

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CONSTRUÇÃO CIVIL

**DETERMINAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO ADITIVO SUPERPLASTIFICANTE NO
DESEMPENHO DE UM CONCRETO ESTRUTURAL AUTOADENSÁVEL DE
RESISTÊNCIA DE 40 MPa.**

Sandra Moreira Fernandes Teixeira

Belo Horizonte

Abril, 2014

Sandra Moreira Fernandes Teixeira

**DETERMINAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO ADITIVO SUPERPLASTIFICANTE NO
DESEMPENHO DE UM CONCRETO ESTRUTURAL AUTOADENSÁVEL DE
RESISTÊNCIA DE 40 MPa.**

Dissertação apresentada a Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Construção Civil. Área de concentração: Materiais de Construção Civil. Linha de pesquisa: Materiais cimentícios.

Orientador: Prof. Dr. Roberto Braga Figueiredo

Co-orientadora: Profa Dra Maria Teresa Paulino Aguiar

Belo Horizonte

Escola de Engenharia da UFMG

2014

T288d	<p>Teixeira, Sandra Moreira Fernandes. Determinação da influência do aditivo superplastificante no desempenho de um concreto estrutural autoadensável de resistência de 40 MPa [manuscrito] / Sandra Moreira Fernandes Teixeira. – 2014. xxiv, 146 f., enc.: il.</p> <p>Orientador: Roberto Braga Figueiredo. Coorientadora: Maria Teresa Paulino Aguiar.</p> <p>Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.</p> <p>Bibliografia: f. 134-146.</p> <p>1. Construção civil - Teses. 2. Concreto - Teses. I. Figueiredo, Roberto Braga. II. Aguiar, Maria Teresa Paulino. III. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. IV. Título.</p> <p style="text-align: right;">CDU: 69(043)</p>
-------	---

SANDRA MOREIRA FERNANDES TEIXEIRA

**DETERMINAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO ADITIVO SUPERPLASTIFICANTE NO
DESEMPENHO DE UM CONCRETO ESTRUTURAL AUTOADENSÁVEL DE
RESISTÊNCIA DE 40 MPa.**

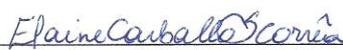
Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de Mestre em Construção Civil e aprovada em sua forma final pelo Programa de Pós-graduação em Construção Civil do Departamento de Engenharia de Materiais e Construção da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais.

Belo Horizonte, 22 de abril de 2014.

Banca Examinadora:


Prof. Dr. Roberto Braga Figueiredo
DEMC/UFMG – (Orientador)


Profa. Dra. Maria Teresa Paulino Aguiar
DEMC/UFMG – (Coorientadora)


Profa. Dra. Elaine Carballo Siqueira Corrêa
DEMAT/CEFET/MG


Prof. Dr. Augