perfis de cloretos

Tabela 42 – Parâmetros médios relacionados aos ajustes da segunda Lei de Fick aos perfis experimentais de cloretos livres dos traços estudados

Traço	Tempo de exposição (dias)	Cloretos Livres		
		Cs (% / massa de agl)	D (cm <sup>2</sup> /s)	r <sup>2</sup>
C3 REF	55 ± 14	0,93 ± 0,09	1,25E-06 ± 1,12E-06	0,85 ± 0,18
C3 10%	55 ± 07	1,10 ± 0,17	1,34E-06 ± 7,71E-07	0,81 ± 0,19
C3 20%	77 ± 10	1,37 ± 0,35	1,25E-07 ± 7,08E-08	0,91 ± 0,11
C3 30%	82 ± 30	1,19 ± 0,22	1,60E-07 ± 1,11E-07	0,89 ± 0,08
C4 REF	50 ± 05	1,08 ± 0,14	3,78E-06 ± 3,11E-06	0,83 ± 0,25
C4 10%	45 ± 14	1,00 ± 0,19	1,36E-06 ± 1,38E-06	0,89 ± 0,15
C4 20%	69 ± 16	1,57 ± 0,55	2,64E-07 ± 1,34E-07	0,91 ± 0,07
C430%	82 ± 34	1,56 ± 0,50	1,25E-07 ± 3,68E-08	0,93 ± 0,05
C5 REF	29 ± 08	0,95 ± 0,12	4,33E-06 ± 4,80E-06	0,81 ± 0,22
C5 10%	45 ± 11	1,24 ± 0,32	4,49E-06 ± 4,89E-06	0,86 ± 0,23
C5 20%	47 ± 10	1,35 ± 0,11	5,83E-07 ± 2,91E-07	0,93 ± 0,04
C5 30%	55 ± 15	1,33 ± 0,23	3,54E-07 ± 2,28E-07	0,86 ± 0,07
CAA REF	53 ± 06	1,16 ± 0,08	1,31E-06 ± 7,48E-07	0,91 ± 0,04
CAA 20%	172 ± 03	2,05 ± 0,10	1,26E-07 ± 4,62E-08	0,89 ± 0,07
CAA 30%	174 ± 07	1,91 ± 0,15	7,82E-08 ± 3,39E-08	0,89 ± 0,09
CAA 40%	232 ± 55	1,59 ± 0,18	6,52E-08 ± 3,31E-08	0,88 ± 0,10



Tabela 43 - Parâmetros médios relacionados aos ajustes da segunda Lei de Fick aos perfis experimentais de cloretos totais dos traços estudados

Traço	Tempo de exposição (dias)	Cloretos Totais		
		Cs (% / massa de agl)	D (cm <sup>2</sup> /s)	r <sup>2</sup>
C3 REF	55 ± 14	1,38 ± 0,15	8,40E-07 ± 4,68E-07	0,91 ± 0,11
C3 10%	55 ± 7	1,51 ± 0,26	1,89E-06 ± 7,04E-07	0,93 ± 0,05
C3 20%	77 ± 10	1,96 ± 0,48	1,77E-07 ± 1,30E-07	0,96 ± 0,05
C3 30%	82 ± 30	1,66 ± 0,27	1,78E-07 ± 1,33E-07	0,88 ± 0,09
C4 REF	50 ± 5	1,53 ± 0,16	4,03E-06 ± 4,50E-06	0,89 ± 0,07
C4 10%	45 ± 14	1,40 ± 0,37	3,22E-06 ± 4,84E-06	0,76 ± 0,30
C4 20%	69 ± 16	1,98 ± 0,81	9,04E-07 ± 7,96E-07	0,88 ± 0,13
C430%	82 ± 34	2,12 ± 0,72	1,58E-07 ± 6,69E-08	0,92 ± 0,06
C5 REF	29 ± 8	1,48 ± 0,30	4,87E-06 ± 3,33E-06	0,94 ± 0,05
C5 10%	45 ± 11	1,76 ± 0,39	6,09E-06 ± 8,83E-06	0,78 ± 0,30
C5 20%	47 ± 10	1,88 ± 0,23	1,13E-06 ± 4,19E-07	0,84 ± 0,08
C5 30%	55 ± 15	2,03 ± 0,37	4,79E-07 ± 4,43E-07	0,90 ± 0,06
CAA REF	53 ± 6	1,80 ± 0,16	1,51E-06 ± 8,40E-07	0,86 ± 0,07
CAA 20%	172 ± 3	2,93 ± 0,09	1,32E-07 ± 4,56E-08	0,92 ± 0,06
CAA 30%	174 ± 7	2,77 ± 0,45	9,54E-08 ± 8,87E-08	0,93 ± 0,08
CAA 40%	232 ± 55	2,02 ± 0,25	6,40E-08 ± 3,06E-08	0,80 ± 0,20

#### 4.6.3.1 Concentração superficial de cloretos dos concretos convencionais.

Com o objetivo de entender o comportamento das concentrações superficiais dos cloretos livres e totais nos concretos convencionais, foi feita análise de variância dos fatores independentes (teor de RTM e relação a/agl) isolados e das interações entre eles. Os resultados da ANOVA estão expostos na Tabela 44.

Tabela 44 - ANOVA dos fatores independentes isolados e das interações entre eles em relação à concentração superficial dos cloretos livres e totais no CCV

Fator	GL	SQ	MQ	F	P
Cloretos livres					
Modelo corrigido	3,231	11	0,294	3,561	0,001
Interceptação	107,580	1	107,580	1304,075	0,000
AAGL	0,306	2	0,153	1,857	0,165
RTM	2,370	3	0,790	9,574	0,000
AAGL * RTM	0,555	6	0,093	1,122	0,361
Erro	4,950	60	0,082		
Total	115,761	72			
Total corrigido	8,181	71			
Cloretos totais					
Modelo corrigido	4,635	11	0,421	2,332	0,018
Interceptação	213,797	1	213,797	1183,026	0,000
AAGL	0,370	2	0,185	1,022	0,366
RTM	3,412	3	1,137	6,293	0,001
AAGL * RTM	0,853	6	0,142	0,787	0,584
Erro	10,843	60	0,181		
Total	229,275	72			
Total corrigido	15,478	71			

GL = grau de liberdade; SQ = soma quadrada; MQ = média quadrada; F = teste F; P = significância

As concentrações superficiais de cloretos livres e totais nos concretos convencionais não apresentaram diferenças significativas em relação a mudanças na relação a/agl para um nível de confiança de 95%. Embora essa característica tenha uma relação direta com a porosidade do concreto, ela não levou a diferenças importantes nas concentrações superficiais. É importante lembrar que a concentração superficial aqui discutida é, na realidade, a concentração máxima de cloretos dentro dos corpos de prova e, conseqüentemente, concentração superficial da zona do concreto onde ocorre o processo de transporte de cloretos por difusão, que é o transporte de cloretos analisado neste trabalho. Aqui será chamada de concentração superficial de cloretos.

Os gráficos com o comportamento da relação a/agl e do teor de RTM em relação a concentração superficial de cloretos livres e totais nos traços de concreto estudados estão nas Figura 71 e 72, respectivamente. Como análise complementar também foram feitos os testes de Tukey para que fossem comparadas as médias das concentrações superficiais livres e totais em relação aos efeitos isolados da a/agl (Tabela 45) e do teor de RTM (Tabela 46).

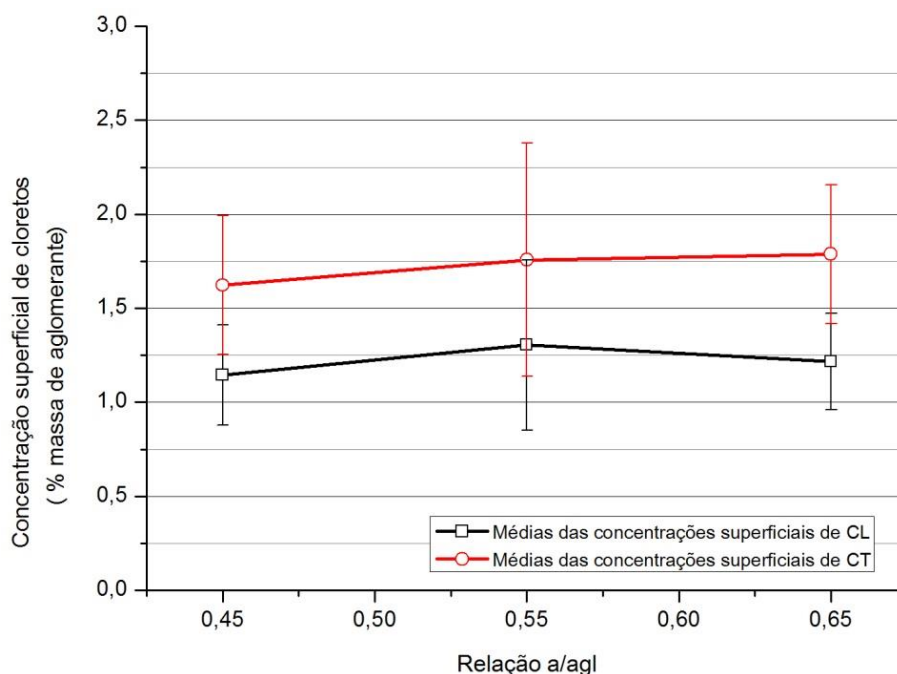


Figura 71 - Efeito isolado da AAGL nos valores médios das concentrações superficiais de cloretos livres e totais nos CCV

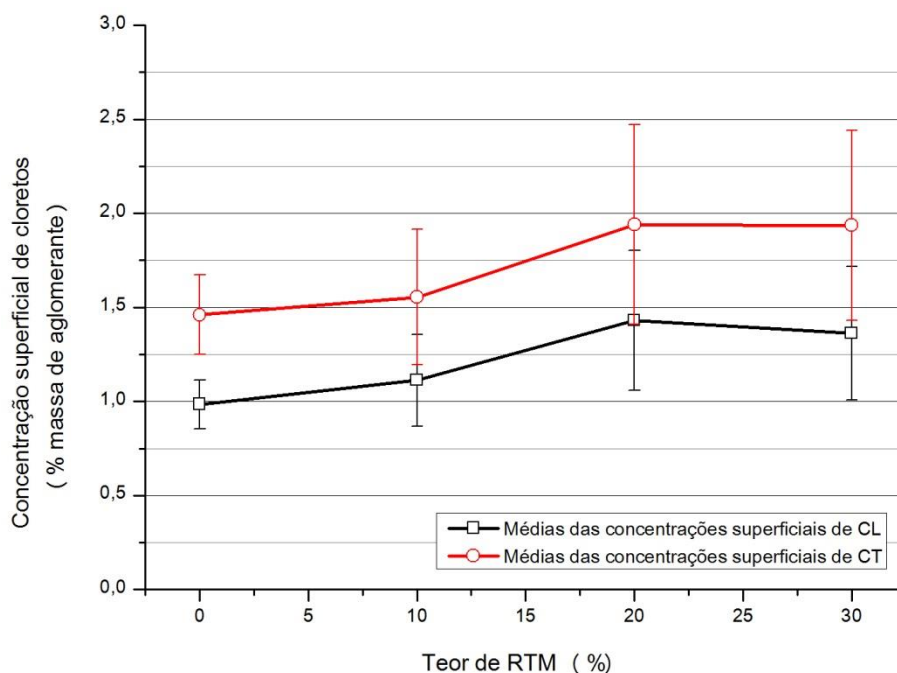


Figura 72 – Efeito isolado do teor de RTM nos valores médios das concentrações superficiais de cloretos livres e totais nos CCV

Tabela 45 - Teste de Tukey para o efeito da relação a/agl sobre a concentração superficial de cloretos livres e totais nos CCV

Relação a/agl	N	Subconjunto
		1
Cloretos livres		
0,45	24	1,1450
0,65	24	1,2175
0,55	24	1,3046
Cloretos totais		
0,45	24	1,6233
0,55	24	1,7583
0,65	24	1,7879

Tabela 46- Teste de Tukey para o efeito do teor de RTM sobre a concentração superficial de cloretos livres e totais nos CCV

Teor de RTM	N	Subconjunto	
		1	2
Cloretos livres			
0	18	0,9844	
10	18	1,1122	
30	18		1,3622
20	18		1,4306
Cloretos totais			
0	18	1,4611	
10	18	1,5550	
30	18		1,9361
20	18		1,9406

A relação a/agl, isoladamente, não influenciou os resultados da concentração superficial, como já havia sido observado na ANOVA, confirmada pelo teste de Tukey.

Com relação ao teor de RTM houve diferenças significativas entre as médias dos diferentes teores analisados, como mostrado na Tabela 45. O teste de Tukey para o efeito isolado do RTM mostra que, entre os quatro traços com diferentes teores de RTM avaliados, houve dois grupos com diferenças estatisticamente insignificantes para um nível de confiança de 95%. O comportamento dos cloretos livres e totais foi igual. Os concretos de referência e com 10% de RTM formam um grupo com as concentrações superficiais de cloretos menores. O segundo grupo com concentrações maiores é formado pelos concretos com 20% e 30% de RTM.

Os resultados das médias da concentração superficial de cloretos livres e totais dos traços com teores de substituição maiores, 20 e 30%, ficam sempre acima dos traços de referência e com 10% de substituição. É importante salientar que esses concretos com teores mais elevados de RTM tiveram um tempo mais prolongado de exposição aos cloretos e esse, provavelmente, foi o motivo pelo qual a concentração superficial foi mais elevada. A concentração superficial de cloretos dos traços convencionais manteve o mesmo comportamento encontrado para o tempo de despassivação das armaduras dos concretos convencionais que foram menores para o concreto de referência e com 10% de RTM e maiores para os teores de RTM, 20 e 30%. Nas Figuras 73 e 74 podem-se observar os efeitos dos dois fatores independentes conjuntamente nas concentrações superficiais livres e totais nos concretos convencionais.

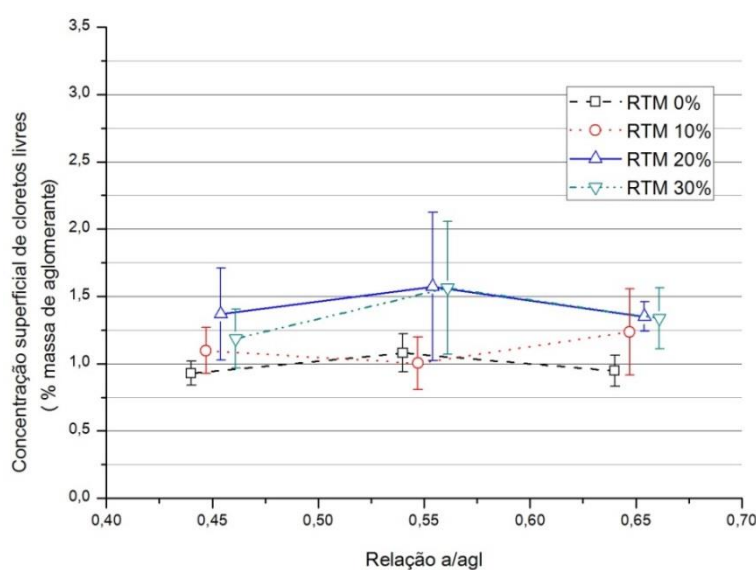


Figura 73 – Efeito do teor de RTM e da relação a/agl nos valores médios das concentrações superficiais de cloretos livres nos CCV

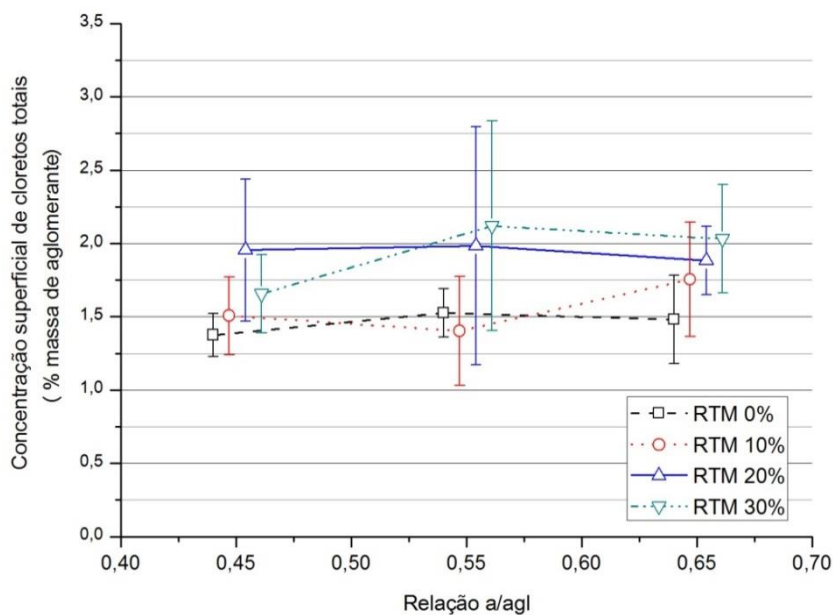


Figura 74 – Efeito do teor de RTM e relação a/agl nos valores médios das concentrações superficiais de cloretos totais nos CCV

Os gráficos deixam evidente que os concretos com os maiores teores de substituição têm sempre valores superiores de concentração de cloretos maiores que os outros.

Assim como para os resultados da concentração superficial de cloretos livres, também para os cloretos totais a variável independente a/agl não foi significativa, apenas o teor de RTM interferiu no resultado.

Os concretos com maiores teores de RTM (20 e 30%) não apresentaram diferenças estatisticamente significativas, assim como os concretos com 10% e o de referência também não apresentaram diferenças significativas. Os resultados e os motivos que os levaram a acontecer são os mesmos dos resultados dos cloretos livres, o tempo que os concretos permaneceram expostos aos cloretos.

#### 4.6.3.2 Concentração superficial de cloretos dos concretos autoadensáveis

Nos concretos autoadensáveis a relação a/agl manteve-se constante, 0,45 e variou-se os teores de RTM, 20%, 30% e 40%, além do concreto de referência. Fez-se uma ANOVA, com nível de confiança de 95%, para avaliar o efeito da variação do RTM em relação à concentração superficial dos cloretos livres e totais. Na Tabela 47 está o resultado da ANOVA e na Figura 75 pode ser observado o gráfico com o comportamento da concentração superficial em relação ao teor de RTM.

Tabela 47 - ANOVA do fator independente em relação à concentração superficial dos cloretos livres e totais no CAA

Fator	GL	SQ	MQ	F	P
Cloretos livres					
Modelo corrigido	2,767	3	0,922	51,495	0,000
Interceptação	67,503	1	67,503	3769,165	0,000
RTM	2,767	3	0,922	51,495	0,000
Erro	0,358	20	0,018		
Total	70,627	24			
Total corrigido	3,125	23			
Cloretos totais					
Modelo corrigido	5,511	3	1,837	24,479	0,000
Interceptação	136,088	1	136,088	1813,283	0,000
RTM	5,511	3	1,837	24,479	0,000
Erro	1,501	20	0,075		
Total	143,101	24			
Total corrigido	7,012	23			

GL = grau de liberdade; SQ = soma quadrada; MQ = média quadrada; F = teste F; P= significância

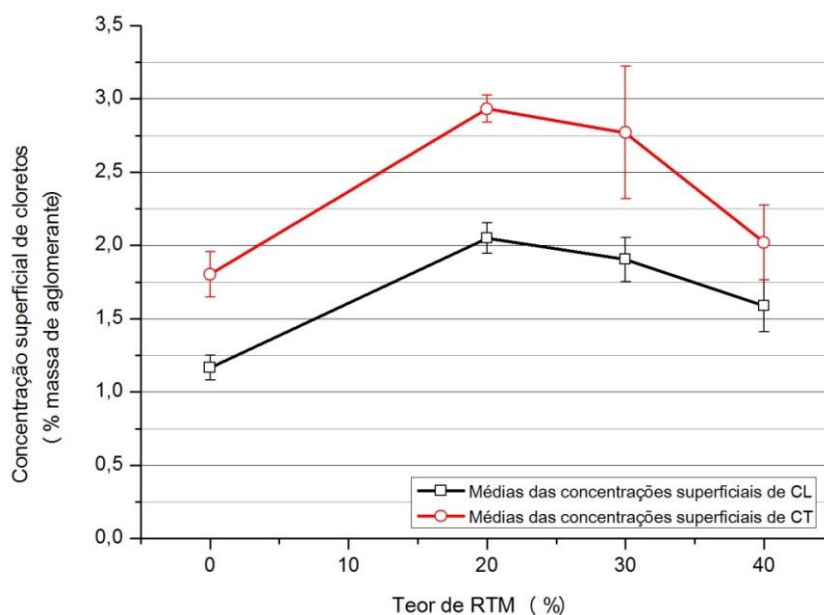


Figura 75 – Efeito do teor de RTM nos valores médios das concentrações superficiais de cloretos livres e totais no CAA

Como informação complementar fez-se o teste de Tukey para se agrupar médias que não apresentam diferenças significativas. Na Tabela 48 está exposto o resultado.

Tabela 48 - Teste de Tukey para o efeito do RTM sobre a concentração superficial de cloretos livres e totais do CAA

Teor de RTM	N	Subconjunto		
		1	2	3
Cloretos livres				
0	6	1,1650		
40	6		1,5883	
30	6			1,9050
20	6			2,0500
Cloretos totais				
0	6	1,8033		
40	6	2,0200		
30	6		2,7700	
20	6		2,9317	

Os resultados dos cloretos superficiais nos concretos autoadensáveis apresentaram as maiores concentrações para os teores de 20% e 30% de RTM, assim como aconteceu nos concretos convencionais. Nos concretos com 40% de RTM essa concentração caiu e essa queda não teve relação direta o tempo de despassivação, já que esse foi maior do que o tempo percorrido para despassivação das armaduras dos traços com teores menores.

Essa queda na concentração de cloretos com 40%, em uma relação inversa, pode ser explicada devido ao longo período que o concreto ficou em ensaio e os cloretos se deslocaram para o interior do corpo de prova. Observando-se os perfis de cloretos neste traço, é visível que houve um deslocamento do pico de cloretos para o interior do corpo de prova, então as concentrações nas camadas no entorno deste pico foram melhor distribuídas. Isso não significa que houve uma menor entrada de cloretos, mas um perfil diferenciado dos demais traços.

#### 4.6.3.3 Coeficiente de difusão

Os gráficos dos coeficientes de difusão dos cloretos livres e totais dos concretos convencionais estão expostos nas Figuras 76 e 77 e dos concretos autoadensáveis está na Figura 78.

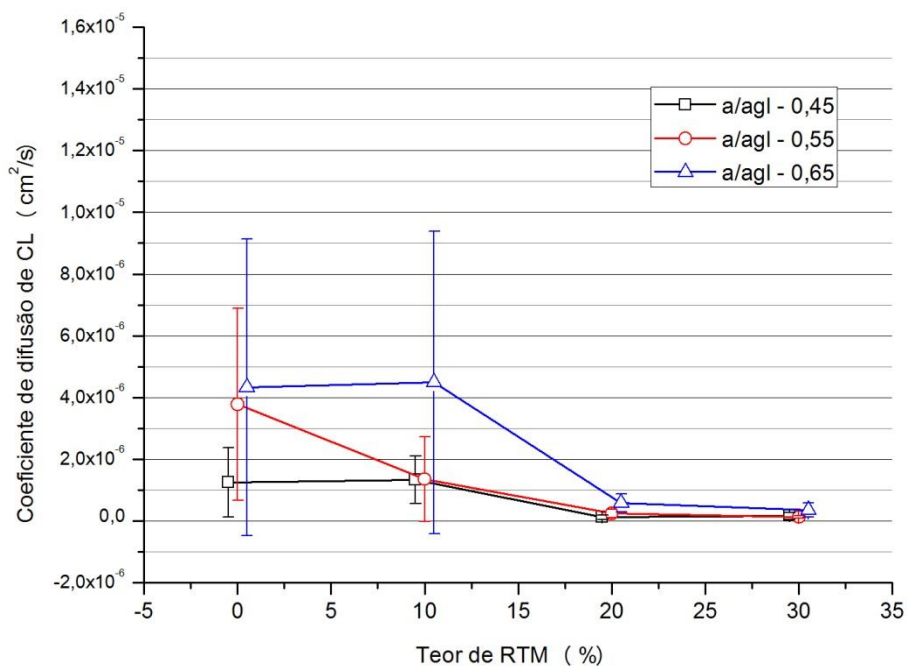


Figura 76 – Coeficiente de difusão dos cloretos livres nos CCV em relação a relação a/agl

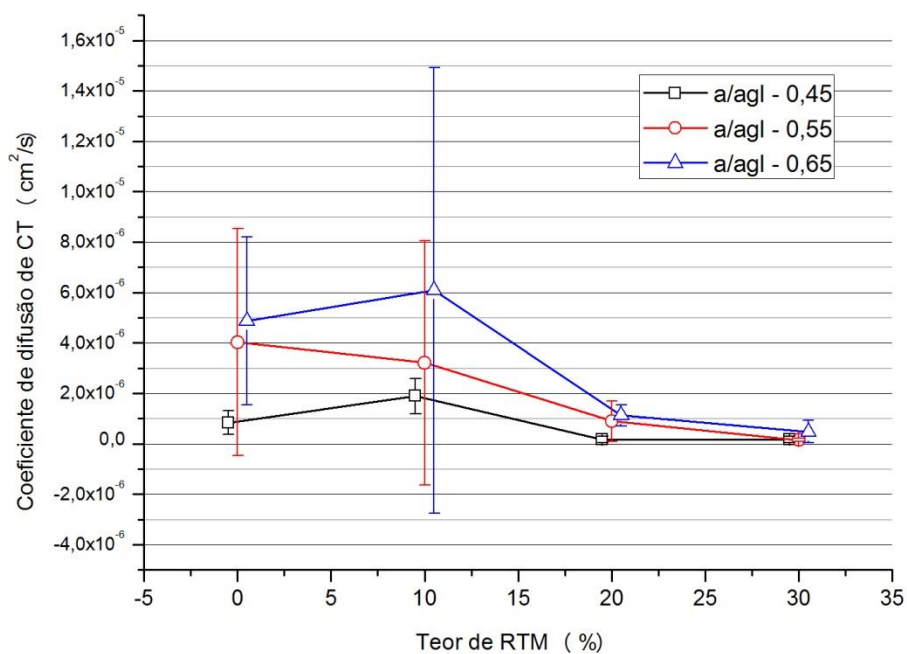


Figura 77 – Coeficiente de difusão dos cloretos totais nos CCV em relação a relação a/agl



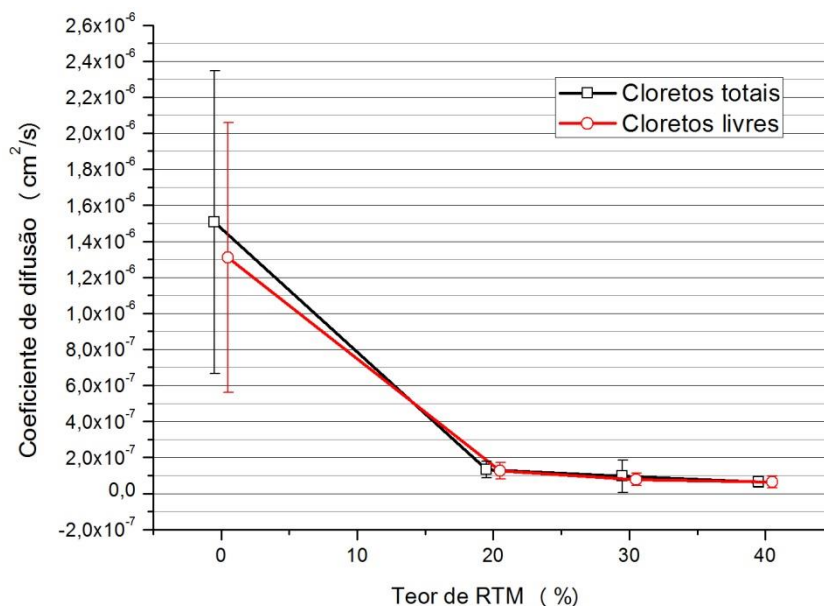


Figura 78 – Coeficiente de difusão dos cloretos livres e totais nos CAA (1:1,5:1,5)

Todos os gráficos dos coeficientes de difusão mostraram a mesma tendência, os coeficientes diminuíram, à medida que foi aumentado o teor de RTM e reduzida a relação  $a/agl$ . Os concretos com relação  $a/agl$  menor e, conseqüentemente, menos porosos, apresentam maior resistência ao transporte dos íons cloretos, esse comportamento é mostrado pela diminuição no seu coeficiente de difusão. Alguns autores já haviam constatado esse resultado em trabalhos anteriores (CASTRO; De RINCON; PAZINI, 2001; FEDUMENTI, 2013; MEIRA et al., 2007; PEREIRA, 2001). Os concretos com menor relação  $a/agl$ , mais compactos, necessitaram de um tempo maior de exposição aos cloretos para despassivação das suas armaduras, como pôde ser observado no resultado referente ao tempo de despassivação.

Observando-se os resultados dos traços convencionais, percebe-se que para o concreto de referência e com 10% de RTM, o coeficiente de difusão sofreu influência preponderante da relação  $a/agl$ , porém quando o teor de RTM chegou a 20% os resultados de coeficiente de difusão continuaram diminuindo à medida que se aumentava o teor de RTM, mas mantiveram-se muito próximos, revelando uma influência desprezível da relação  $a/agl$ . Para esses teores o efeito do RTM foi preponderante.

Para que se faça o ajuste dos perfis de cloreto à segunda lei de Fick, que deu origem a resultados como o coeficiente de difusão, considerou-se esse coeficiente constante e que esses íons não reagem com a matriz de cimento, porém, na realidade isso não acontece.

Alguns pesquisadores (SANDBERG; TANG; ANDERSEN, 1998; TANG; ANDERSEN, 2000) analisando concretos em situação natural já observaram que ao longo do tempo o coeficiente de difusão diminui.

O consumo de cimento também influencia no coeficiente de difusão. Quanto maior o consumo, maior a disponibilidade de produtos que podem fixar cloretos diminuindo a quantidade de cloretos disponíveis a serem transportados. Além do  $C_3A$  que alguns autores (MEIRA et al., 2007; PAGE; SHORT; EL TARRAS, 1981), já os comprovaram fixadores de cloretos, existem alguns produtos da hidratação do cimento,  $C_4AF$  e o C-S-H, que também podem fixar cloretos (SILVA, 2006).

As adições também têm papel importante na diminuição do coeficiente de difusão. Pesquisadores demonstraram alguns resultados de diminuição na inserção de cloretos em concretos com adições (FEDUMENTI, 2013; OH; JANG, 2007; PAPADAKIS, 2000), porém muitos resultados estão diretamente ligados ao refinamento dos poros.

O RTM utilizado neste trabalho não tem finura muito maior do que o cimento que substitui, porém já havia mostrado capacidade de fixar cloretos com o aumento da produção de sal de Friedal, como foi visto na análise de DRX em pastas de cimento e com RTM, anteriormente mostrada. Essa quantidade não foi quantificada, apenas observada qualitativamente.

Utilizou-se a isoterma de Langmuir, usada em trabalho de Meira (2004), para observar a relação entre os cloretos livres e totais, como mostra a Equação 17.

$$CT = CL + \frac{\alpha CL/w}{1 + \left( \frac{\beta CL}{w \cdot 100} \right)} \quad \text{Equação 157}$$

Onde:

$CT$  = Cloretos totais ( $g_{cl} / g_{agl}$ )

$CL$  = Cloretos livres

$w$  = Teor médio de umidade dos concretos ( $l / g_{agl}$ )

$\alpha, \beta$  = constantes empregadas na isoterma ( $l / g_{agl}; l/g_{cl}$ )

Os dados de cloretos livres e totais encontrados nos concretos estudados foram ajustados a Equação 17. No gráfico da Figura 79 mostra-se a relação entre cloretos livres e totais para cada teor de RTM analisado.

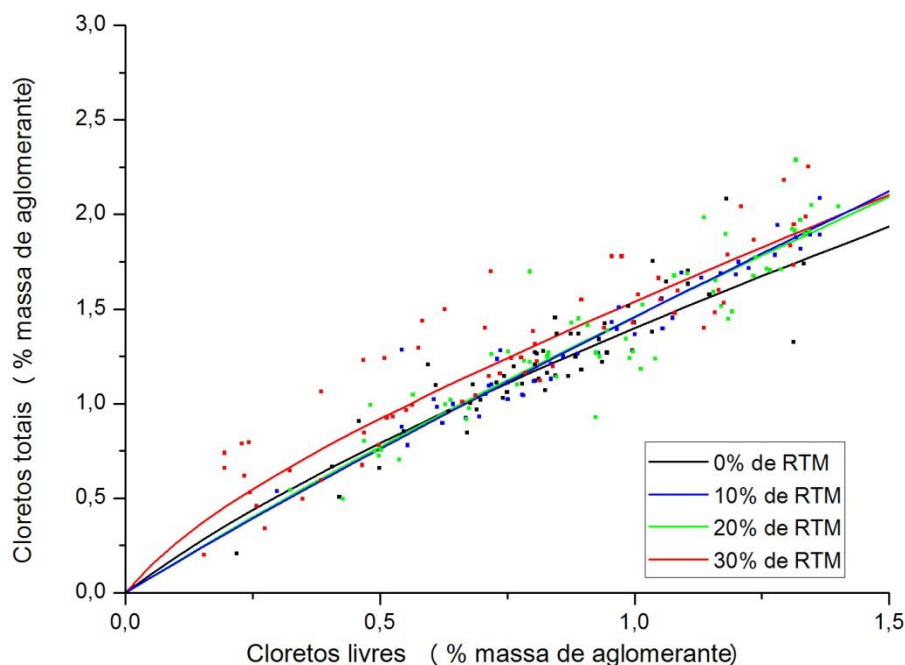


Figura 79 – Relação entre cloretos livres e totais dos traços de CCV para cada teor de RTM.

No gráfico pode-se observar que quanto mais a curva se aproxima do eixo vertical, maior a quantidade de cloretos combinados. Pode-se observar, ainda, que todos os traços dos concretos convencionais com RTM apresentam maior fixação de cloretos do que o concreto de referência, porém, entre os concretos estudados o traço com 30% de RTM teve a maior parcela de cloretos combinados. Esse comportamento corrobora o resultado do DRX que apresenta um aumento na formação do sal de Friedal e com o aumento no tempo de despassivação dos traços com maiores teores de RTM. A diminuição do coeficiente de difusão observada com o aumento do teor de RTM nos concretos, pode ser atribuída aos dois fatores conjuntamente, fixação de cloretos e refinamento dos poros.

#### 4.6.4 Teor crítico de cloretos

Foram calculados os teores de cloretos livres e totais. A princípio, são os cloretos livres que estão disponíveis para iniciar o processo de corrosão, porém Glass e Buenfeld (1995) afirmam que em determinadas condições, parte dos cloretos combinados próximos à interface armadura/concreto pode vir a participar desse processo.

O teor crítico de cloretos livres e totais foi obtido a partir dos ajustes à segunda lei de Fick aos perfis experimentais obtidos dos concretos submetidos ao ataque de cloretos, de acordo com as etapas que se apresentam:

1º - Quando as medidas eletroquímicas indicaram a despassivação do aço, os CP foram retirados de ensaio;

2º - Os CP foram abertos, o pite de corrosão na barra era identificado e a distância dele até a superfície de ataque era medido, se houvesse mais de um pite, media-se a distância do mais próximo da superfície, com o auxílio de um paquímetro;

3º - Foram retiradas fatias dos corpos de prova a distâncias pré-determinadas da superfície até a armadura;

4º - Foram feitas as análises para obtenção dos valores médios de cloretos livres e totais em cada fatia.

As barras despassivaram em tempos diferentes, mas essas diferenças foram ignoradas devido à idade do concreto no início do ensaio, superior a 450 dias. O pite era facilmente identificado (Figura 80). O mesmo procedimento foi utilizado para o cálculo dos teores críticos dos cloretos livres e totais. Os valores médios calculados por traço estão expostos na Tabela 49, os valores individuais são apresentados no Apêndice F.



Figura 80 – Corpo de prova retirado do ensaio acelerado de cloretos, aberto para identificação dos pites de corrosão e retirada da barra (Arquivo pessoal)

Tabela 49 – Teores críticos de cloretos livres e totais dos traços estudados.

Traços	$Cl_{cr}^-$ (livres) (% massa de aglomerante)	$Cl_{cr}^-$ (totais) (% massa de aglomerante)
C3 REF	0,59 ± 0,12	0,83 ± 0,14
C3 10%	0,67 ± 0,18	1,00 ± 0,20
C3 20%	0,59 ± 0,19	0,85 ± 0,25
C3 30%	0,33 ± 0,09	0,48 ± 0,13
C4 REF	0,76 ± 0,15	1,06 ± 0,20
C4 10%	0,64 ± 0,05	0,92 ± 0,06
C4 20%	0,49 ± 0,13	0,80 ± 0,19
C4 30%	0,36 ± 0,13	0,52 ± 0,19
C5 REF	0,68 ± 0,13	1,20 ± 0,20
C5 10%	0,83 ± 0,19	1,36 ± 0,31
C5 20%	0,71 ± 0,12	1,18 ± 0,19
C5 30%	0,46 ± 0,13	0,80 ± 0,15
CAA REF	0,67 ± 0,06	1,08 ± 0,17
CAA 20%	0,79 ± 0,14	1,12 ± 0,17
CAA 30%	0,53 ± 0,12	0,84 ± 0,31
CAA 40%	0,46 ± 0,02	0,71 ± 0,07

Nos resultados expostos observa-se, em quase todos os traços, um leve aumento no teor mais baixo de substituição de RTM em relação ao concreto de referência e, na sequência, há diminuição do teor crítico de cloretos livres e totais, à medida que se aumenta o teor de RTM. Esse comportamento foi o mesmo para os concretos convencionais e para os concretos autoadensáveis. A seguir é mostrada a análise estatística para o teor críticos dos traços estudados

#### 4.6.4.1 Teor crítico de cloretos dos concretos convencionais

Para avaliar o efeito das variáveis independentes isoladamente e de suas interações no teor crítico de cloretos livres e totais nos concretos convencionais, foi feita uma análise de variância para um nível de confiança de 95%. As variáveis independentes avaliadas foram a relação a/agl e teor de RTM. Na Tabela 50 estão expostos os resultados dessa ANOVA.

Como pode ser observado na ANOVA, tanto o teor de RTM como a relação a/agl tem influência significativa sobre o teor crítico de cloretos livres e totais para o nível de confiança avaliado, 95%. Nos gráficos das Figuras 81 e 82 pode ser visto o comportamento do teor crítico com as mudanças no RTM e na relação a/agl, respectivamente.

Tabela 50 – ANOVA dos fatores independentes isolados e das interações entre eles em relação ao teor crítico dos cloretos livres e totais do CCV

Fator	SQ	GL	MQ	F	P
Cloretos livres					
Modelo corrigido	1,613	11	0,147	7,580	0,000
Interceptação	25,241	1	25,241	1305,075	0,000
AAGL	0,224	2	0,112	5,789	0,005
RTM	1,189	3	0,396	20,491	0,000
AAGL * RTM	0,200	6	0,033	1,722	0,132
Erro	1,160	60	0,019		
Total	28,013	72			
Total corrigido	2,773	71			
Cloretos totais					
Modelo corrigido	4,299	11	0,391	10,635	0,000
Interceptação	59,897	1	59,897	1629,973	0,000
AAGL	1,602	2	0,801	21,802	0,000
RTM	2,496	3	0,832	22,643	0,000
AAGL * RTM	0,201	6	0,033	0,910	0,494
Erro	2,205	60	0,037		
Total	66,400	72			
Total corrigido	6,504	71			

GL = grau de liberdade; SQ = soma quadrada; MQ = média quadrada; F = teste F; P = significância

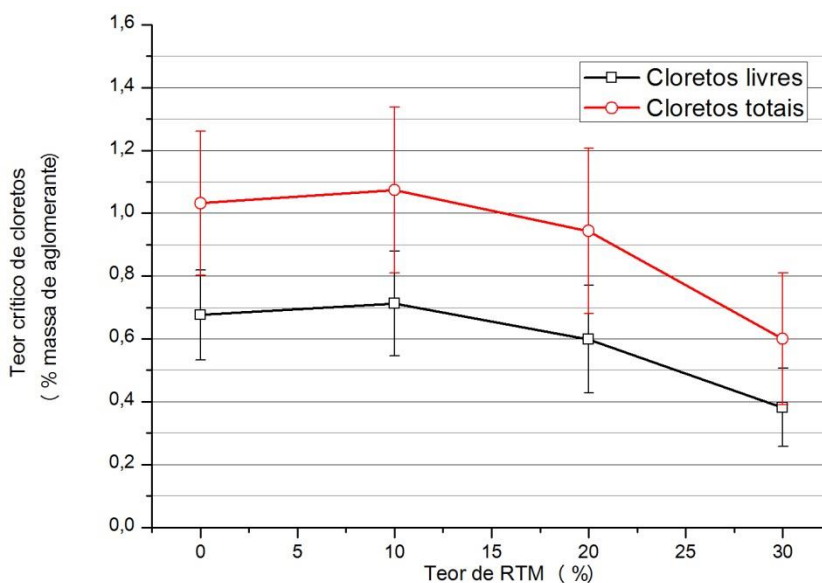


Figura 81 - Efeito isolado do RTM sobre o teor crítico dos cloretos livres e totais nos CCV

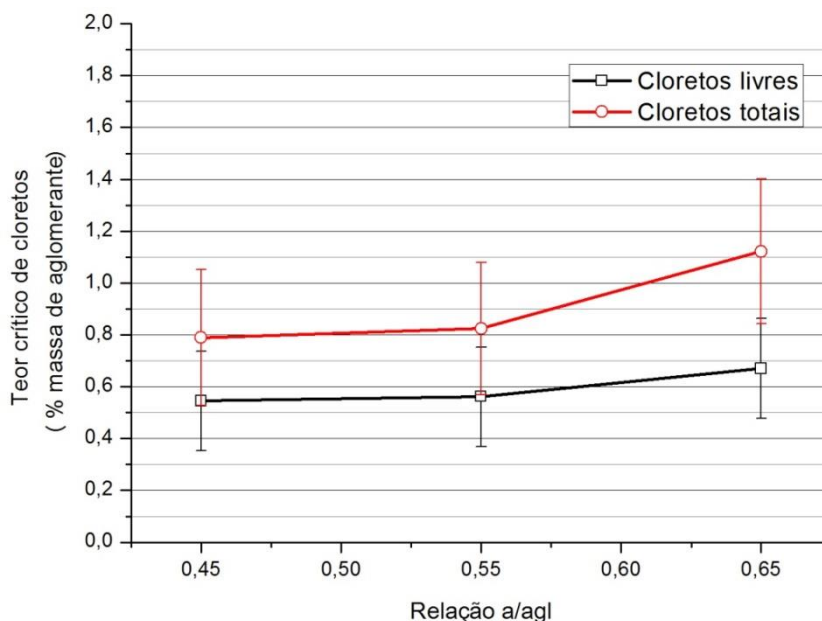


Figura 82 - Efeito isolado da relação a/agl sobre o teor crítico dos cloretos livres e totais nos CCV

A relação a/agl foi estatisticamente igual para os teores de 0,45 e 0,55, mas teve um aumento significativo para a relação a/agl 0,65. Esse resultado não era esperado, esse traço com maior absorção é também o que tem o menor consumo de cimento, então sua armadura deveria despassivar com um teor crítico de cloretos menor, mas o resultado encontrado contrariou essa expectativa.

No período em que os primeiros traços saíram do ensaio foi detectado um problema na máquina de corte e houve um tempo para que os cortes fossem iniciados, a possível explicação é que esses corpos de prova tiveram um tempo de espera da retirada do ensaio até o corte e esse tempo pode ter sido suficiente para movimentação dos cloretos dentro do corpo de prova dando um falso resultado de que o teor crítico foi maior do que o valor real no momento da despassivação. Esses traços por terem maior absorção podem ter apresentado esse tipo de consequência.

Os testes de Tukey que estão nas Tabelas 51 e 52 mostram os agrupamentos das médias que não apresentam diferenças significativas. Observando-se os testes de Tukey pode-se afirmar que é possível substituir cimento por RTM até o teor de 20% sem que haja mudança significativa no teor crítico de cloretos livres. Porém, com 30% a diminuição do teor crítico passa a ser significativa. Essa mudança deve-se à redução do pH na solução dos poros do concreto. O acompanhamento do pH das pastas com resíduo e de referência já foi mostrado na Tabela 36 e deixa evidente maior redução do pH ao longo do tempo para concretos com RTM.

Tabela 51 - Teste de Tukey para o efeito do teor de RTM sobre o teor crítico de cloretos livres e totais nos CCV

Teor de RTM	N	Subconjunto	
		1	2
Cloretos livres			
30	18	0,3811	
20	18		0,5989
0	18		0,6761
10	18		0,7122
Cloretos totais			
30	18	0,6000	
20	18		0,9433
0	18		1,0317
10	18		1,0733

Tabela 52 - Teste de Tukey para o efeito da relação a/agl sobre o teor crítico de cloretos livres e totais nos CCV

Relação a/agl	N	Subconjunto	
		1	2
Cloretos livres			
0,45	24	0,5450	
0,55	24	0,5608	
0,65	24		0,6704
Cloretos totais			
0,45	24	0,7896	
0,55	24	0,8246	
0,65	24		1,1221

Os gráficos das Figuras 83 e 84 mostram a influência do teor de RTM e da relação a/agl no comportamento dos teores críticos de cloretos livres e totais para os CCV.

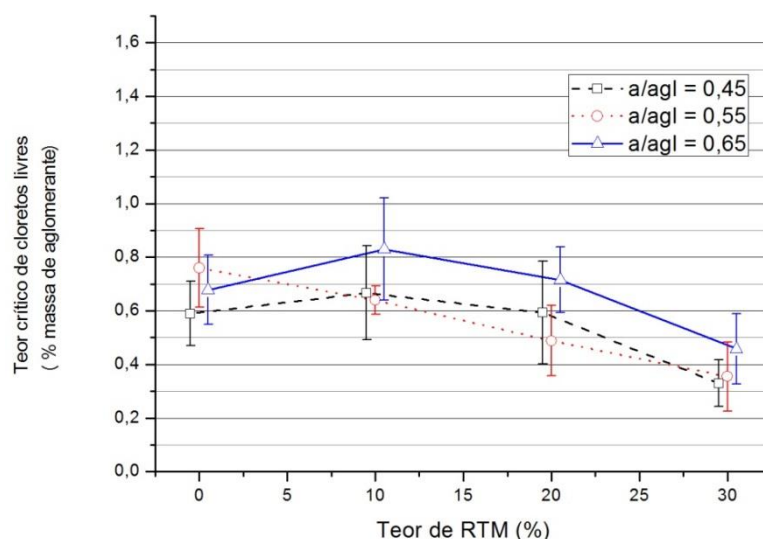


Figura 83 - Efeito do teor de RTM e relação a/agl nos teores críticos de cloretos livres nos CCV



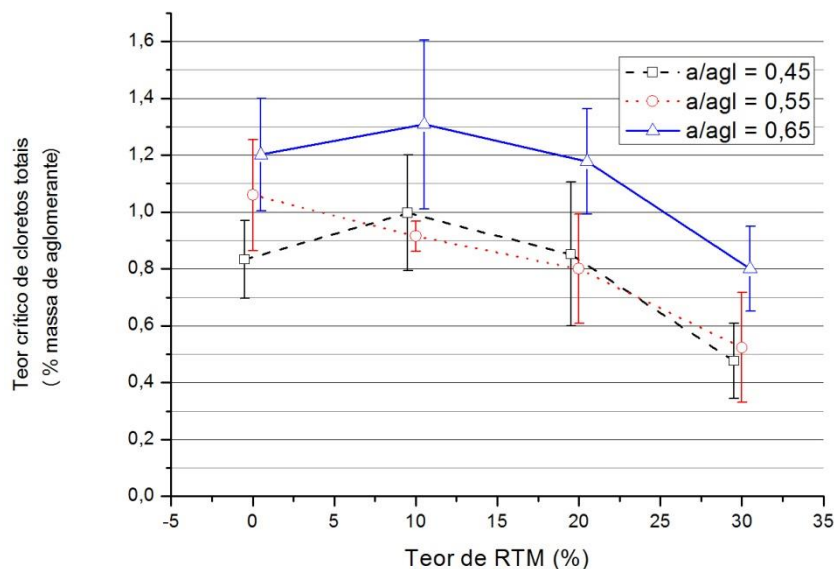


Figura 84 - Efeito do teor de RTM e da relação  $a/agl$  sobre o teor crítico dos cloretos totais nos CCV

Pode-se observar que os traços com maior relação  $a/agl$  teve valores mais elevados de teores críticos, assunto já comentado, anteriormente. Também, pode-se perceber o comportamento dos traços que diminuíram os teores críticos com o aumento do resíduo no concreto, fato esse explicado pelo pH da solução dos poros no concreto. Embora os teores críticos tenham diminuído com o aumento nos teores de RTM houve uma compensação com o aumento do tempo para despassivação das armaduras à medida que o RTM aumentou. Esse comportamento compensa a diminuição do teor crítico, pois indica que uma estrutura de concreto com esses traços aqui analisados aumentam o período de iniciação da corrosão por cloretos com o uso de RTM.

#### 4.6.4.2 Teor crítico de cloretos dos concretos autoadensáveis

Realizou-se nova análise de variância para avaliar o efeito da variável independente, teor de RTM, sobre o teor crítico de cloretos livres e totais nos concretos autoadensáveis, para um nível de confiança de 95%. Na Tabela 53 estão expostos os resultados dessa ANOVA.

Tabela 53 – ANOVA do RTM em relação ao teor crítico dos cloretos livres e totais do CAA

Fator	SQ	GL	MQ	F	P
Cloretos livres					
Modelo corrigido	0,409	3	0,136	13,621	0,000
Interceptação	9,028	1	9,028	902,375	0,000
TRM	0,409	3	0,136	13,621	0,000
Erro	0,200	20	0,010		
Total	9,637	24			
Total corrigido	0,609	23			
Cloretos totais					
Modelo corrigido	0,844	3	0,281	6,277	0,004
Interceptação	21,965	1	21,965	490,091	0,000
TRM	0,844	3	0,281	6,277	0,004
Erro	0,896	20	0,045		
Total	23,705	24			
Total corrigido	1,740	23			

GL = grau de liberdade; SQ = soma quadrada; MQ = média quadrada; F = teste F; P = significância.

O resultado da ANOVA mostra que a variável RTM é significativa para o teor crítico de cloretos livres e totais. Nos concretos autoadensáveis, o que pode ser visto é que para os traços com até 20% de RTM o teor crítico foi mais elevado e nos traços com mais resíduos o teor crítico caiu (Figura 85). O comportamento é bem similar ao dos concretos convencionais, embora nos CAA não tenhamos traços com teores menores do que 20% para fazermos uma comparação direta. O teste de Tukey é mostrado na Tabela 54.

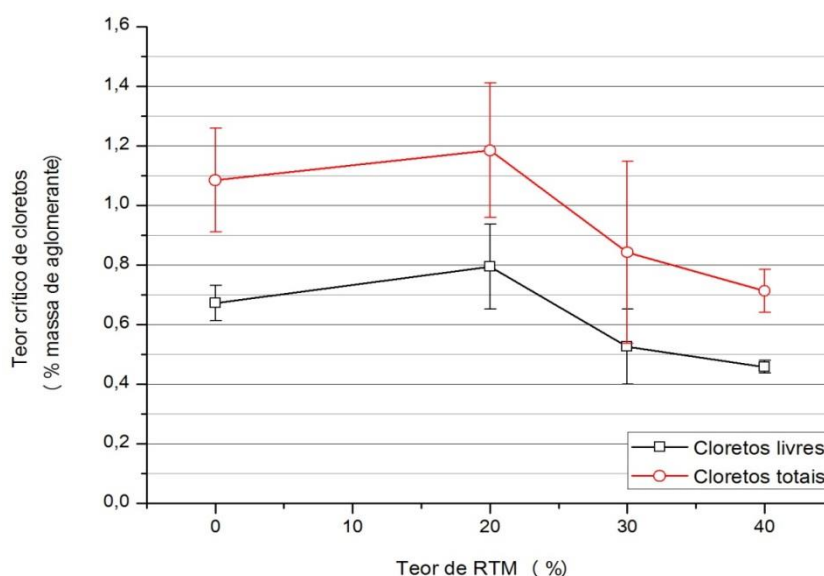


Figura 85 - Efeito do RTM sobre o teor crítico dos cloretos livres e totais nos CAA

Tabela 54 - Teste de Tukey para o efeito do RTM sobre o teor crítico de cloretos livres e totais nos CAA

Teor de RTM	N	Subconjunto		
		1	2	3
Cloretos livres				
40	6	0,4583		
30	6	0,5267		
0	6		0,6733	
20	6		0,7950	
Cloretos totais				
40	6	0,7133		
30	6	0,8433	0,8433	
0	6		1,0850	1,0850
20	6			1,1850

Nos concretos autoadensáveis, assim como aconteceu aos concretos convencionais, em que havia os maiores teores de RTM foram encontrados os menores teores críticos. Nos CAA os tempos de despassivação foram muito maiores nos concretos com maiores teores de RTM, o que ressalta o benefício trazido pelo uso desse resíduo no CAA, pois um aumento no tempo de despassivação significa um ganho importante na vida útil do concreto.

Os fatores que influenciam a penetração de cloretos nos concretos afetando a sua durabilidade são muitos, no ensaio acelerado de cloretos as variáveis analisadas são o consumo de cimento, a relação a/agl, o teor de substituição do cimento por RTM e o tempo de exposição dos corpos de prova aos cloretos. O foco do trabalho é avaliar a influência do teor de RTM na durabilidade do concreto.

Entre os traços analisados os que têm maior consumo de cimento são os convencionais da família C3 (1:3,18) e os CAA (1:3). O que caracteriza cada família é a relação a/agl que é constante para todos os traços. Nestes dois traços citados a relação a/agl é 0,45, a mais baixa entre os traços analisados. O CAA tem um consumo de cimento maior e a sua matriz é mais compacta devido ao empacotamento dos grãos inerente a metodologia utilizada para a sua produção. Nestes traços são encontrados os maiores tempos para despassivação das armaduras. Este fato se deve à matriz cimentícia mais compacta.

Nos concretos que permaneceram mais tempo em exposição aos cloretos, a concentração máxima dentro dos corpos de prova, neste trabalho chamadas de concentração superficial, são mais elevadas. Comportamento coerente, pois mais tempo de exposição aos cloretos, geralmente, tem como consequência maior entrada desses íons. Esse comportamento pode ser alterado quando se tem um tempo de exposição muito longo, pois a superfície do corpo de prova pode ficar saturada de cloretos, a captação superficial ser diminuída e o transporte por difusão continuar, distribuindo melhor os cloretos dentro do corpo de prova e diminuindo o pico de cloretos em um só ponto.

Quanto ao teor de RTM nos traços, dois comportamentos distintos podem ser destacados. Com o aumento do teor do RTM no concreto, diminui a quantidade de cloretos necessária para que ocorra a despassivação da armadura, ou seja, há diminuição do teor crítico de cloretos. Esse fato deve-se à diminuição da reserva alcalina na solução dos poros do concreto, já que a quantidade de cimento, que garante um pH elevado, diminui. Porém, outro fator se sobrepõe a esse. O aumento do teor de substituição aumenta o tempo de despassivação das armaduras. Esse fator é de extrema relevância porque indica um aumento na vida útil das estruturas. Esse resultado corrobora com os trabalhos de pesquisados como Rabehi, Boumchedda e Ghernouti (2012), Toledo Filho et al (2007), Gonçalves (2005), Pacheco-Torgal e Jalali (2010, 2011), que analisaram a penetração de cloretos em concretos com substituição parcial do cimento por resíduos da indústria cerâmica e encontraram diminuição nos coeficientes de difusão para teores de substituição entre 10% e 20%.

Fazendo-se uma análise geral sobre os principais resultados encontrados nesta pesquisa, pode-se afirmar que para os traços dos concretos autoadensáveis os resultados foram muito bons, tanto para a trabalhabilidade quanto para a resistência. Todos os teores de substituição apresentaram resultados de resistência melhores que o concreto de referência. Dentre todos os níveis, o concreto com 20% de RTM apresentou o melhor resultado.

Para os traços dos concretos convencionais houve perda de resistência em todos os níveis de substituição do RTM, porém a perda foi mais acentuada para o teor de 30%, chegando próximo a 17% de perda em relação ao concreto de referência, o que não inviabiliza o uso do concreto. O concreto com menor perda de resistência foi aquele com menor relação a/agl e teor de substituição de 10% de RTM.

Na carbonatação acelerada, tanto nos concretos convencionais como nos autoadensáveis, as velocidades das frentes de carbonatação foram maiores para os concretos com RTM do que para os concretos de referência, em todos os níveis de substituição. À medida que o teor de RTM aumentou, a velocidade da frente de carbonatação também aumentou, deixando evidente que o efeito químico prevaleceu sobre o efeito físico. Sendo este resíduo utilizado com uma superfície específica maior, pode ser que o efeito físico prevaleça sobre o efeito químico e haja melhora nos resultados da carbonatação.

Em relação à penetração de cloretos, os concretos, convencionais e autoadensáveis, apresentaram um excelente desempenho. Para todos os níveis de substituição houve aumento no tempo para despassivação das armaduras. Os concretos com RTM

apresentaram teores críticos de cloretos menores, porém esse resultado foi superado pelo aumento no tempo necessário para despassivação das armaduras.

O concreto com adição de RTM mostrou-se muito eficiente no retardamento da corrosão das armaduras do concreto, podendo ser um excelente investimento para obras próximas ao mar, onde a penetração de cloretos é um grande causador de problemas estruturais.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo estão expostas as conclusões feitas a partir de estudo desenvolvido ao longo deste trabalho e as recomendações para trabalhos futuros.

### 5.1 CONCLUSÕES

A principal conclusão da pesquisa relatada nesta tese é que o emprego do RTM como substituto parcial do cimento em concretos armados é uma alternativa tecnicamente viável porque não compromete a resistência do concreto, apresentou mais resistência em relação à penetração de cloretos e segue o caminho da sustentabilidade reutilizando um resíduo.

O resíduo de tijolo moído (RTM) utilizado neste trabalho aumenta a pozolanicidade à medida que se aumenta a sua finura. Com área específica Blaine de  $520\text{m}^2/\text{kg}$  tem índice de atividade pozolânica de 86%. As análises de TG/DTG indicam que o RTM consumiu parte do hidróxido de cálcio do cimento, confirmando pozolanicidade.

O RTM também apresentou capacidade de combinar cloretos, sendo esse comportamento indicado pelo DRX e depois confirmado pelas análises de cloretos.

O RTM diminuiu a absorção e o índice de vazios dos concretos. Além de ter área específica maior do que a do cimento que substituiu, o RTM tem densidade menor. Como foi feita substituição em massa o volume ocupado pelo RTM foi aproximadamente 16% maior, isso contribuiu para que o concreto apresente diminuição da absorção e índice de vazios.

O RTM apresentou-se como um excelente material para ser usado como finos no concreto autoadensável. A partir de 20% de substituição já foram alcançadas as características recomendadas pela ABNT, sem haver segregação nem exsudação no concreto produzido. Aumentando-se o teor de substituição, as características físicas do CAA apresentaram melhoras.

Os resultados das resistências à compressão dos concretos convencionais foram sempre melhores para os concretos de referência. A perda média de resistência foi de 16,7% para teores de substituição de 30% e de 12,6% para teores de substituição de 10%. É importante ressaltar que, ao longo do tempo, a perda de resistência dos concretos com referência vai diminuindo e aos 90 dias os concretos com RTM têm valores muito próximos, deixando clara uma tendência de que em idades mais avançadas a resistência dos concretos com RTM possa aumentar e o cenário possa ser mais favorável ao resíduo.

Os resultados das resistências à compressão dos concretos autoadensáveis foram muito bons, para todos os teores de RTM foram melhores que os do concreto de referência. Dentre os concretos com RTM o que teve a melhor média de resistência foi com 20%. Este valor pode mudar em idades mais avançadas, pois ao longo do tempo esse resultado estava apresentando mudanças e o CAA com 30% aos 90 dias já apresentou um aumento de resistência em relação ao concreto de referência de 11%, enquanto com 20% esse aumento era de 8%.

No ensaio de carbonatação foi possível constatar a influência da relação  $a/agl$  e do teor de RTM nos traços analisados. Os concretos com  $a/agl$  mais baixos, ou seja, os concretos menos porosos tiveram menores coeficientes de carbonatação.

Para os maiores teores de RTM, também foram encontrados maiores coeficientes de carbonatação. Esse fato é explicado pela influência da reserva alcalina dos poros do concreto. Mesmo o aumento do resíduo diminuindo a absorção do concreto, esse não foi suficiente para sobrepor a influência química que a retirada do cimento provocou na solução dos poros. A substituição de parte do cimento por RTM, na finura que foi utilizada neste trabalho, não trouxe benefício em relação à carbonatação do concreto.

No caso do ataque por cloretos, o tempo de despassivação da armadura foi maior para os concretos com menor relação  $a/agl$ , esse resultado já era esperado porque esses concretos tem menor absorção, então o transporte de cloretos no seu interior é mais lento. Dos traços estudados a menor relação  $a/agl$  foi 0,45, nos concretos C3 (1:3,18) e os CAA (1:3). Entre os dois o CAA apresentou melhor desempenho, certamente devido ao empacotamento dos grãos utilizado na sua produção.

Os concretos com RTM apresentaram diminuição na absorção, à medida que o teor de substituição aumentou. Esse fato deve-se, provavelmente, a dois motivos. Embora o RTM não tenha uma finura muito maior do que o cimento, existe um refinamento dos poros pela ação pozzolânica e efeito "filler" (levando-se em consideração que o cimento tem área específica Blaine de 402 m<sup>2</sup>/kg e o Blaine do RTM utilizado é 520m<sup>2</sup>/kg).

O tempo de despassivação também foi maior para concretos que tinham maior teor de RTM. Esse fato deve-se a um refinamento dos poros e aumento da tortuosidade resultantes da ação pozolânica e efeito “filler”, com reflexos na velocidade de transporte dos íons cloreto. Outro fato importante é a fixação de parte dos cloretos com a incorporação do RTM. Esse comportamento também aumenta o tempo para que os cloretos possam ser transportados e chegar até as armaduras.

As maiores concentrações superficiais de cloretos, que na realidade são as maiores concentrações dentro do corpo de prova, foram encontradas nos concretos com maiores teores de RTM nos CCV. Para este parâmetro o efeito da relação  $a/agl$  foi insignificante. Esse resultado mostrou coerência com o tempo de despassivação das armaduras. Os traços que permaneceram mais tempo em ensaio, tiveram maiores concentrações de cloreto. Porém, nos CAA houve um comportamento diferente. O CAA com o maior teor de RTM, 40%, apresentou concentração superficial muito próxima ao valor do concreto de referência. A explicação para esse comportamento é que o tempo de despassivação para esse traço foi tão alto em relação ao concreto de referência, 342%, que os cloretos se distribuíram dentro do corpo de prova, resultando em um perfil com as concentrações menos díspares no interior do CP.

O RTM diminui o teor crítico de cloretos do concreto, esse fato deve-se a diminuição da reserva alcalina na solução dos poros do concreto. Porém, esse ponto negativo é compensado pelo aumento no tempo de despassivação das armaduras. Os traços aqui estudados mostraram-se com maiores períodos de iniciação da corrosão, quanto à corrosão da armadura provocada pelos cloretos, quando tiveram maiores teores do RTM.

O emprego do RTM confere melhor desempenho aos concretos em ambientes com a prevalência da presença de cloretos em comparação aos ambientes com maior efeito da carbonatação.



## 5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

→ Estudar o emprego do RTM em novos traços de concreto autoadensável como material fino;

→ Analisar de forma mais detalhada qual o limite de emprego do RTM para não comprometer o desempenho contra a carbonatação;

→ Avaliar a utilização do RTM no concreto como adição ao aglomerante em concretos convencionais, para que não se diminua a reserva alcalina dos poros do concreto;

→ Realizar pesquisa utilizando o RTM com superfície específica em torno de  $800 \text{ m}^2/\text{kg}$  para atender as novas recomendações da ABNT NBR 12653:2014;

→ Analisar as reações álcalis-agregado que podem ocorrer no concreto com adição do RTM devido à quantidade de sódio e potássio presentes na sua composição.

→ Utilizando-se de planejamento experimental, estabelecer um modelo matemático tendo como variável de resposta o tempo de despassivação em função das variáveis: teor de RTM e relação a/agl.

## REFERÊNCIAS

ALONSO, C.; CASTELLOTE, M.; ANDRADE, C. Chloride threshold dependence of pitting potential of reinforcements. **Electrochimica Acta**, v. 47, n. 21, p. 3469-3481, Aug. 2002.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C 114: Standard test methods for chemical analysis of hydraulic cement. Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 1992.

\_\_\_\_\_. **ASTM C-876**: Standard test for half-cell potentials of uncoated reinforcing steel in concrete. Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 1999.

ANDRADE, C. **Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras**. São Paulo: PINI, 1992.

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

ANDRADE, C.; ALONSO, C. Test methods for on-site corrosion rate measurement of steel reinforcement in concrete by means of the polarization resistance method. **Materials and Structures/Matériaux et Constructions**, v. 37, n. 9, p. 623-643, Nov. 2004.

\_\_\_\_\_. Modelling of skin effects on diffusion process in concrete. In: Nilsson, L. O.; Ollivier, J. P. (Eds). INTERNATIONAL RILEM WORKSHOP - CHLORIDE PENETRATION INTO CONCRETE, 1995, Paris. **Proceedings...**, Paris: RILEM, 1997. p. 182-194.

ANDRADE, C. et al. Test for gas permeability of concrete. **Materials and Structures/Matériaux et Constructions**, v. 32, n. 3, p. 174-179, Apr. 1999.

ANDRADE, C.; GONZÁLEZ, J. A. Técnicas electroquímicas cuali y cuantitativas para medir los efectos de las adiciones sobre la corrosión de las armaduras. **Materiales de Construcción**, v. 31, n. 182, p. 69-78, 1981.

ANDRADE, C.; SARRÍA, J.; ALONSO, C. Relative humidity in the interior of concrete exposed to natural and artificial weathering. **Cement and Concrete Research**, v. 29, n. 8, p. 1249-1259, Aug. 1999.

ANDRADE, M. C.; PAGE, C. L. Pore solution chemistry and corrosion in hydrated cement systems containing chloride salts: a study of cation specific effects. **British Corrosion Journal**, v. 21, n. 1, p. 49-53, 1986.

ANGST, U. et al. Critical chloride content in reinforced concrete - A review. **Cement and Concrete Research**, v. 39, n. 12, p. 1122-1138, Dec. 2009.

ANGST, U.; VENNESLAND, O. Critical chloride content in reinforced concrete – State of the art. In: ALEXANDER et al. (Ed.). **Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting II**. London: CRC Press, 2009. cap. 41, p. 311-317.

ANN, K. Y.; SONG, H. Chloride threshold level for corrosion of steel in concrete. **Corrosion Science**, v. 49, n. 11, p. 4113–4133, Nov. 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CERÂMICA (ABCERAM). Disponível em <<http://www.abceram.org.br/site>>. Acesso em: 15 jan. 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5733**: Cimento Portland de alta resistência inicial. Rio de Janeiro, 1991.

\_\_\_\_\_. **NBR 5738**: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro, 1992.

\_\_\_\_\_. **NBR 5739**: Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.

\_\_\_\_\_. **NBR 5752**: Materiais pozolânicos — Determinação da atividade pozolânica — Índice de atividade pozolânica com cimento — Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1992.

\_\_\_\_\_. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.

\_\_\_\_\_. **NBR 7215**: Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão. Rio de Janeiro, 1997.

\_\_\_\_\_. **NBR 9778**: Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica. Rio de Janeiro, 2005.

\_\_\_\_\_. **NBR 12653**: Materiais pozolânicos – Requisitos. Rio de Janeiro, 1992.

\_\_\_\_\_. **NBR 15823-1**: Concreto autoadensável – Classificação, controle e aceitação no estado fresco. Rio de Janeiro, 2010.

\_\_\_\_\_. **NBR 15823-2**: Concreto autoadensável – Determinação do espalhamento e do tempo de escoamento – Método do cone de Abrams. Rio de Janeiro, 2010.

\_\_\_\_\_. **NBR 15823-3**: Concreto autoadensável – Determinação da habilidade passante - Método do anel J. Rio de Janeiro, 2010.

\_\_\_\_\_. **NBR NM 52**: Agregado miúdo – Determinação da massa específica, massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2009.

\_\_\_\_\_. **NBR NM 53**: Agregado graúdo – Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2009.

\_\_\_\_\_. **NBR NM 67**: Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 1998.

\_\_\_\_\_. **NBR NM 76:** Cimento Portland - Determinação da finura pelo método de permeabilidade ao ar (Método de Blaine). Rio de Janeiro, 1998.

\_\_\_\_\_. **NBR NM 248:** Agregados – Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO NACIONAL DA INDÚSTRIA CERÂMICA (ANICER). Disponível em <<http://www.anier.com.br/site>>. Acesso em: 15 jan. 2014.

BAKKER, R. F. M. Initiation period. In: SCHIESSL, P. (Ed.). **Corrosion of steel in concrete**. New York: RILEM/Chapman and Hall, 1988. p. 22-55.

CALMON, J. L. Resíduos industriais e agrícolas para a construção civil. In: ISAIA, G. C. (Ed.). **Materiais de construção civil e princípios de ciência e engenharia de materiais**. São Paulo: IBRACON, 2007. cap. 48, p. 1591-1627.

CASCUDO, O. **O controle da corrosão de armaduras em concreto:** inspeção e técnicas eletroquímicas. São Paulo: Pini; Goiânia, GO: Editora UFG, 1997.

CASCUDO, O.; CARASEK, H. Ações da carbonatação no concreto. In: ISAIA, G. C. (Ed.). **Concreto: ciência e tecnologia**. São Paulo: IBRACON, 2011. cap. 24, p. 849-885.

CASTELLOTE, M. et al. Chemical changes and phase analysis of OPC pastes carbonated at different CO<sub>2</sub> concentrations. **Materials and Structures**, v. 42, n. 4, p. 515-525, May 2009.

CASTRO, P.; DE RINCON, O. T.; PAZINI, E. J. Interpretation of chloride profiles from concrete exposed to tropical marine environments. **Cement and Concrete Research**, v. 31, n. 4, p. 529-537, Apr. 2001.

CIGNA, R.; ANDRADE, C.; NÜRNBERGER, U.; POLDER, R.; WEYDERT, E.; SEITZ, E. **Corrosion and protection of metals in contact with concrete**. COST Action 509 – Final Report. European Community: Luxembourg, 1997.

CORDEIRO, G. C.; DÉsir, J. M. Potencial de argila caulínica de Campos de Goytacazes, RJ, na produção de pozolana para concreto de alta resistência. **Cerâmica**, v. 56, n. 337, p. 71-76, mar. 2010.

CORDEIRO, G. C. et al. Caracterização de resíduo de tijolo cerâmico moído para uso como aditivo mineral em concretos e argamassas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 44., 2002, Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte: IBRACON, 2002.

DAL MOLIN, D. C. C. Adições minerais. In: ISAIA, G. C. (Ed.). **Concreto: ciência e tecnologia**. São Paulo: IBRACON, 2011. cap. 8, p. 261-309.

DIAS, W. P. S. Reduction of concrete sorptivity with age through carbonation. **Cement and Concrete Research**, v. 30, n. 8, p. 1255-1261, Aug. 2000.

DINIZ, F. E. G. **Utilização de resíduo cerâmico moído e adições industriais em compósitos cimentícios autoadensáveis**. 2005. 207f. Tese (Doutorado em Engenharia Mecânica) - Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2005.

FARIAS FILHO, J.; ROLIM, J. S.; TOLEDO FILHO, R. D. Potencialidades da metacaolinita e do tijolo queimado moído como substitutos parciais do cimento Portland. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**, v. 4, n. 3, p. 437-444, set. 2000.

FEDUMENTI, M. B. **Avaliação da influência da cinza de casca de arroz na penetração de íons cloreto em concretos com agregado reciclado de concreto**. 2013. 128f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade do Vale do Rio dos Sinos (UNISINOS), São Leopoldo – RS, 2013.

FIGUEIREDO, E. J. P. Ação dos cloretos no concreto. ISAIA, G. C. (Ed.). **Concreto: ciência e tecnologia**. São Paulo: IBRACON, 2011. cap. 25, p. 887-902.

FIGUEIREDO, E. J. P.; MEIRA, G. R. Corrosão das armaduras das estruturas de concreto. ISAIA, G. C. (Ed.). **Concreto: Ciência e Tecnologia**. São Paulo: IBRACON, 2011. cap. 26, p. 903-931.

FRIAS, M.; CABRERA, J. Pore size distribution and degree of hydration of metakaolin cement paste. **Cement and Concrete Research**, v. 30, n. 4, p. 561–569, Apr. 2000.

GLASS, G. K.; BUENFELD, N. R. Chloride threshold levels for corrosion induced deterioration of steel in concrete. In: INTERNATIONAL RILEM WORKSHOP - CHLORIDE PENETRATION INTO CONCRETE, 1995, St. Rémy lès Chevreuse, France. **Proceedings ...** Cachan, France: RILEM, 1995. p. 429-440.

GOMES, P. C. C. **Optimization and characterization of high-strength self-compacting concrete**. 2002. 139f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Universitat Politècnica da Catalunya, Barcelona, Espanha, 2002.

GOMES, P. C. C; BARROS, A. R. **Métodos de dosagem de concreto autoadensável**. São Paulo: Editora Pine Ltda, 2009.

GONÇALVES, J. P. **Desenvolvimento e caracterização de concretos de baixo impacto ambiental contendo argila calcinada e areia artificial**. 2005. 273f. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.

GONZÁLEZ, J. A. et al. Some questions on the corrosion of steel in concrete – Part I : when, how and how much steel corrodes. **Materials and Structures**, v. 29, n. 1, p. 40-46, Jan. 1996.

GOUDA, V. K. Corrosion and corrosion inhibition of reinforcing steel. **British Corrosion Journal**, v. 5, n. 5, p. 198–203, Sept. 1970.

HANSSON, C. M. Comments on electrochemical measurements of the rate of corrosion of steel in concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 14, n. 4, p. 453-612, Jul. 1984.

HELENE, P. R. L. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. 1993. 231f. Tese de Livre Docência - Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.

HOUST, Y. F.; WITTMANN, F. H. Depth profiles of carbonates formed during natural carbonation. **Cement and Concrete Research**, v. 32, n. 12, p. 1923–1930, Dec. 2002.

IBGE. **Seção C, Divisão 23, Grupo 234, Classe 2342-7**, Fabricação de produtos cerâmicos não-refratários para uso estrutural na construção. Rio de Janeiro, 2008. Disponível em <<http://www.ibge.org.br/site>>. Acesso em: 15 jan. 2014.

ISAIA, G. C. A ciência e a engenharia de materiais de construção civil. In: \_\_\_\_\_. **Materiais de construção civil e princípios de ciência e engenharia de materiais**. São Paulo: IBRACON, 2007. cap. 1, p. 1-36.

KRÖPP, J.; ALEXANDER, M. Transport mechanisms and reference tests. In: TORRENT, R.; LUCO, L. F. (Ed.). **Non-destructive evaluation of the penetrability and thickness of the concrete cover - state-of-the-art report of RILEM Technical Committee 189-NEC**. Bagneux, France: RILEM Publications SARL, 2007. cap. 2, p. 13-34.

KRÖPP, J. et al. Transport Mechanisms and Definitions. In: KRÖPP, J.; HILSDORF, H. K. (Eds.). **Performance Criteria for Concrete Durability**. London: E & FN Spon, 1995. cap. 12, p. 4-14.

KULAKOWSKI, M. P. **Contribuição ao estudo da carbonatação de concretos e argamassas compostos com adição de sílica ativa**. 2002. 180f. Tese (Doutorado em Engenharia Metalúrgica, Minas e Materiais) - Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.

MALHEIRO, R. L. M. C. **Influência do revestimento de argamassa no transporte de cloretos em estruturas de concreto armado inseridas no meio urbano**. 2008. 144f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana) - Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2008.

MALHOTRA, S. K.; DAVE, N. G. Investigations into the effect of addition of flyash and burnt clay pozzolana on certain engineering properties of cement composites. **Cement and Concrete Composites**, v. 21, n. 4, p. 285–291, Aug. 1999.

MEIRA, G. R. **Agressividade por cloretos em zona de atmosfera marinha frente ao problema da corrosão em estruturas de concreto armado**. 2004. 369f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2004.

MEIRA, G. R. et al. Chloride penetration into concrete structures in the marine atmosphere zone – Relationship between deposition of chlorides on the wet candle and chlorides accumulated into concrete. **Cement and Concrete Composites**, v. 29, n. 9, p. 667–676, Oct. 2007.

MEIRA, G.R. et al. Durability of concrete structures in marine atmosphere zones – The use of chloride deposition rate on the wet candle as an environmental indicator. **Cement and Concrete Composites**, v.32, n. 9, p 427-437, Jul. 2010.

METHA, P. K. Concrete technology for sustainable development. **Concrete International**, v. 21, n. 11, p. 47–53, Nov. 1999.

METHA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concrete - microstructure, properties and materials**. New York: McGraw-Hill, 2008a.

\_\_\_\_\_. **Concreto. Microestrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: IBRACON, 2008b.

MISSAU, F. **Penetração de cloretos em concretos contendo diferentes teores de cinza de casca de arroz**. 2004. 129f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria – RS, 2004.

MOHAMMED, T. U.; HAMADA, H. Relationship between free chloride and total chloride contents in concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 33, n. 9, p. 1487-1490, Feb. 2003.

MORAES, R. C.; ISAIA, G. C.; GASTALDINI, A. L. G. Efeitos das cinzas volantes, cinza de casca de arroz e “filler” calcário sobre a resistência mecânica do concreto. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 42., 2000, Fortaleza. **Anais...** Fortaleza: IBRACON, 2000.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. São Paulo: PINI, 1997.

NGALA, V. T.; PAGE, C. L. Effects of carbonation on pore structure and diffusion al properties of hydrated cement pastes. **Cement and Concrete Research**, v. 27, n. 7, p. 995–1007, July 1997.

NIELSEN, E. P.; GEIKER, M. R. Chloride diffusion in partially saturated cementitious material. **Cement and Concrete Research**, v. 33, n. 1, p. 133-138, Jan. 2003.

O'FARREL, M.; SABIR, B. B.; WILD, S., Strength and chemical resistance of mortars containing brick manufacturing clays subjected to different treatments. **Cement Concrete Composite**, v. 28, n. 9, p. 790–799, Oct. 2006.

O'FARREL, M.; WILD, S.; SABIR, B. B. Pore size distribution and compressive strength of waste clay brick mortar. **Cement and Concrete Composites**, v. 23, n. 1, p. 81–91, Feb. 2001.

OH, B. H.; JANG, S. Y. Effects of material and environmental parameters on chloride penetration profiles in concrete structures. **Cement and Concrete Research**, v. 37, n. 1, p. 47–53, Jan. 2007.

PACHECO-TORGAL, F.; JALALI, S. Reusing ceramic wastes in concrete. **Construction and Building Materials**, v. 24, n. 5, p. 832–838, May 2010.

PACHECO-TORGAL, F.; JALALI, S. Compressive strength and durability properties of ceramic wastes based concrete. **Materials and Structures**, v. 44, n. 1, p.155-167, Jan. 2011.

PAGE, C. L.; SHORT, N. R.; EL TARRAS, A. Diffusion of chloride ions in hardened cement pastes. **Cement and Concrete Research**, v. 11, n. 3, p. 395–406, May 1981.

PAPADAKIS, V. G. Hydration and carbonation of pozzolanic cements. **ACI Materials Journal**, n. 89, p. 119-130, Mar./Apr. 1992.

\_\_\_\_\_. Effect of supplementary cementing materials on concrete resistance. **Cement and Concrete Research**, v. 30, n. 2, p. 291–299, Feb. 2000.

PARANDE, A. K. et al. Metakaolin: a versatile material to enhance the durability of concrete – an overview. **Structural Concrete**, v. 10, n.3, 125-138, 2009.

PAULETTI, C. **Estimativa da carbonatação natural de materiais cimentícios a partir de ensaios acelerados e de modelos de previsão**. 2009. 285f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

PAULETTI, C.; POSSAN, E.; DAL MOLIN, D. C. C. Carbonatação acelerada: estado da arte das pesquisas no Brasil. **Ambiente Construído**, v. 7, n. 4, p. 7-20, out./dez. 2007.

PEREIRA, V. G. A. **Avaliação do coeficiente de difusão de cloretos em concretos: influência do tipo de cimento, da relação a/c, da temperatura e do tempo de cura**. 2001. 138f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001.

PEREIRA-DE-OLIVEIRA, L. A.; CASTRO-GOMES, J. P.; SANTOS, P. M. S. The potencial pozzolanic activity of glass and red-clay ceramic waste as cement mortars components. **Construction and building Materials**, v. 31, p. 197-203, Jun. 2012.

PETER, M. A. et al. Competition of several carbonation reactions in concrete: a parametric study. **Cement and concrete research**, v. 38, n. 12, p. 1385-1393, Dec. 2008.

PILAR, R. **Avaliação da atividade pozolânica da cinza pesada moída em pastas de cimento Portland**. 2012. 125f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis – SC, 2012.

POSSAN, E. **Contribuição ao estudo da carbonatação do concreto com adição de sílica ativa em ambiente natural e acelerado**. 2004. 153f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

POURBAIX, M. **Lecciones de corrosión electroquímica**. 3. ed. Bruselas: CEBELCOR, 1987. 644p.

RABEHI, B.; BOUMCHEDDA K.; GHERNOUTI, Y. Study of calcined halloysite clay as pozzolanic material and its potential use in mortars. **International journal of the Physical Sciences**, v. 7, n. 31, p. 5179-5192, Aug. 2012.

RILEM Recommendations. CPC-18 Measurement of hardened concrete carbonation depth. **Materials and Structures**, v. 21, n. 6, p. 453-455, Nov. 1988.



\_\_\_\_\_. TC 116 PCD: Permeability of concrete as a criterion of its durability: tests for gas permeability of concrete. **Materials and Structures**, v. 32, p. 174-179, Apr. 1999.

\_\_\_\_\_. TC 178 TMC: Analysis of total chloride content in concrete. **Materials and Structures**, v. 35, n. 9, p. 583-585, Nov. 2002a.

\_\_\_\_\_. TC 178 TMC: Analysis of water soluble chloride content in concrete. **Materials and Structures**, v. 35, n. 9, p. 586-588, Nov. 2002b.

RUSSELL, D. et al. Effect of relative humidity and air permeability on prediction of rate of carbonation of concrete. **Structures & Buildings**, v. 146, n. 3, p. 319-326, Aug. 2001.

SABIR, B. B.; WILD, S.; BAI, J. Metakaolin and calcined clays as pozzolans for concrete: a review. **Cement and Concrete Composites**, v. 23, n. 6, p. 441-454, Dec. 2001.

SAILLIO, M. et al. Interactions between chloride ingress and carbonation in cementitious materials. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON THE CHEMISTRY OF CEMENT: CEMENTING A SUSTAINABLE FUTURE, 13th, 2011, Madrid. **Proceedings...** Madrid, 2011.

SANDBERG, P.; TANG, L.; ANDERSEN, A. Recurrent studies of chloride ingress in uncracked marine concrete at various exposure times and elevations. **Cement and Concrete Research**, v. 28, n. 10, p. 1489-1503, Oct. 1998.

SANJUÁN, M. A.; OLMO, C. Carbonation resistance of one industrial mortar used as a concrete coating. **Building and Environment**, v. 36, n. 8, p. 949-953, Oct. 2001.

SARICIMEN, H. et al. Effect of field and laboratory curing on the durability of characteristics of plain and pozzolan concretes. **Cement and Concrete Composites**, v. 14, n. 3, p. 169-177, 1992.

SILVA, F. G. **Estudo de concretos de alto desempenho frente à ação de cloretos**. 2006. 220f. Tese (Doutorado em Ciência e Engenharia dos Materiais) - Universidade de São Paulo, São Carlos - SP, 2006.

STOKES, R. H.; ROBINSON, R. A. Standard Solutions for Humidity Control at 25° C. **Industrial & Engineering Chemistry**, v. 41, n. 9, p. 2013, Sept. 1949.

TANG, L.; ANDERSEN, A. Chloride ingress data from five years field exposure in a Swedish marine environment. In: INTERNATIONAL RILEM WORKSHOP ON TESTING AND MODELLING CHLORIDE INGRESS INTO CONCRETE, 2nd, 2000, Paris. **Proceedings...** Paris: RILEM, 2000.

TAYLOR, H. F. W. **Cement chemistry**. 2. ed. London: Thomas Telford Publishing, 1997.

TIRONE, A. et al. Kaolinitic calcined clays: factors affecting its performance as pozzolans. **Construction and Building Materials**, v. 28, p. 276-281, Mar. 2012.

TOLEDO FILHO, R. D. et al. Potential for use of crushed waste calcined-clay brick as a supplementary cementitious material in Brazil. **Cement and Concrete Research**, v. 37, n. 9, p. 1357–1365, Sept. 2007.

TORALLES-CARBONARI, B. M. et al. A synthetic approach for experimental optimization of high strength concrete, In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON UTILIZATION OF HIGH STRENGTH/HIGH PERFORMANCE CONCRETE, 4th, 1996, Paris. **Proceedings...** Paris, 1996. p. 161-167.

TYDLITÁT, V. et al. Hydration heat development in blended cements containing fine-ground ceramics. **Thermochemica Acta**, v. 543, p. 125-129, Sept. 2012.

VALCUENDE, M.; PARRA, C. Natural carbonation of self-compacting concretes. **Construction and Building Materials**, v. 24, n. 5, p. 848–853, May 2010.

VEJMELKOVÁ, E. et al. Application of burnt clay shale as pozzolan addition to lime mortar. **Cement and Concrete Composites**, v. 34, n. 3, p. 486-492, Apr. 2012a.

VEJMELKOVÁ, E. et al. Properties of lime composites containing a new type of pozzolana for the improvement of strength and durability. **Composites Part B: Engineering**, v. 43, n. 8, p. 3534-3540, Dec. 2012b.

VEJMELKOVÁ, E. et al. Properties of high performance concrete containing fine-ground ceramics as supplementary cementitious material. **Cement and Concrete Composites**, v. 34, n. 1, p. 55-61, Jan. 2012c.

VIEIRA, A. A. P. **Estudo do aproveitamento de resíduos de cerâmica vermelha como substituição pozolânica em argamassas e concretos**. 2005. 127f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana) - Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2005.

VIEIRA, G. L. Estudo do processo de corrosão sob a ação dos íons cloreto em concretos obtidos a partir de agregados reciclados de resíduos da construção e demolição. 2003. 150f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

VILLAIN, G.; THIERY, M.; PLATRET, G. Measurement methods of carbonation profiles in concrete: Thermogravimetry, chemical analysis and gammadensimetry. **Cement and Concrete Research**, v. 37, n. 8, p. 1182–1192, Aug. 2007.

WILD, S.; KHATIB, J. M.; O'FARREL, M. Sulphate resistance of mortar, containing ground brick clay calcined at different temperatures. **Cement and Concrete Research**, v. 27, n. 5, p. 697–709, May 1997.

XIANMING, S. et al. Durability of steel reinforced concrete in chloride environments: An overview. **Construction and Building Materials**, v. 30, p. 125–138, May 2012.

YONGSHENG, J. I. et al. Comparison of concrete carbonation process under natural condition and high CO<sub>2</sub> concentration environments. **Journal of Wuhan University of Technology-Mater. Sci. Ed.**, v. 25, n. 3, p. 515–522, June 2010.

YU, H.; CHIANG, K. K.; YANG, L. Threshold chloride level and characteristics of reinforcement corrosion initiation in simulated concrete pore solutions. **Construction and Building Materials**, v. 26, n. 1, p. 723–729, Jan. 2012.

ZAMPIERI, V. A. **Mineralogia e mecanismos de ativação e reação das pozolanas de argilas calcinadas**. 1989. 191f. Dissertação (Mestrado em Mineralogia e Petrografia) - Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1989.

## APÊNDICES

APÊNDICE A – Etapas para desenvolvimento do concreto autoadensável.

## 1 - DEFINIÇÃO DO ESQUELETO GRANULAR

Fez-se o empacotamento dos agregados graúdo e miúdo com o objetivo de utilizar-se a proporção entre eles que resultasse no menor teor de vazios, isso implica em menor necessidade de pasta.

Utilizou-se um recipiente de 5,16 litros para o empacotamento. Para a homogeneização da mistura dos agregados, contou-se também com o auxílio de um recipiente maior. O empacotamento seguiu os seguintes passos:

- Inicialmente, o recipiente foi cheio, compactado e pesado com 100% de brita;
- Em seguida, acrescentou-se brita e areia para que a mistura ficasse com 90% de brita e 10% de areia, pesou-se a mistura;
- Seguiram-se as misturas e pesagens variando-se em 10% a massa de cada material até que houvesse 100% de areia;
- Todas as proporções foram homogeneizadas, compactadas e pesadas;
- Com os dados das massas das misturas e volume do recipiente calculou-se a massa unitária da mistura;
- Conhecendo-se as massas específicas da brita e da areia, calculou-se a massa específica da mistura;
- Com a massa unitária e a massa específica das misturas, calculou-se o índice de vazios de cada mistura.

A Figura A1 ilustra o ensaio. Para este trabalho a composição escolhida foi de 50/50, embora, como pode ser observado na Tabela A1, o índice de vazios seja menor para a composição com 40% de brita e 60% de areia, essa diferença não supera 5%, valor estipulado pela metodologia de Tutikian e Dal Molin (2008) para que haja liberdade de escolha entre a composição em que o maior percentual seja do agregado de maior granulometria. Um concreto com 60% de areia aumentaria muito a relação a/c que já era elevada.

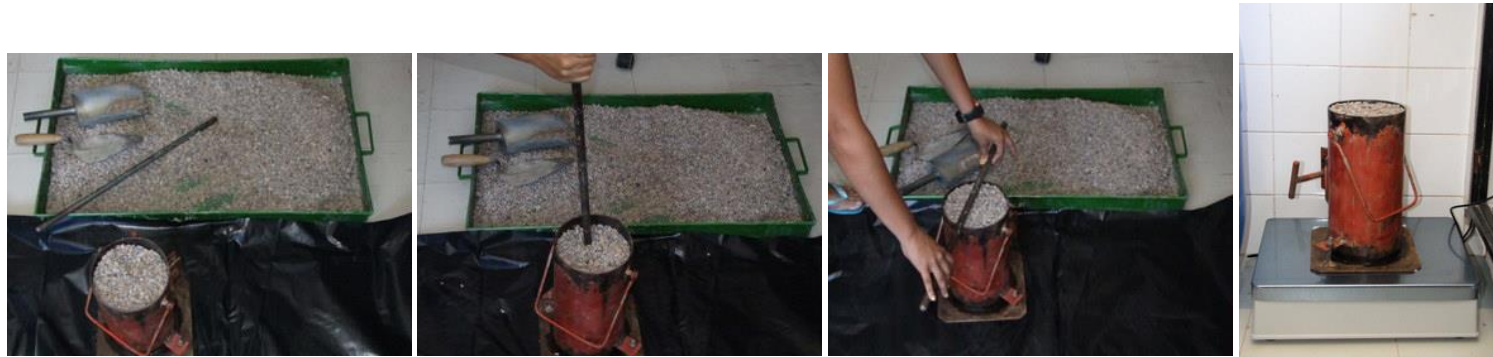


Figura A1– Empacotamento dos agregados (Acervo pessoal)

Tabela A1 - Empacotamento do agregado graúdo e agregado miúdo

Composição (%)	Massa de Brita (kg)	Massa de Areia (kg)	Acréscimo de Areia (kg)	Massa total (kg)	Volume do recipiente (m <sup>3</sup> )	Massa unitária compactada (kg/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{\text{Brita}}$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{\text{Areia}}$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{\text{Mistura}}$ (kg/m <sup>3</sup> )	Índice de vazios (%)
100 / 0	6,94	-	-	6,94	0.0052	1.335	2.690	2.620	2.690	50,37
90 / 10	6,94	0,770	+ 0,770	7,52	0.0052	1.446	2.690	2.620	2.683	46,11
80 / 20	6,94	1,735	+ 0,965	8,30	0.0052	1.596	2.690	2.620	2.676	40,36
70 / 30	6,94	2,974	+ 1,239	9,12	0.0052	1.754	2.690	2.620	2.669	34,28
60 / 40	6,94	4,627	+ 1,653	9,60	0.0052	1.846	2.690	2.620	2.662	30,65
50 / 50	6,94	6,940	+ 2,313	9,64	0.0052	1.854	2.690	2.620	2.655	30,17
40 / 60	6,94	10,410	+ 3,470	9,88	0.0052	1.900	2.690	2.620	2.648	28,25
30 / 70	6,94	16,193	+5,783	9,82	0.0052	1.888	2.690	2.620	2.641	28,51
20 / 80	2,25	9,00	+1,25	9,48	0.0052	1.823	2.690	2.620	2.634	30,79
10 / 90	1,00	9,00	+1,00	9,60	0.0052	1.846	2.690	2.620	2.627	29,73
0 / 100	-	8,92	-	8,92	0.0052	1.715	2.690	2.620	2.620	34,54

## 2 - COMPATIBILIDADE DO SUPERPLASTIFICANTE

Foram testados dois superplastificantes para avaliar a sua compatibilidade com o cimento. Os resultados estão expostos nas Figuras A2 e A3. O segundo plastificante, o ADVA 585 do fabricante Grace, mostrou-se mais adequado para o cimento utilizado e foi escolhido para moldagem dos concretos autoadensáveis.

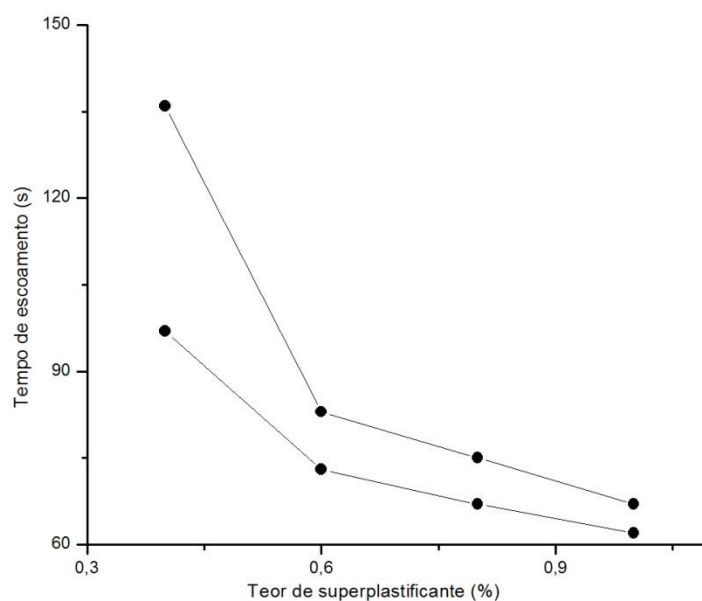


Figura A2 – Teste de compatibilidade do plastificante 1

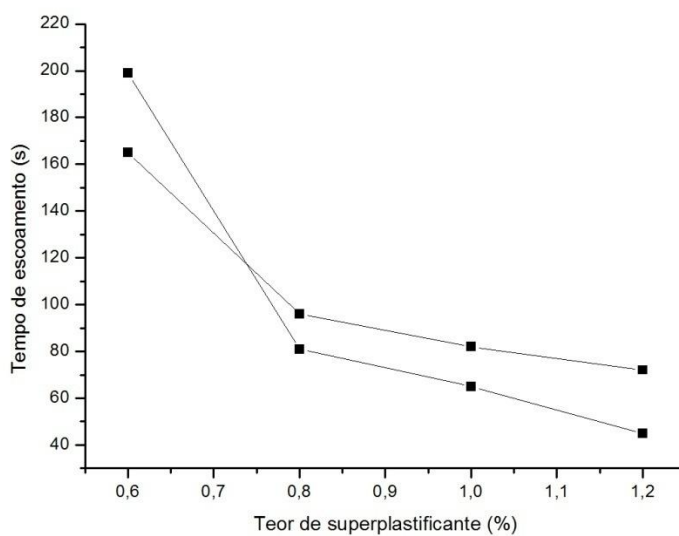


Figura A3 – Teste de compatibilidade do plastificante 2



### 3 - DOSAGEM DO SUPERPLASTIFICANTE

A dosagem de superplastificante foi feita utilizando-se o ensaio do cone de Marsh, seguindo recomendações da norma europeia EM 445 (2008). O procedimento consistiu em colocar um litro de pasta no cone de Marsh e medir o tempo (T) necessário para que 500 ml fluíssem através do cone. O tempo medido é inverso à fluidez da pasta. A concentração do superplastificante foi variada e produziu-se um gráfico com a curva  $\log T$  versus dosagem de superplastificante. No gráfico, a dosagem ótima de superplastificante é determinada como o ponto em que o %SSP corresponde a um ângulo interno de  $140^\circ \pm 10^\circ$  na curva  $\log T$  versus %SSP. Foram analisadas pastas com relação a/c de 0,4 e variou-se em 0%, 20% e 30% o RTM.

O superplastificante utilizado, Adva 585, é um aditivo de última geração. Sua densidade é  $1,10 \text{ g/cm}^3$  e a dosagem recomendada é de 0,3% a 0,6% quando combinado com polifuncional e 0,6% a 1,2% quando utilizado sozinho.

Foram analisadas pastas com relação a/c de 0,4 e variou-se em 0%, 20% e 30% o RTM. Para a pasta com 40% de RTM foi necessário aumentar a relação a/c para 0,5 e só foi possível utilizar a pasta com a concentração máxima de superplastificante, impossibilitando traçar uma curva. Os gráficos são exibidos da Figura A4 à Figura A6.

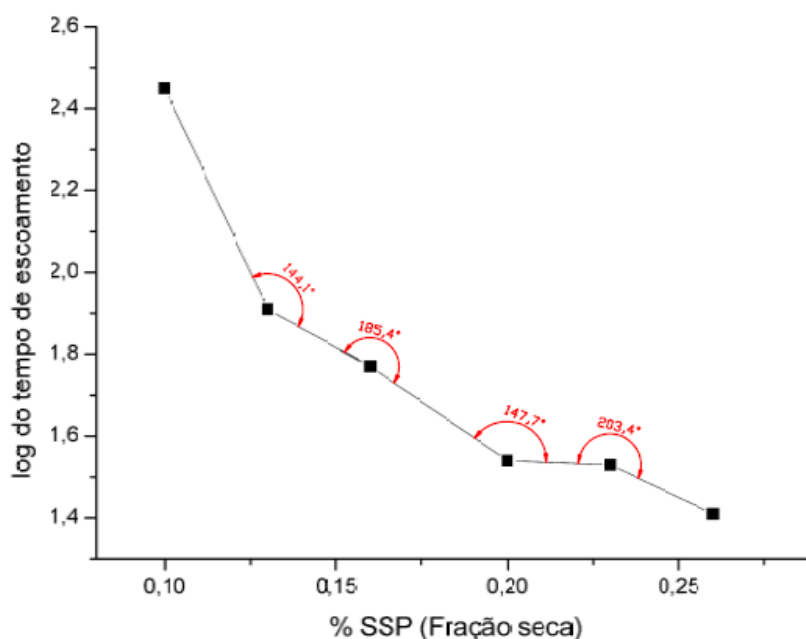


Figura A4 – Dosagem ótima de superplastificante na pasta de referência

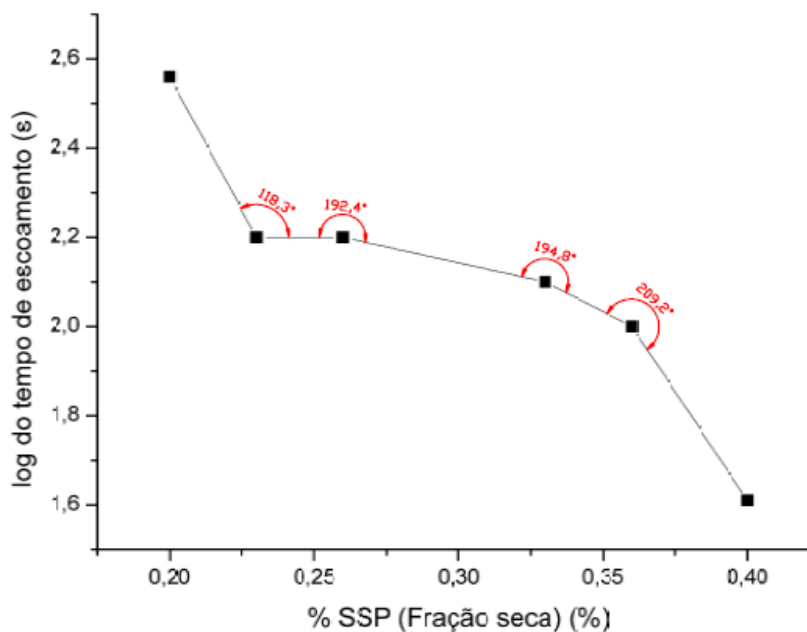


Figura A5 – Dosagem ótima de superplastificante na pasta com 20% de RTM

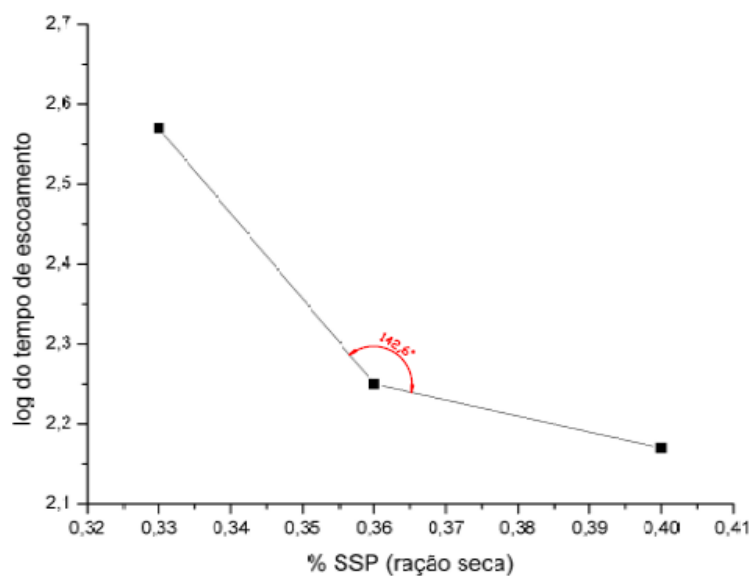


Figura A6 – Dosagem ótima de superplastificante na pasta com 30% de RTM

Embora o ensaio nos indique qual a quantidade de plastificante ótima para cada pasta estudada, é apenas uma previsão que necessita de ajustes no momento de preparação do CAA. Na Tabela A2 são mostrados todos os resultados do ensaio.

#### 4. ESTUDO DA PASTA

A pasta foi analisada pelo ensaio do mini-slump, como propõe a metodologia de Gomes e Barros (2009) para CAA. Neste ensaio, foram analisados os teores de substituição de RTM na pasta e o teor de saturação do superplastificante.

O ensaio do mini-slump consiste em medir o tempo que foi gasto para que a pasta atinja um diâmetro de 115 mm e o diâmetro final que a pasta consegue alcançar, como mostrado na Figura A7.

Para esses ensaios foram adotadas relações a/c de 0,4 e 0,5. As substituições por RTM foram de 20%, 30% e 40% e as concentrações de SSP avaliadas foram de 0,1 a 0,4% em relação ao cimento. Segundo Gomes e Barros (2009), a pasta com relação f/c adequada é aquela que atende aos seguintes requisitos: um diâmetro final de 180mm  $\pm$  10 mm e um tempo necessário para atingir um diâmetro de 115mm ( $T_{115}$ ) entre 2 e 3,5 segundos.

Para as substituições de 20% e 30% de RTM adotou-se relação a/c de 0,4, pois para relação maior que esta havia segregação. Apenas na pasta com 40% de RTM foi necessário adotar uma relação maior, 0,5, porque a pasta ficou muito seca e difícil de misturar. As pastas de referência atingiram os valores desejados de espalhamento final, com adição de superplastificante na ordem de 0,6% a 0,8%. As pastas com 20% de RTM necessitaram de 1% a 1,1%, e as pastas com 30% e 40% necessitaram de 1,2%, porém dentro do tempo estipulado por Gomes et al (2009) para o espalhamento de 115mm, apenas a pasta com 20% de RTM e 1,2% de superplastificante foi satisfatória. Os resultados estão expostos na Tabela A2.

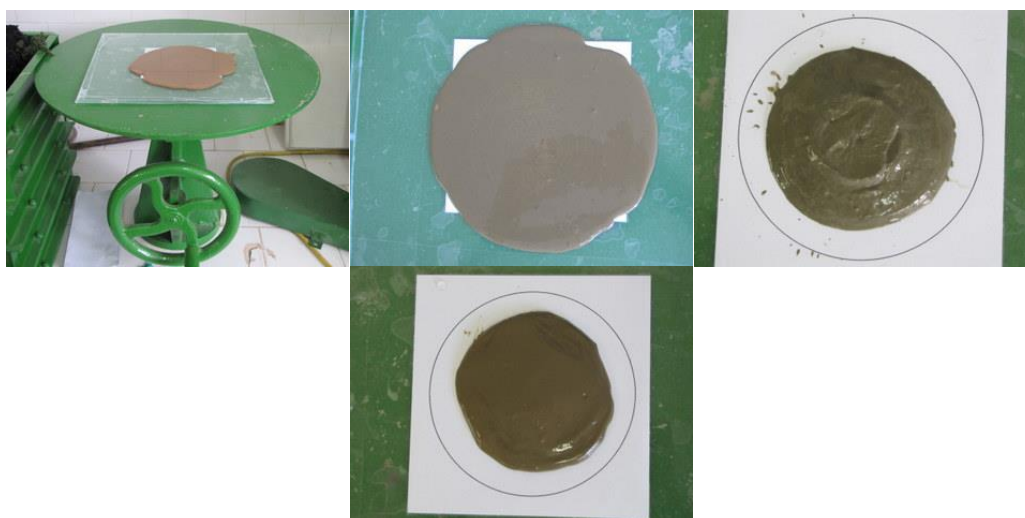


Figura A7 – Ensaio do mini-slump (Acervo pessoal)

Tabela A2- Estudo da pasta

Pastas	Fração seca (%SSP)	T. de escoamento (s)	Massa da pasta (g)	Vol. do recip. (ml)	Densidade da pasta (g/ml)	T115 (s)	Espalham. (cm)
<b>Pasta 1 - Ref.</b>							
0,3%	0,10%	284*	997,7	510	1,95	Não atingiu	9,5
0,4%	0,13%	81*	1.317,30	690	1,90	8	11,5
0,5%	0,16%	59*	1.470,10	770	1,90	4	12,5
0,6%	0,20%	35	1575	820	1,92	1	17,5
0,7%	0,23%	34	1374	715	1,92	1	18
0,8%	0,26%	26	1736,6	900	1,92	0,79	19
<b>Pasta 2 - 20%</b>							
0,6%	0,20%	360*	986,50	500	1,973	Não atingiu	9
0,7%	0,23%	155*	1.298,80	650	1,99	5,2	13,5
0,8%	0,26%	164	1629,5	820	1,98	2,13	16
1,0%	0,33%	124*	986,3	500	1,97	2,3	17,5
1,1%	0,36%	98	904,2	460	1,96	1,13	18
1,2%	0,40%	41	1.726,60	870	1,98	0,92	20,5
<b>Pasta 3 - 30%</b>							
1,0%	0,33%	368	1133,2	550	2,06	5	15,5
1,1%	0,36%	177	1423,9	700	2,03	4,66	16
1,2%	0,40%	150	1217,4	600	2,02	3,92	17
<b>Pasta 4 - 40%</b>							
1,2%**	0,40%	74	1646,8	820	2,01	1,47	19,5

## 5. ENSAIOS DE AUTOADENSABILIDADE

Durante os ensaios de autoadensabilidade é que ocorrem os ajustes finais no concreto, principalmente quanto à quantidade de plastificante e superplastificante necessária para que o concreto atinja as características desejadas para um CAA.

Segundo a norma ABNT NBR 15823-1 (2010), a aceitação do CAA no estado fresco deve ser baseada no mínimo na comprovação das seguintes propriedades:

- fluidez e viscosidade plástica aparente – avaliadas pelo ensaio de espalhamento e  $t_{500}$ , previstos na ABNT NBR 15823-2;
- habilidade passante – avaliada pelo ensaio utilizando o anel J, conforme a ABNT NBR 15823-3.

APÊNDICE B – Resultados de resistência à compressão dos traços estudados.

Tabela A3- Resultados de resistência à compressão dos traços 1: 1,34:1,84 –  
a/agl=0,45.

Ensaio	Tempo (dias)	C3 0	C3 10	C3 20	C3 30
Resistência Mecânica (MPa) NBR 5739 (ABNT 2009)	7	43,5	34,0	36,00	30,2
		41,7	32,7	35,00	28,5
	28	46,8	45,4	44,6	40,0
		45,9	44,2	44,2	37,4
	90	55,7	46,7	49,8	47,3
		50,6	45,6	47,4	47,1

Tabela A4 - Resultados de resistência à compressão dos traços 1: 1,86: 2,25 –  
a/agl=0,55.

Ensaio	Tempo (dias)	C4 0	C4 10	C4 20	C4 30
Resistência Mecânica (MPa) NBR 5739 (ABNT 2009)	7	33,8	27,5	26,3	19,9
		33,1	25,9	25,7	21,4
	28	38,5	37,7	34,3	32,1
		38,5	37,9	32,9	30,7
	90	43,5	38,1	38,0	37,1
		42,7	42,1	37,3	39,7

Tabela A5 - Resultados de resistência à compressão dos traços 1: 2,65: 2,87 –  
a/agl=0,65.

Ensaio	Tempo (dias)	C5 0	C5 10	C5 20	C5 30
Resistência Mecânica (MPa) NBR 5739 (ABNT 2009)	7	23,0	16,6	18,5	21,8
		22,0	16,6	17,4	21,7
	28	27,5	24,6	25,3	23,5
		27,0	22,6	23,0	23,2
	90	33,9	29,3	27,6	32,7
		33,9	28,2	25,8	32,2

Tabela A6 - Resultados de resistência à compressão dos traços 1:1,5;1,5 – a/agl=0,45.

Ensaio	Tempo (dias)	CAA 0	CAA 20	CAA 30	CAA 40
Resistência Mecânica (MPa) NBR 5739 (ABNT 2009)	7	33,9	38,8	32,1	32,2
		33,7	37,1	28,7	31,4
	28	45,5	46,5	45,6	47,6
		45,3	44,3	48,4	46,9
	90	46,5	50,2	51,7	48,8
		45,0	50,1	49,9	48,2

APÊNDICE C – Ajustes da primeira lei de Fick aos valores médios das profundidades das frentes de carbonatação.



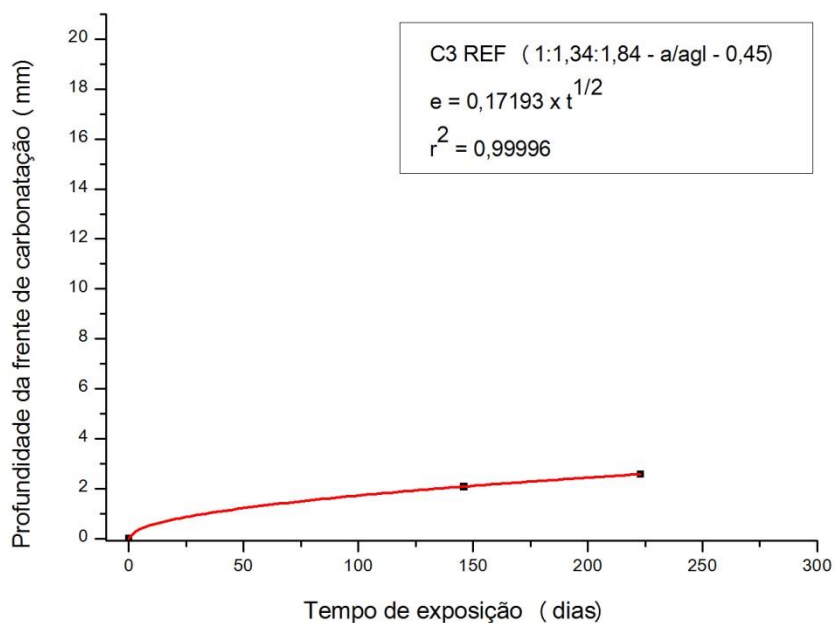


Figura A8 – Ajustes da primeira lei de Fick aos valores médios das profundidades das frentes de carbonatação do traço C3 REF

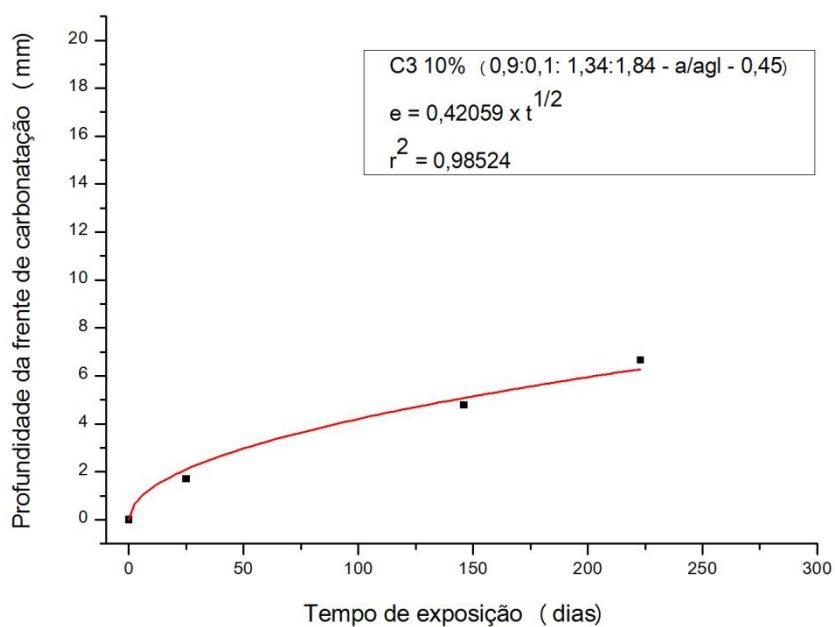


Figura A9 – Ajustes da primeira lei de Fick aos valores médios das profundidades das frentes de carbonatação do traço C3 10%

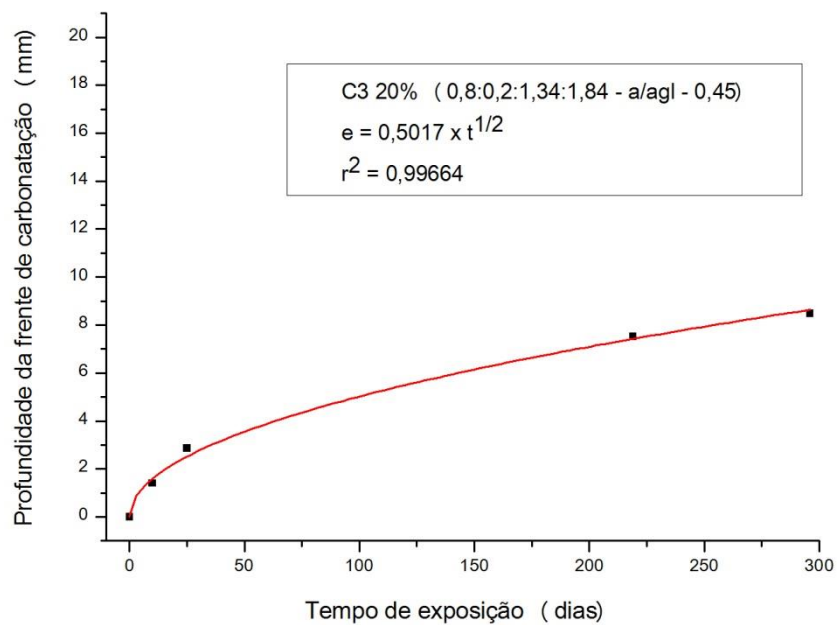


Figura A10 - Ajustes da primeira lei de Fick aos valores médios das profundidades das frentes de carbonatação do traço C3 20%

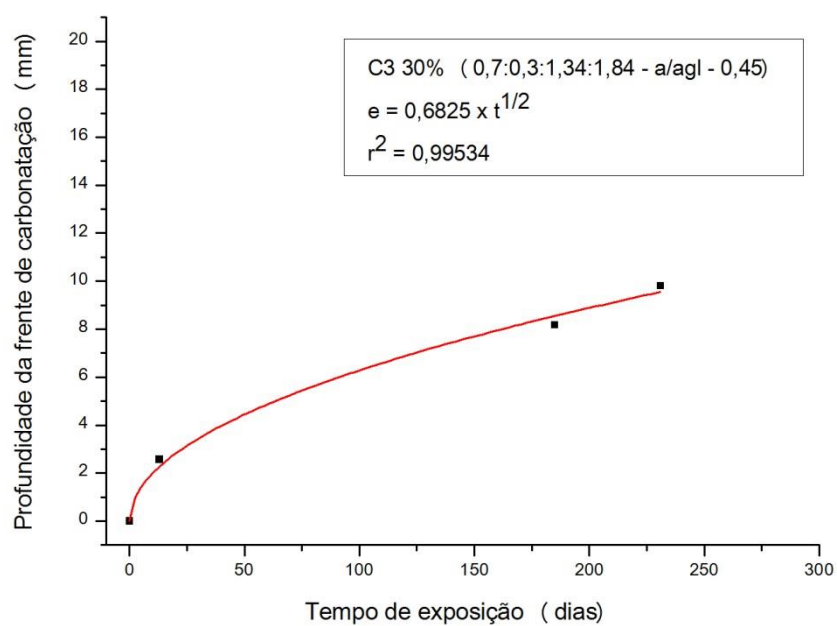


Figura A11 - Ajustes da primeira lei de Fick aos valores médios das profundidades das frentes de carbonatação do traço C3 30%

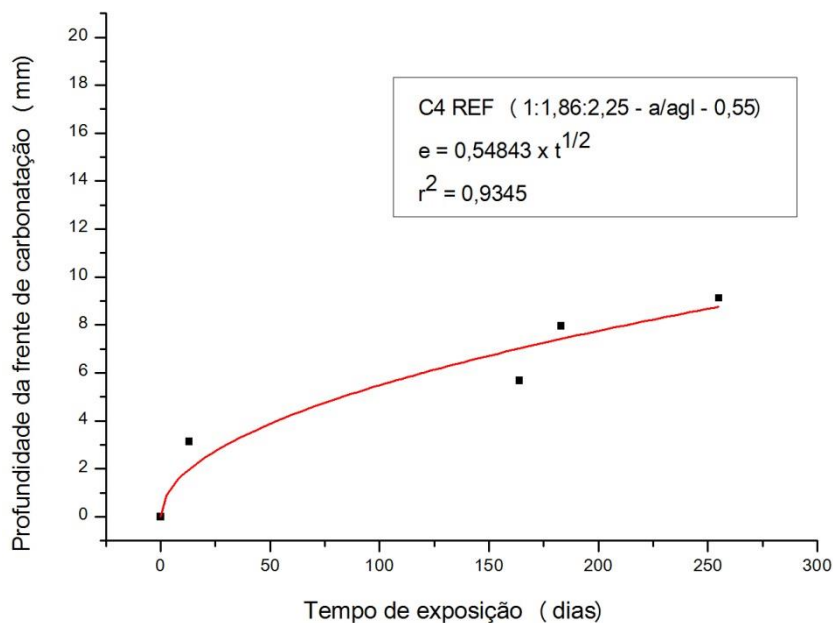


Figura A12 – Ajustes da primeira lei de Fick aos valores médios das profundidades das frentes de carbonatação do traço C4 REF

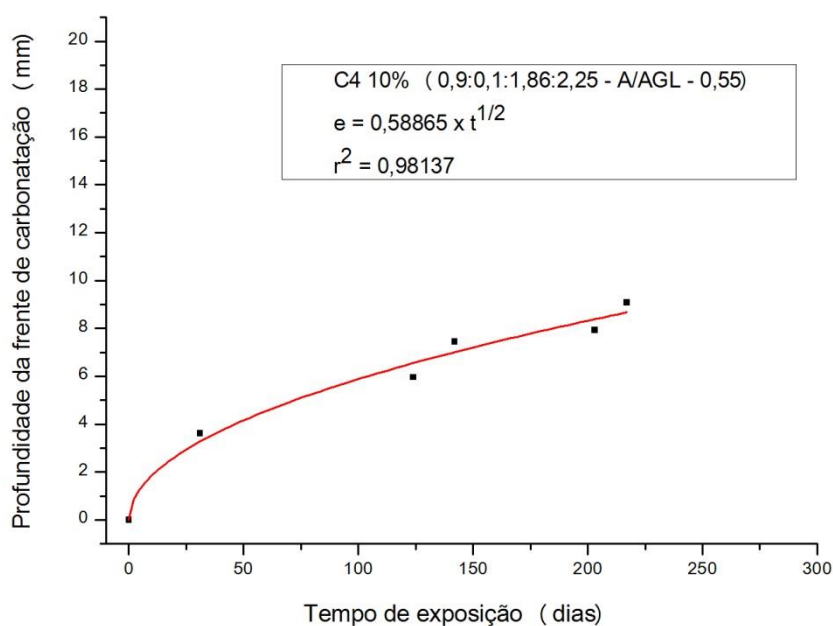


Figura A13 – Ajustes da primeira lei de Fick aos valores médios das profundidades das frentes de carbonatação do traço C4 10%

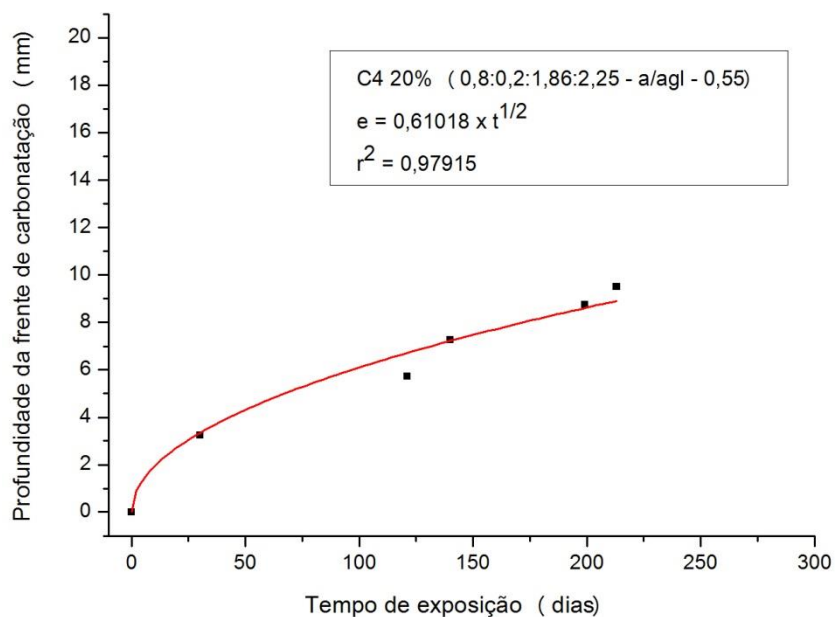


Figura A14 – Ajustes da primeira lei de Fick aos valores médios das profundidades das frentes de carbonatação do traço C4 20%

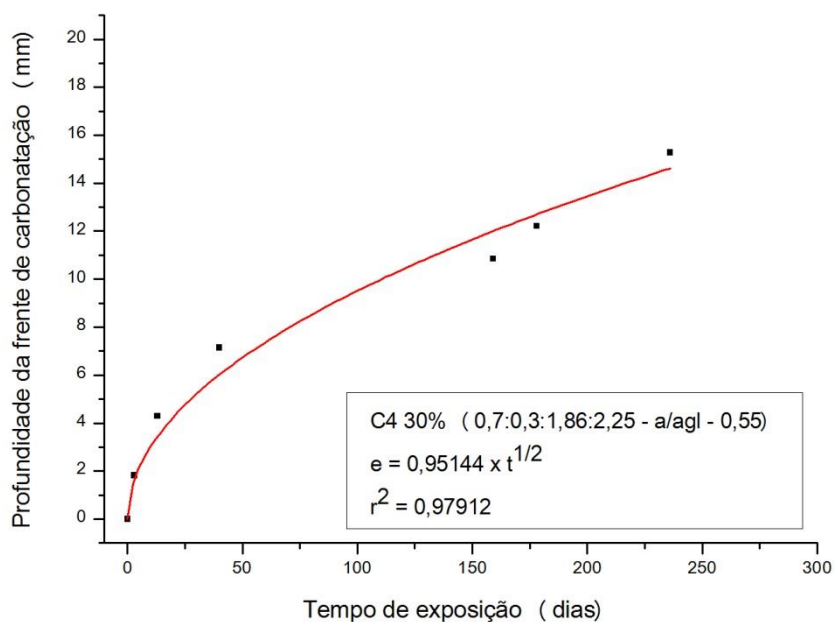


Figura A15 – Ajustes da primeira lei de Fick aos valores médios das profundidades das frentes de carbonatação do traço C4 30%

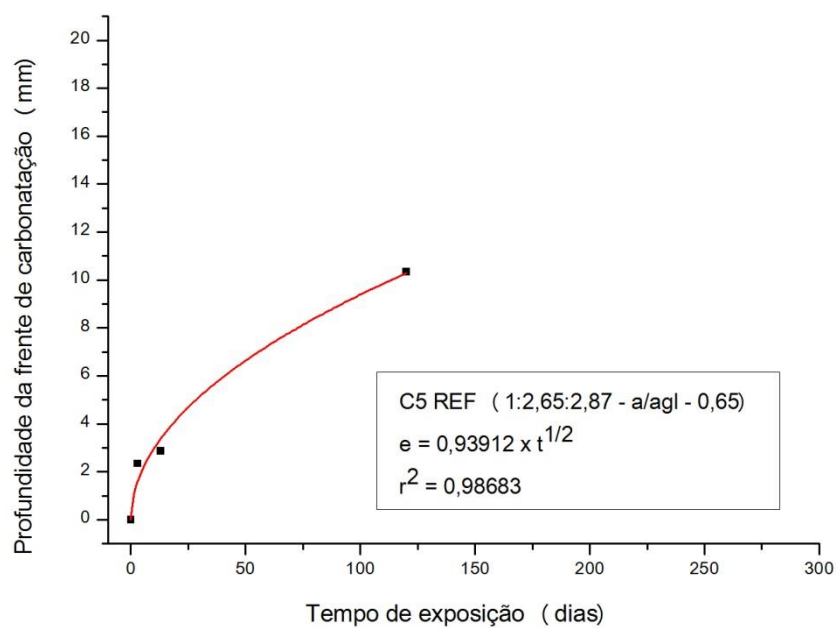


Figura A16 – Ajustes da primeira lei de Fick aos valores médios das profundidades das frentes de carbonatação do traço C5 REF

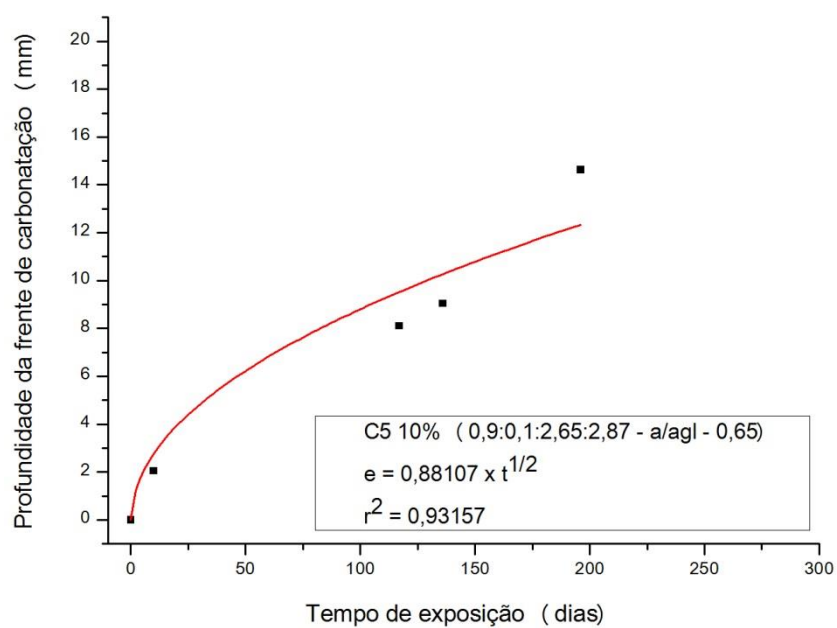


Figura A17 – Ajustes da primeira lei de Fick aos valores médios das profundidades das frentes de carbonatação do traço C5 10%

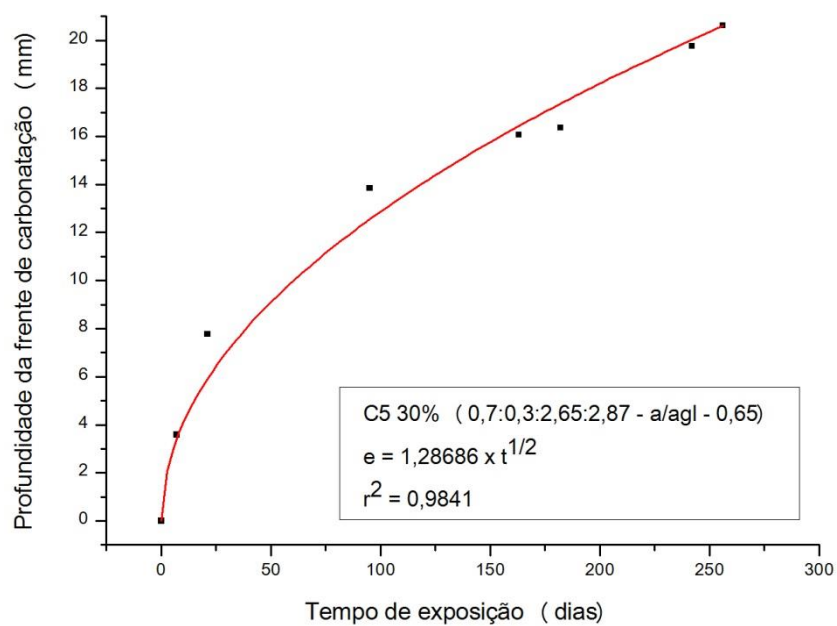


Figura A18 – Ajustes da primeira lei de Fick aos valores médios das profundidades das frentes de carbonatação do traço C5 30% (Traço 1:5,52 – a/agl = 0,65).

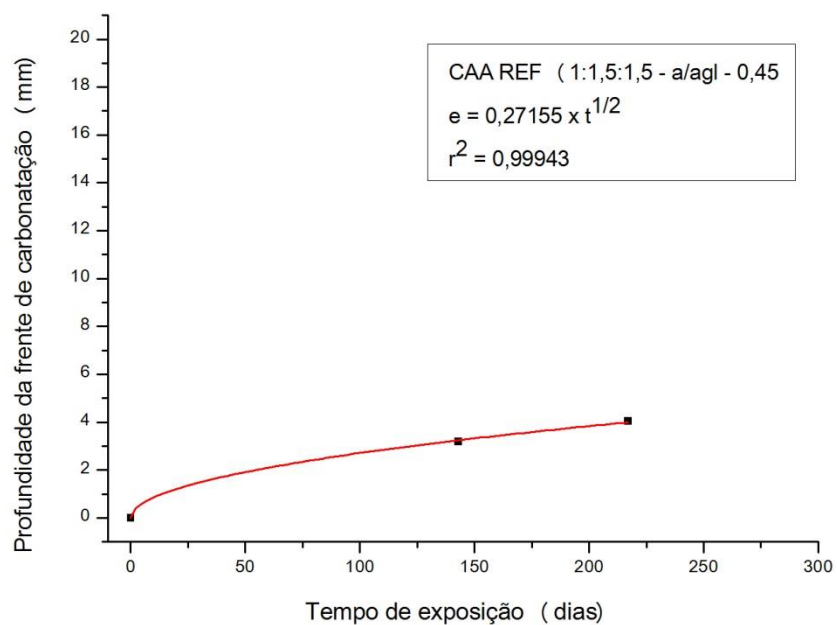


Figura A19 – Ajustes da primeira lei de Fick aos valores médios das profundidades das frentes de carbonatação do traço CAA REF

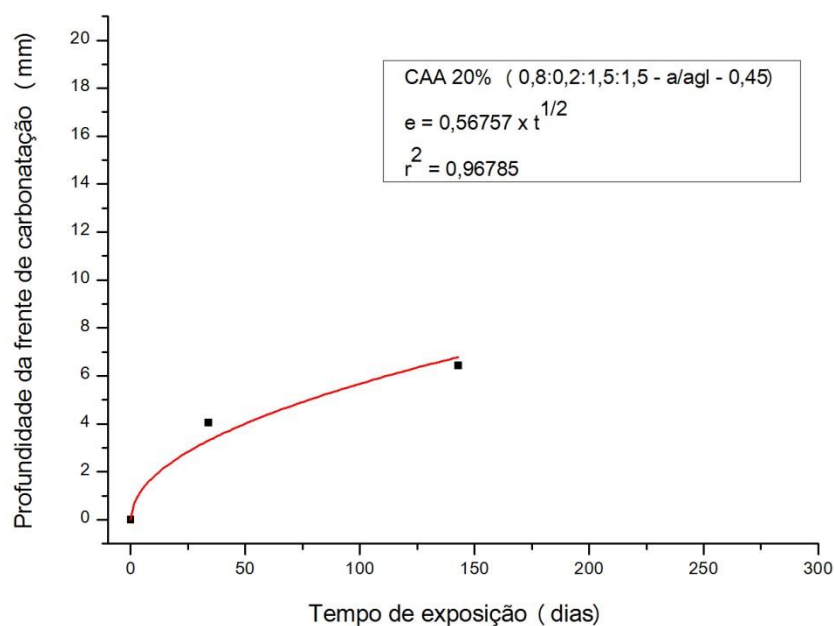


Figura A20 – Ajustes da primeira lei de Fick aos valores médios das profundidades das frentes de carbonatação do traço CAA 20%

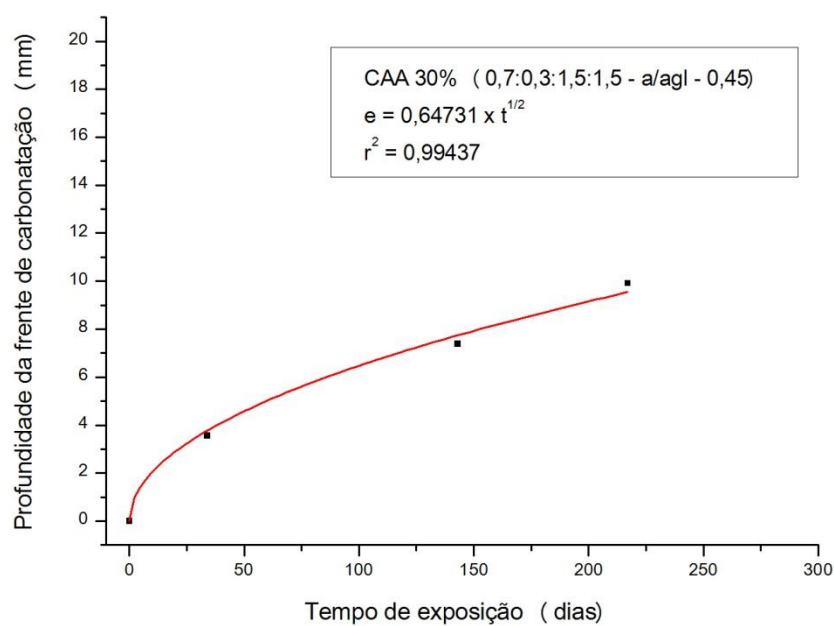


Figura A21 – Ajustes da primeira lei de Fick aos valores médios das profundidades das frentes de carbonatação do traço CAA 30%

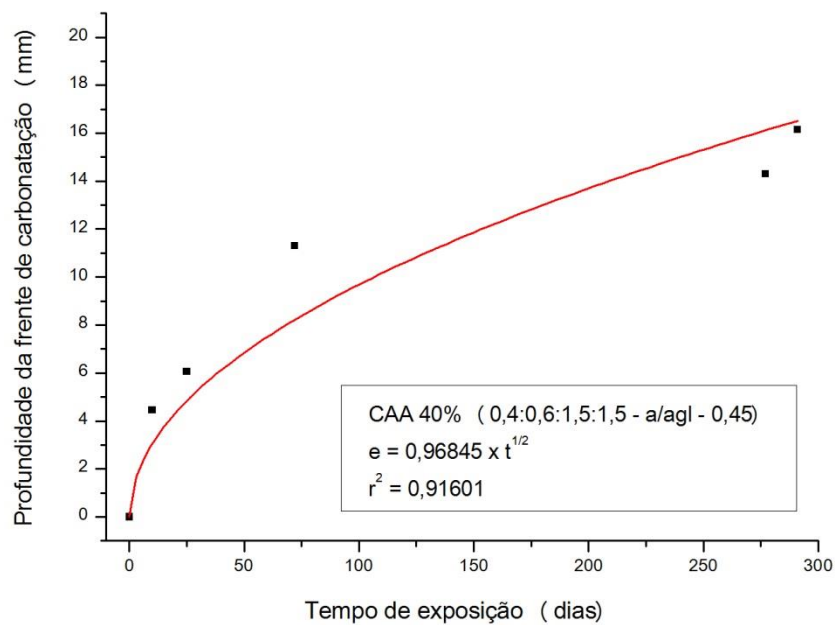


Figura A22 – Ajustes da primeira lei de Fick aos valores médios das profundidades das frentes de carbonatação do traço CAA 40%



## APÊNDICE D – Monitoramento eletroquímico nos ensaios acelerados de cloretos

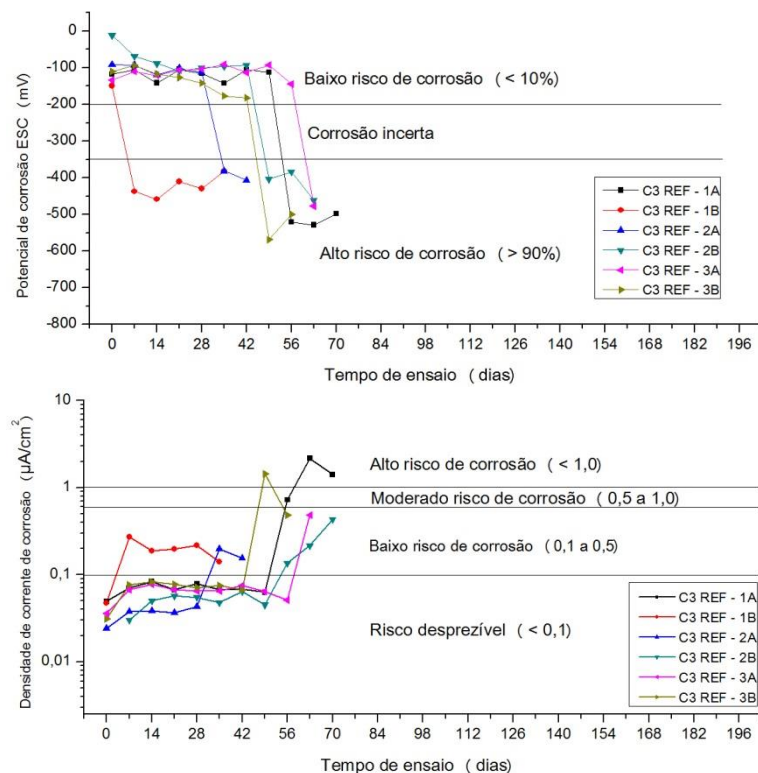


Figura A23 – Potencial de corrente e densidade de corrente de corrosão – C3 REF (1:3,18 - a/agl = 0,45)

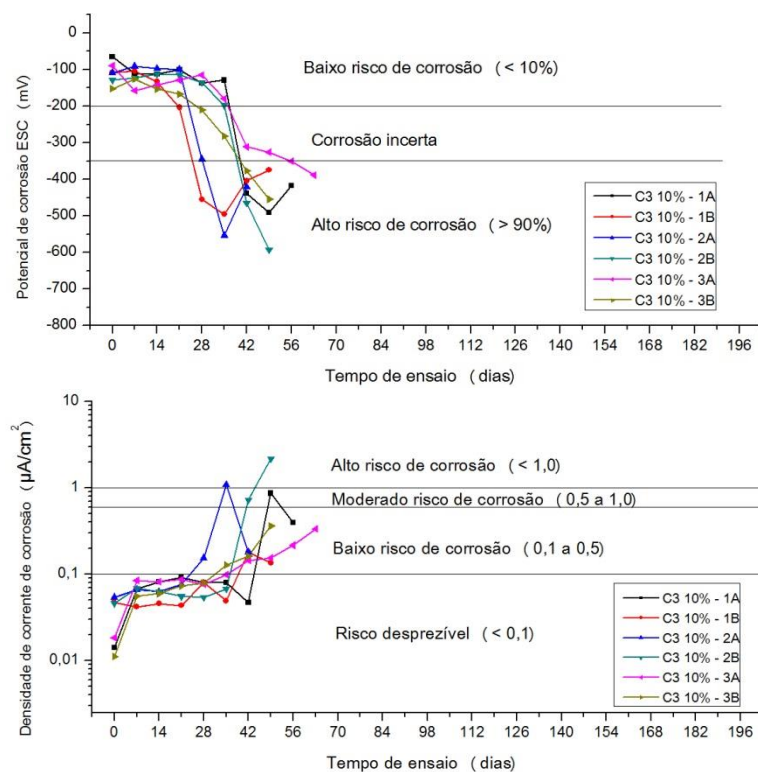


Figura A24 - Potencial de corrente e densidade de corrente de corrosão – C3 10% (1:3,18 - a/agl = 0,45)

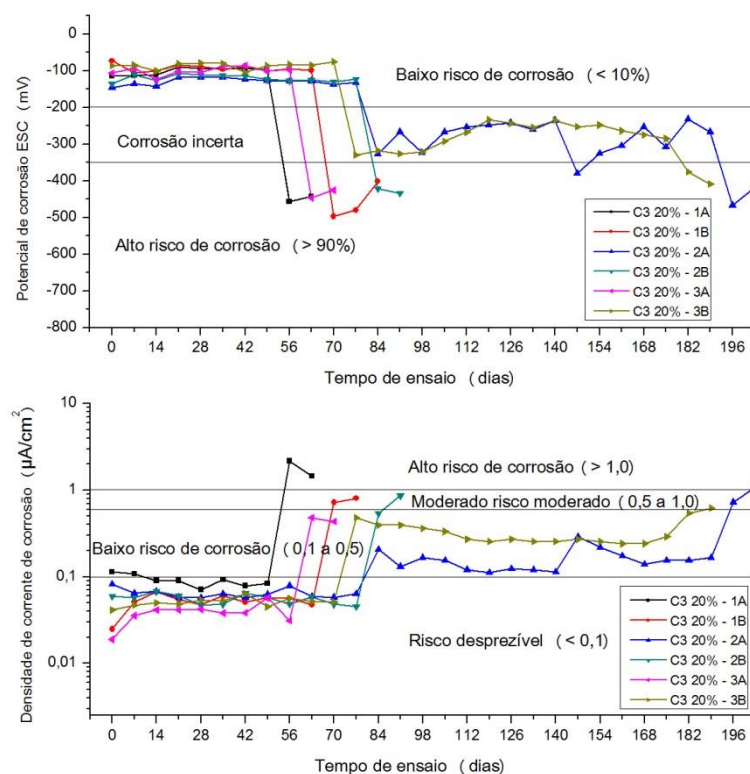


Figura A25 - Potencial de corrente e densidade de corrente de corrosão – C3 20% (1:3,18 - a/agl = 0,45)

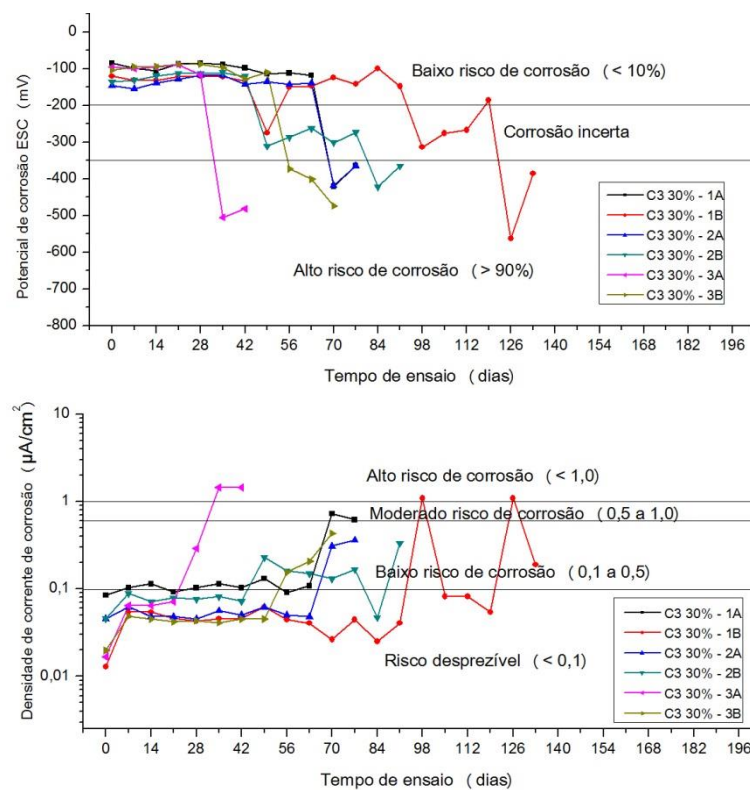


Figura A26 – Potencial de corrente e densidade de corrente de corrosão – C3 30% (1:3,18 - a/agl = 0,45)

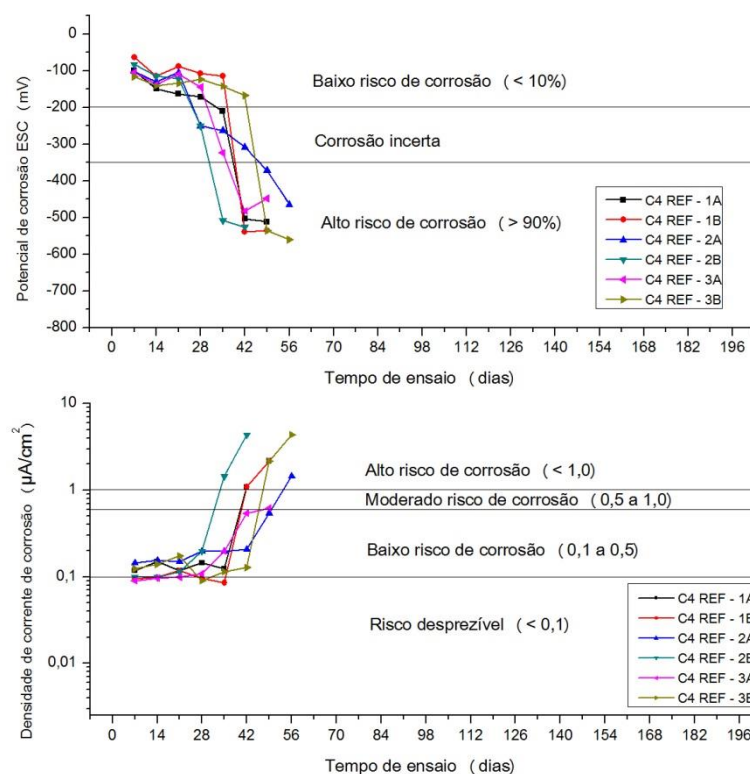


Figura A27 - Potencial de corrente e densidade de corrente de corrosão – C4 REF (1:4,11 - a/agl = 0,55)

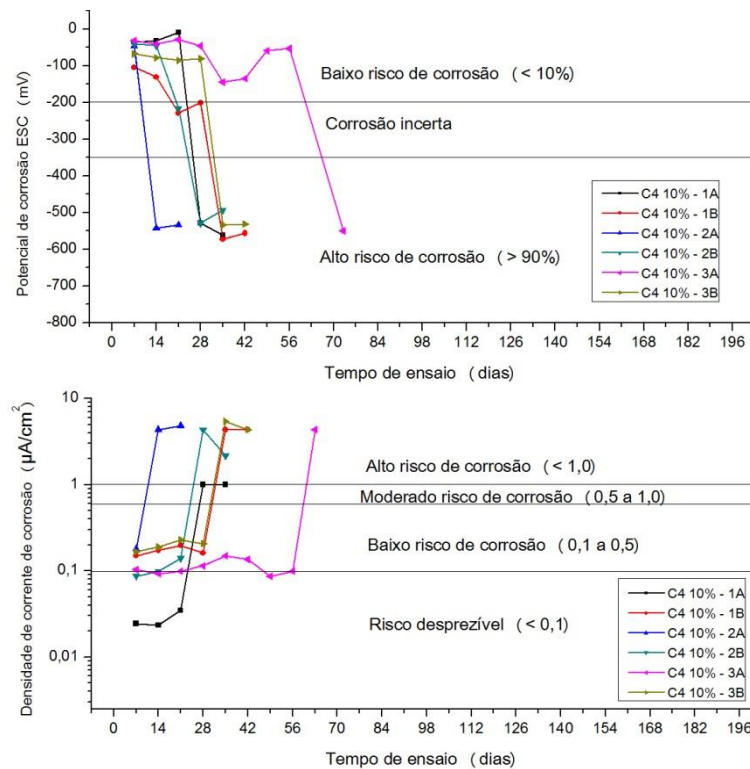


Figura A28 – Potencial de corrente e densidade de corrente de corrosão – C4 10% (1:4,11 - a/agl = 0,55)

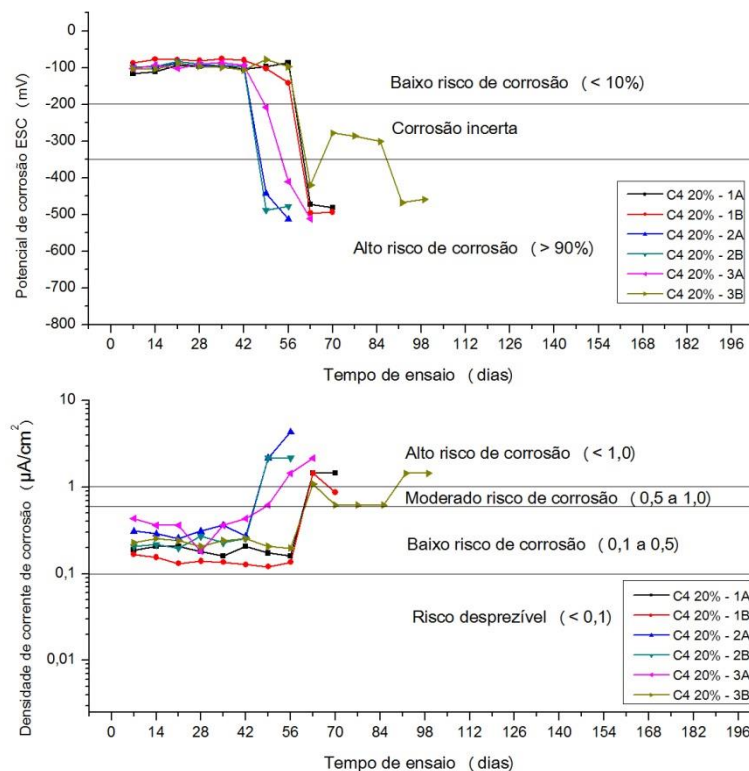


Figura A29 – Potencial de corrente e densidade de corrente de corrosão – C4 20% (1:4,11 - a/agl = 0,55)

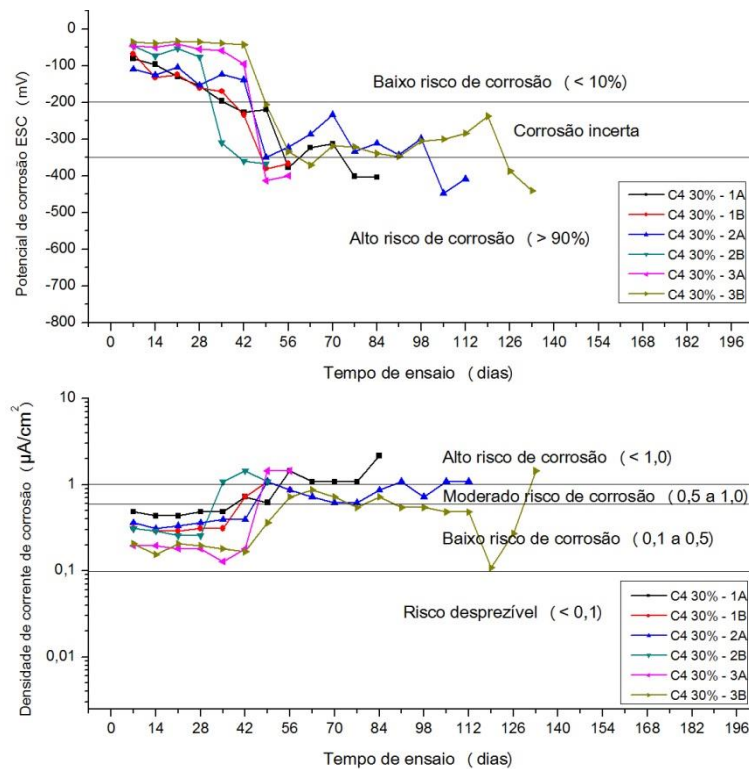


Figura A30 - Potencial de corrente e densidade de corrente de corrosão – C4 30% (1:4,11 - a/agl = 0,55)

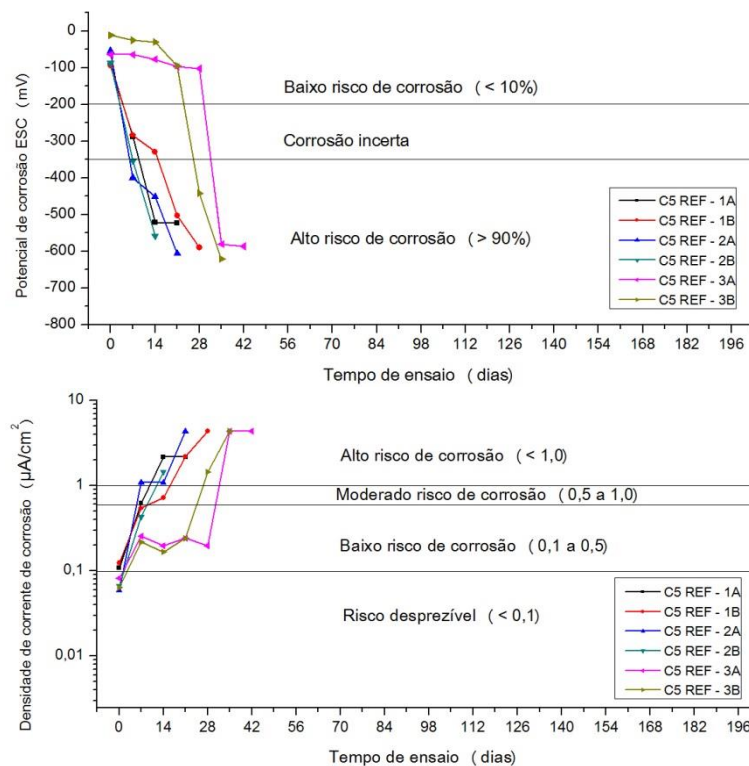


Figura A31 – Potencial de corrente e densidade de corrente de corrosão – C5 REF  
(1:5,52 - a/agl = 0,65)

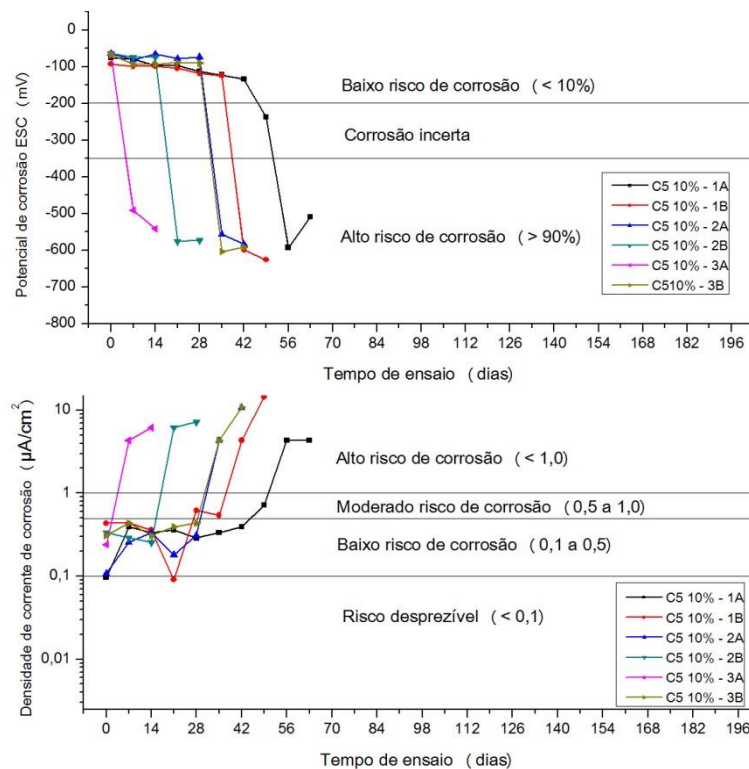


Figura A32 – Potencial de corrente e densidade de corrente de corrosão – C5 10%  
(1:5,52 - a/agl = 0,65)

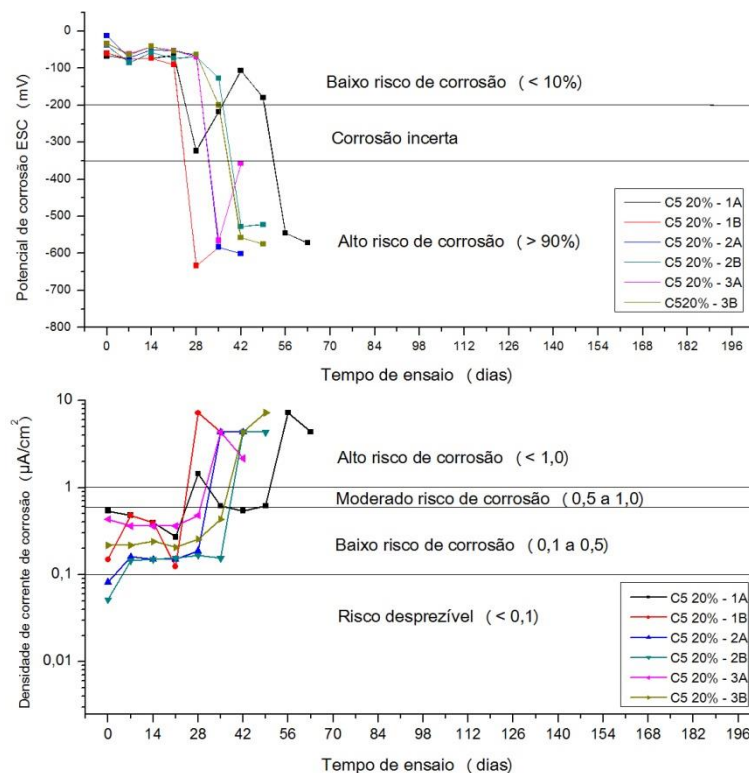


Figura A33 - Potencial de corrente e densidade de corrente de corrosão – C5 20% (1:5,52 -  $a/\text{agl} = 0,65$ )

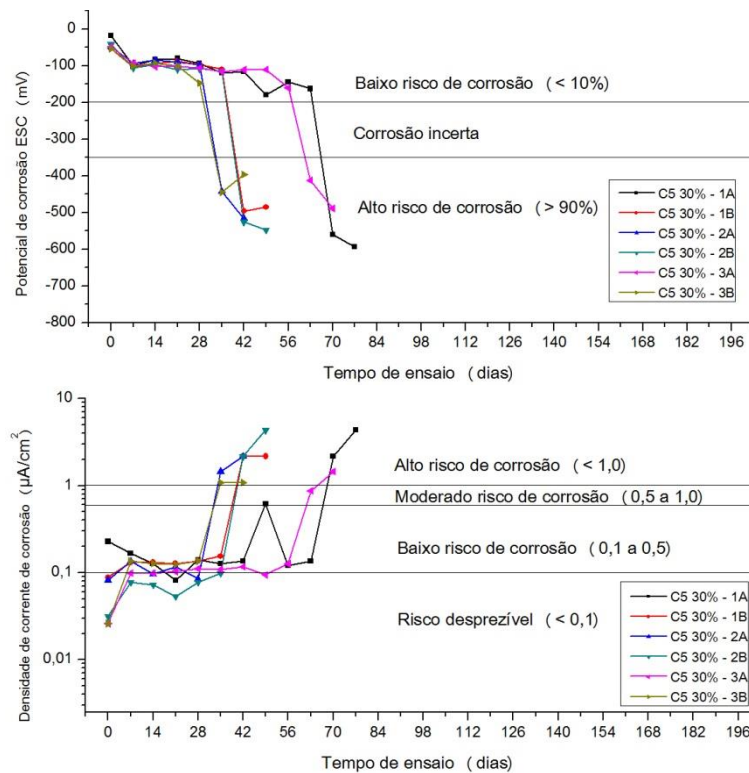


Figura A34 - Potencial de corrente e densidade de corrente de corrosão – C5 30% (1:5,52 -  $a/\text{agl} = 0,65$ )

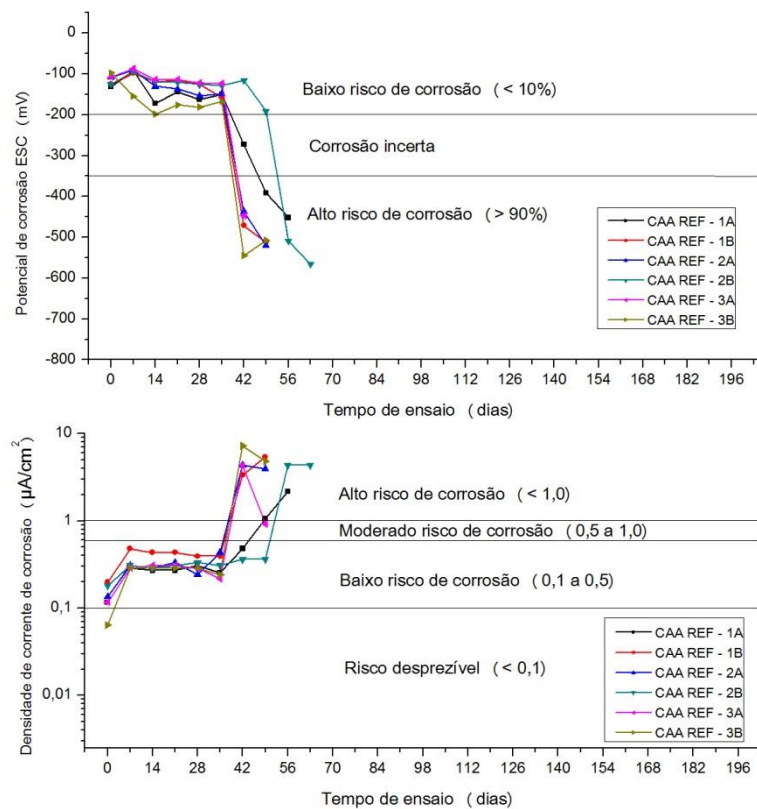


Figura A35 – Potencial de corrente e densidade de corrente de corrosão – CAA REF  
(1:3 - a/agl = 0,45)

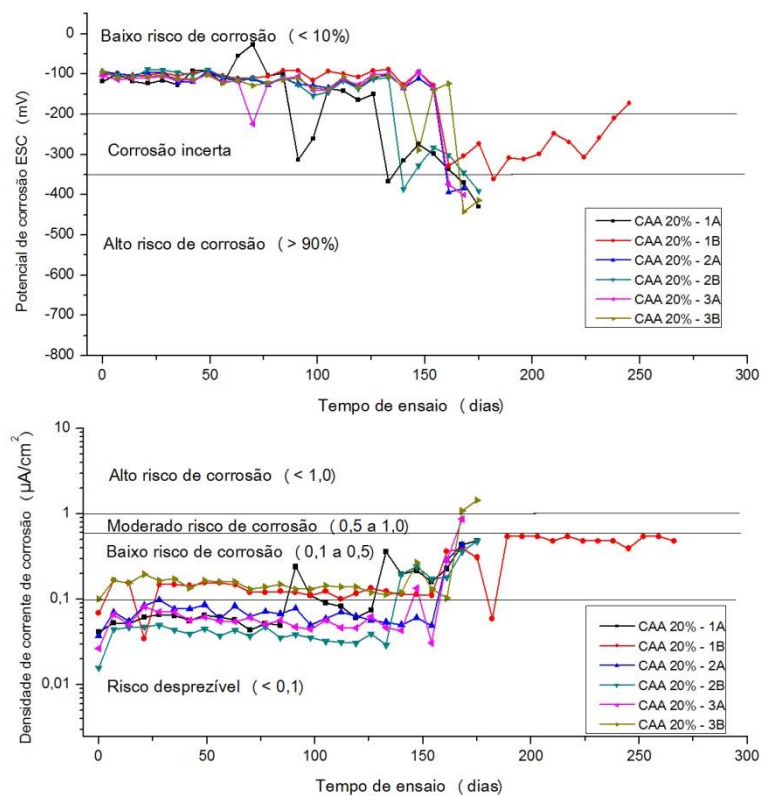


Figura A36 – Potencial de corrente e densidade de corrente de corrosão – CAA 20%  
(1:3 - a/agl = 0,45)



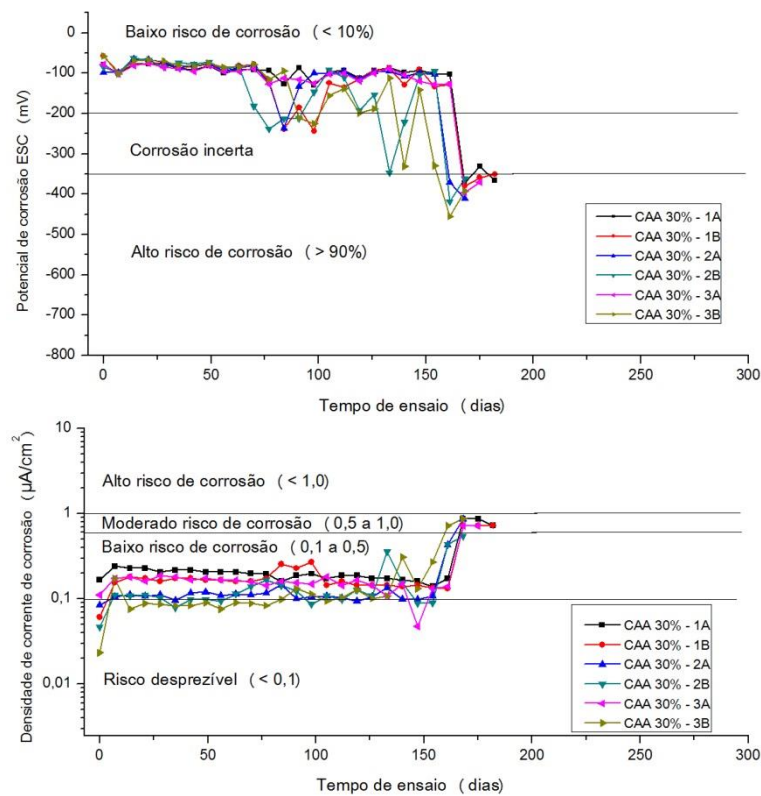


Figura A37 – Potencial de corrente e densidade de corrente de corrosão – CAA 30% (1:3 - a/agl = 0,45)

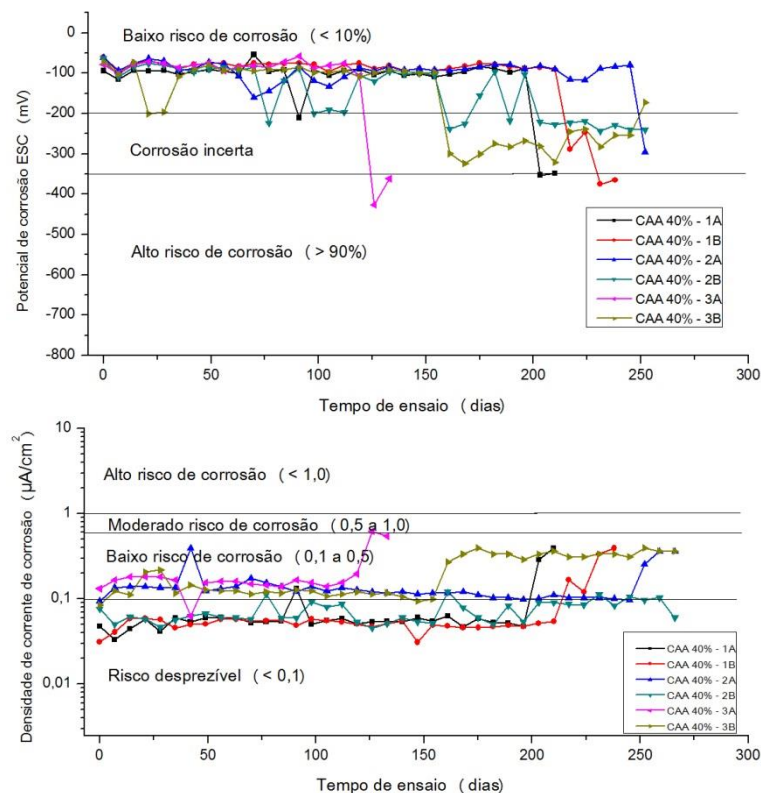


Figura A38 – Potencial de corrente e densidade de corrente de corrosão – CAA 40% (1:3 - a/agl = 0,45)

APÊNDICE E - Parâmetros relacionados aos ajustes da segunda Lei de Fick aos perfis experimentais de cloretos livres e totais

Tabela A7 - Parâmetros relacionados aos ajustes da segunda Lei de Fick aos perfis experimentais de cloretos livres e totais do traço C3 (1:3,18 – a/agl = 0,45)

Traço / Barra	Tempo de exposição (dias)	Cloretos Livres			Cloretos Totais			
		C <sub>s</sub> (% / massa de agl)	D (cm <sup>2</sup> /s)	r <sup>2</sup>	C <sub>s</sub> (% / massa de agl)	D (cm <sup>2</sup> /s)	r <sup>2</sup>	
C3 REF	Barra 1A	70	0,95	3,47E-06	0,55	1,51	1,64E-06	0,99
	Barra 1B	35	0,93	3,04E-07	1,00	1,31	3,83E-07	0,94
	Barra 2A	42	0,89	7,18E-07	0,72	1,22	4,11E-07	0,90
	Barra 2B	63	1,08	1,04E-06	0,96	1,59	6,88E-07	0,71
	Barra 3A	63	0,81	1,09E-06	0,99	1,26	8,85E-07	1,00
	Barra 3B	56	0,91	8,67E-07	0,90	1,36	1,03E-06	0,92
Média/desvio	55 / 14	0,93 / 0,09	1,25E-06 / 1,12E-06	0,85 / 0,18	1,38 / 0,15	8,40E-07 / 4,68E-07	0,91 / 0,11	
C3 10%	Barra 1A	56	0,93	4,30E-07	0,87	1,3	4,93E-07	0,95
	Barra 1B	49	0,92	1,91E-06	0,51	1,4	2,41E-06	0,87
	Barra 2A	63	1,10	–	–	1,17	2,11E-06	0,86
	Barra 2B	49	1,03	1,82E-06	0,92	1,56	1,97E-06	0,98
	Barra 3A	63	1,32	1,98E-06	0,99	1,83	2,09E-06	0,97
	Barra 3B	49	1,28	5,75E-07	0,78	1,78	2,29E-06	0,94
Média/desvio	55 / 7	1,10 / 0,17	1,34E-06 / 7,71E-07	0,81 / 0,19	1,51 / 0,26	1,89E-06 / 7,04E-07	0,93 / 0,05	
C3 20%	Barra 1A	63	0,93	5,22E-08	1,00	1,35	3,74E-07	0,89
	Barra 1B	84	1,38	8,93E-08	0,94	1,89	7,87E-08	0,99
	Barra 2A	77	1,83	1,49E-07	0,79	2,78	5,20E-08	0,99
	Barra 2B	91	1,28	2,51E-07	0,76	1,83	3,01E-07	0,89
	Barra 3A	70	1,10	1,28E-07	0,99	1,71	1,42E-07	0,98
	Barra 3B	77	1,69	7,93E-08	1,00	2,17	1,15E-07	1,00
Média/desvio	77 / 10	1,37 / 0,35	1,25E-07 / 7,08E-08	0,91 / 0,11	1,96 / 0,48	1,77E-07 / 1,30E-07	0,96 / 0,05	
C3 30%	Barra 1A	77	1,05	8,90E-08	0,93	1,49	9,32E-08	0,94
	Barra 1B	133	1,38	6,85E-08	0,93	1,98	8,48E-08	0,99
	Barra 2A	77	1,17	9,88E-08	1,00	1,53	8,28E-08	0,88
	Barra 2B	91	1,40	1,18E-07	0,87	1,97	1,27E-07	0,83
	Barra 3A	42	0,83	3,54E-07	0,87	1,32	4,03E-07	0,90
	Barra 3B	70	1,29	2,32E-07	0,76	1,65	2,78E-07	0,74
Média/desvio	82 / 30	1,19 / 0,22	1,60E-07 / 1,11E-07	0,89 / 0,08	1,66 / 0,27	1,78E-07 / 1,33E-07	0,88 / 0,09	

Tabela A8 - Parâmetros relacionados aos ajustes da segunda Lei de Fick aos perfis experimentais de cloretos livres e totais do traço C4 (1:4,11 – a/agl = 0,55)

Traço / Barra	Tempo de exposição (dias)	Cloretos Livres			Cloretos Totais			
		C <sub>s</sub> (% / massa de agl)	D (cm <sup>2</sup> /s)	r <sup>2</sup>	C <sub>s</sub> (% / massa de agl)	D (cm <sup>2</sup> /s)	r <sup>2</sup>	
C4 REF	Barra 1A	49	0,93	7,93E-06	0,90	1,27	1,28E-05	1,00
	Barra 1B	49	1,02	5,38E-06	0,33	1,65	1,42E-06	0,86
	Barra 2A	56	1,17	6,22E-06	0,99	1,64	4,00E-06	0,96
	Barra 2B	42	0,94	1,50E-06	0,94	1,38	3,86E-06	0,79
	Barra 3A	49	1,12	7,32E-07	0,94	1,55	9,12E-07	0,90
	Barra 3B	56	1,29	9,48E-07	0,88	1,67	1,19E-06	0,86
	Média/desvio	50 / 5	1,08 / 0,14	3,78E-06 / 3,11E-06	0,83 / 0,25	1,53 / 0,16	4,30E-06 / 4,50E-06	0,89 / 0,07
C4 10%	Barra 1A	35	0,96	4,54E-07	1,00	0,98	1,30E-05	0,21
	Barra 1B	42	0,96	1,35E-06	0,99	1,43	1,21E-06	1,00
	Barra 2A	42	0,84	7,73E-07	0,61	1,15	1,81E-06	0,79
	Barra 2B	35	1,15	8,42E-07	0,81	1,69	7,86E-07	0,93
	Barra 3A	73	1,31	6,33E-07	0,97	1,97	4,70E-07	0,99
	Barra 3B	42	0,80	4,11E-06	0,94	1,20	2,00E-06	0,66
	Média/desvio	45 / 14	1,00 / 0,19	1,36E-06 / 1,83E-06	0,89 / 0,15	1,40 / 0,37	3,22E-06 / 4,84E-06	0,76 / 0,30
C4 20%	Barra 1A	70	1,39	3,83E-07	0,78	2,29	5,50E-07	0,97
	Barra 1B	70	2,66	7,78E-08	0,92	3,36	8,71E-08	0,91
	Barra 2A	56	1,20	3,33E-07	0,92	1,15	1,81E-06	0,79
	Barra 2B	56	1,24	3,53E-07	0,91	1,93	5,05E-07	0,97
	Barra 3A	63	1,33	2,40E-07	0,93	1,97	4,70E-07	0,99
	Barra 3B	99	1,62	8,96E-08	0,98	1,20	2,00E-06	0,66
	Média/desvio	69 / 16	1,57 / 0,55	2,46E-07 / 1,34E-07	0,91 / 0,07	1,98 / 0,81	9,04E-07 / 7,96E-07	0,88 / 0,13
C4 30%	Barra 1A	84	2,14	1,00E-07	0,97	3,11	8,58E-08	0,95
	Barra 1B	56	1,32	1,53E-07	0,97	1,86	1,86E-07	0,94
	Barra 2A	112	1,45	1,47E-07	0,84	1,86	2,37E-07	0,81
	Barra 2B	49	1,17	1,62E-07	0,96	1,62	1,88E-07	0,94
	Barra 3A	56	1,08	1,23E-07	0,96	1,36	1,85E-07	0,97
	Barra 3B	133	2,22	6,62E-08	0,90	2,91	6,52E-08	0,88
	Média/desvio	82 / 34	1,56 / 0,50	1,25E-07 / 3,68E-08	0,93 / 0,05	2,12 ± 0,72	1,58E-07 ± 6,69E-08	0,92 ± 0,06

Tabela A9 - Parâmetros relacionados aos ajustes da segunda Lei de Fick aos perfis experimentais de cloretos livres e totais do traço C5 (1:5,58 – a/agl = 0,65)

Traço / Barra	Tempo de exposição (dias)	Cloretos Livres			Cloretos Totais			
		C <sub>s</sub> (% / massa de agl)	D (cm <sup>2</sup> /s)	r <sup>2</sup>	C <sub>s</sub> (% / massa de agl)	D (cm <sup>2</sup> /s)	r <sup>2</sup>	
C5 REF	Barra 1A	21	0,87	8,82E-07	0,49	1,29	1,88E-06	0,97
	Barra 1B	28	0,92	3,07E-06	0,63	1,48	–	–
	Barra 2A	21	0,97	2,19E-06	1,00	1,46	5,52E-06	1,00
	Barra 2B	29	0,90	1,06E-06	1,00	1,31	2,45E-06	0,88
	Barra 3A	42	1,17	5,16E-06	0,80	2,07	4,25E-06	0,97
	Barra 3B	35	0,85	1,36E-05	0,97	1,28	1,02E-05	0,88
	Média/desvio	29 / 8	0,95 / 0,12	4,33E-06 / 4,80E-06	0,81 / 0,22	1,48 / 0,30	4,87E-06 / 3,33E-06	0,94 / 0,05
C5 10%	Barra 1A	63	1,40	7,44E-07	0,93	2,09	6,38E-07	1,00
	Barra 1B	49	1,24	–	–	1,68	8,87E-06	0,60
	Barra 2A	42	1,39	5,99E-06	0,44	1,92	2,30E-05	0,25
	Barra 2B	28	1,07	2,00E-06	1,00	1,45	1,99E-06	1,00
	Barra 3A	45	0,70	1,24E-05	0,99	1,19	8,34E-07	0,83
	Barra 3B	42	1,62	1,28E-06	0,92	2,20	1,26E-06	0,99
	Média/desvio	45 / 11	1,24 / 0,32	4,49E-06 / 4,89E-06	0,86 / 0,23	1,76 / 0,39	6,09E-06 / 8,83E-06	0,78 / 0,30
C5 20%	Barra 1A	63	1,56	3,26E-07	0,89	1,93	1,31E-06	0,80
	Barra 1B	35	1,30	1,02E-06	0,88	1,71	1,25E-06	0,83
	Barra 2A	42	1,31	2,61E-07	0,94	1,91	3,13E-07	1,00
	Barra 2B	49	1,33	8,19E-07	0,95	1,84	1,18E-06	0,86
	Barra 3A	42	1,24	5,29E-07	0,94	1,62	1,24E-06	0,80
	Barra 3B	49	1,36	5,41E-07	0,99	2,29	1,51E-06	0,76
	Média/desvio	47 / 10	1,35 / 0,11	5,83E-07 / 2,91E-07	0,93 / 0,04	1,88 / 0,23	1,13E-06 / 4,91E-07	0,84 / 0,08
C5 30%	Barra 1A	77	1,45	3,57E-07	0,86	1,96	1,67E-07	0,98
	Barra 1B	49	1,36	2,37E-07	0,77	2,01	3,23E-07	0,85
	Barra 2A	42	1,03	7,77E-07	0,91	1,57	1,34E-06	0,96
	Barra 2B	49	1,63	2,28E-07	0,96	2,518	3,52E-07	0,92
	Barra 3A	70	1,44	1,31E-07	0,88	2,4	1,54E-07	0,88
	Barra 3B	42	1,11	3,93E-07	0,80	1,73	5,41E-07	0,83
	Média/desvio	55 / 15	1,33 / 0,23	3,54E-07 / 2,28E-07	0,86 / 0,07	2,03 / 0,37	4,79E-07 ± 4,43E-07	0,90 / 0,06

Tabela A10 - Parâmetros relacionados aos ajustes da segunda Lei de Fick aos perfis experimentais de cloretos livres e totais do traço C5 (1:3 – a/agl = 0,45)

Traço / Barra	Tempo de exposição (dias)	Cloretos Livres			Cloretos Totais			
		C <sub>s</sub> (% / massa de agl)	D (cm <sup>2</sup> /s)	r <sup>2</sup>	C <sub>s</sub> (% / massa de agl)	D (cm <sup>2</sup> /s)	r <sup>2</sup>	
CAA REF	Barra 1A	56	1,17	6,01E-07	0,92	1,912	1,03E-06	0,84
	Barra 1B	49	1,06	2,76E-06	0,95	1,63	3,14E-06	0,88
	Barra 2A	49	1,13	1,16E-06	0,88	1,84	1,59E-06	0,78
	Barra 2B	63	1,31	9,67E-07	0,95	2,03	1,35E-06	0,93
	Barra 3A	49	1,13	1,10E-06	0,87	1,65	8,51E-07	0,94
	Barra 3B	49	1,19	1,27E-06	0,87	1,76	1,08E-06	0,80
	Média/desvio	53 / 6	1,16 / 0,08	1,31E-06 / 7,48E-07	0,91 / 0,04	1,80 / 0,16	1,51E-06 / 8,40E-06	0,86 / 0,07
CAA 20%	Barra 1A	175	2,10	1,58E-07	0,87	2,95	1,71E-07	0,88
	Barra 1B	172	2,07	6,87E-08	0,83	2,85	1,93E-07	1,00
	Barra 2A	168	1,87	1,92E-07	1,00	2,79	8,13E-08	0,92
	Barra 2B	175	2,04	1,44E-07	0,83	3,02	1,51E-07	0,84
	Barra 3A	168	2,19	9,27E-08	0,94	3,00	1,02E-07	0,92
	Barra 3B	175	2,03	1,02E-07	0,85	2,98	9,58E-08	0,96
	Média/desvio	172 / 3	2,05 / 0,10	1,26E-07 / 4,62E-08	0,89 / 0,07	2,93 / 0,09	1,32E-07 / 4,56E-08	0,92 / 0,06
CAA 30%	Barra 1A	182	1,73	8,84E-08	0,97	3,66	8,00E-08	0,99
	Barra 1B	182	1,78	1,16E-07	0,75	2,41	4,13E-08	0,99
	Barra 2A	168	1,88	9,95E-08	0,85	2,64	9,23E-08	0,91
	Barra 2B	168	2,13	4,96E-08	0,85	2,76	6,02E-08	0,8
	Barra 3A	175	2,03	2,52E-08	0,99	2,61	2,87E-08	0,998
	Barra 3B	168	1,88	9,08E-08	0,95	2,54	2,70E-07	0,9
	Média/desvio	174 / 7	1,91 / 0,15	7,82E-08 / 3,39E-08	0,89 / 0,09	2,77 / 0,45	9,54E-08 / 8,87E-08	0,93 / 0,08
CAA 40%	Barra 1A	210	1,52	5,00E-08	0,88	2,07	6,58E-08	0,84
	Barra 1B	232	1,59	–	–	2,02	–	–
	Barra 2A	273	1,63	7,58E-08	0,97	1,73	5,15E-08	0,94
	Barra 2B	273	1,44	8,46E-08	0,74	1,84	3,50E-08	0,44
	Barra 3A	133	1,44	1,00E-07	0,83	1,99	1,15E-07	0,91
	Barra 3B	273	1,91	1,57E-08	0,99	2,47	5,25E-08	0,87
	Média/desvio	232 / 55	1,59 / 0,18	6,52E-08 / 3,31E-08	0,88 / 0,10	2,02 / 0,25	6,40E-08 / 3,06E-08	0,80 / 0,20

APÊNDICE F – Teores críticos dos cloretos livres e totais por barra de todos os traços  
estudados

Tabela A11 – Valores calculados dos teores críticos dos cloretos livres e totais dos traços C3 (1:3,18 – a/agl = 0,45) e C4 (1:4,11 – a/agl = 0,55).

Traço	Barra	Teor crítico de cloretos livres (% massa de aglomerante)	Teor crítico de cloretos totais (% massa de aglomerante)	Traço	Barra	Teor crítico de cloretos livres (% massa de aglomerante)	Teor crítico de cloretos totais (% massa de aglomerante)
C 3 REF (1: 1,34: 1,84)	Barra 1A	0,75	1,04	C 4 REF (1: 1,86: 2,25)	Barra 1A	0,77	1,09
	Barra 1B	0,59	0,83		Barra 1B	0,84	1,09
	Barra 2A	0,44	0,64		Barra 2A	0,96	1,37
	Barra 2B	0,71	0,91		Barra 2B	0,59	1,05
	Barra 3A	0,51	0,74		Barra 3A	0,59	0,76
	Barra 3B	0,54	0,84		Barra 3B	0,81	1,00
	Média	0,59	0,83		Média	0,76	1,06
Desvio	0,12	0,14	Desvio	0,15	0,20		
C 3 10% (0,9: 0,1: 1,34: 1,84)	Barra 1A	0,44	0,64	C 4 10% (0,9: 0,1: 1,86: 2,25)	Barra 1A	0,64	0,88
	Barra 1B	0,64	1,02		Barra 1B	0,62	0,89
	Barra 2A	0,67	0,93		Barra 2A	0,60	0,93
	Barra 2B	0,70	1,07		Barra 2B	0,60	0,84
	Barra 3A	0,97	1,07		Barra 3A	0,74	0,98
	Barra 3B	0,58	1,25		Barra 3B	0,64	0,97
	Média	0,67	1,00		Média	0,64	0,92
Desvio	0,18	0,20	Desvio	0,05	0,06		
C 3 20% (0,8: 0,2: 1,34: 1,84)	Barra 1A	0,59	0,80	C 4 20% (0,8: 0,2: 1,86: 2,25)	Barra 1A	0,67	0,80
	Barra 1B	0,43	0,52		Barra 1B	0,29	0,42
	Barra 2A	0,96	1,29		Barra 2A	0,59	0,88
	Barra 2B	0,59	0,90		Barra 2B	0,46	0,86
	Barra 3A	0,46	0,74		Barra 3A	0,43	0,92
	Barra 3B	0,53	0,86		Barra 3B	0,49	0,92
	Média	0,59	0,85		Média	0,49	0,80
Desvio	0,19	0,25	Desvio	0,13	0,19		
C 3 30% (0,7: 0,3: 1,34: 1,84)	Barra 1A	0,18	0,25	C 4 30% (0,7: 0,3: 1,86: 2,25)	Barra 1A	0,33	0,38
	Barra 1B	0,32	0,54		Barra 1B	0,26	0,43
	Barra 2A	0,40	0,45		Barra 2A	0,51	0,85
	Barra 2B	0,30	0,43		Barra 2B	0,22	0,34
	Barra 3A	0,36	0,60		Barra 3A	0,29	0,49
	Barra 3B	0,42	0,59		Barra 3B	0,52	0,65
	Média	0,33	0,48		Média	0,36	0,52
Desvio	0,09	0,13	Desvio	0,13	0,19		



Tabela A12 – Valores calculados dos teores críticos dos cloretos livres e totais dos traços C5 (1:5,58 – a/agl = 0,65) e CAA (1:3 – a/agl = 0,45).

Traço	Barra	Teor crítico de cloretos livres (% massa de aglomerante)	Teor crítico de cloretos totais (% massa de aglomerante)	Traço	Barra	Teor crítico de cloretos livres (% massa de aglomerante)	Teor crítico de cloretos totais (% massa de aglomerante)
C 5 REF (1: 2,65: 2,87)	Barra 1A	0,56	0,96	C AA REF (1: 1,5: 1,5)	Barra 1A	0,61	1,18
	Barra 1B	0,63	1,20		Barra 1B	0,72	1,14
	Barra 2A	0,57	1,17		Barra 2A	0,65	1,15
	Barra 2B	0,68	1,20		Barra 2B	0,75	1,28
	Barra 3A	0,91	1,56		Barra 3A	0,61	0,80
	Barra 3B	0,72	1,12		Barra 3B	0,70	0,96
	Média	0,68	1,20		Média	0,67	1,08
Desvio	0,13	0,20	Desvio	0,06	0,17		
C5 10% (0,9: 0,1: 2,65: 2,87)	Barra 1A	0,78	1,08	CAA 20% (0,8: 0,2: 1,5: 1,5)	Barra 1A	1,05	1,52
	Barra 1B	0,83	1,49		Barra 1B	0,87	1,40
	Barra 2A	1,10	1,71		Barra 2A	0,73	1,14
	Barra 2B	0,65	0,87		Barra 2B	0,68	1,02
	Barra 3A	0,62	1,36		Barra 3A	0,75	1,08
	Barra 3B	1,00	1,34		Barra 3B	0,69	0,95
	Média	0,83	1,36		Média	0,79	1,12
Desvio	0,19	0,31	Desvio	0,14	0,17		
C5 20% (0,8: 0,2: 2,65: 2,87)	Barra 1A	0,85	1,29	CAA 30% (0,7: 0,3: 1,5: 1,5)	Barra 1A	0,53	1,00
	Barra 1B	0,62	1,07		Barra 1B	0,70	0,75
	Barra 2A	0,71	1,09		Barra 2A	0,58	0,75
	Barra 2B	0,76	1,16		Barra 2B	0,33	0,53
	Barra 3A	0,53	0,97		Barra 3A	0,45	0,65
	Barra 3B	0,82	1,49		Barra 3B	0,57	1,38
	Média	0,71	1,18		Média	0,53	0,84
Desvio	0,12	0,19	Desvio	0,12	0,31		
C 5 30% (0,8: 0,2: 2,65: 2,87)	Barra 1A	0,68	0,89	C AA 40% (0,6: 0,4: 1,5: 1,5)	Barra 1A	0,44	0,73
	Barra 1B	0,30	0,57		Barra 1B	0,46	0,71
	Barra 2A	0,53	0,96		Barra 2A	0,49	0,71
	Barra 2B	0,44	0,92		Barra 2B	0,47	0,64
	Barra 3A	0,40	0,73		Barra 3A	0,43	0,65
	Barra 3B	0,40	0,73		Barra 3B	0,46	0,84
	Média	0,46	0,80		Média	0,46	0,71
Desvio	0,13	0,15	Desvio	0,02	0,07		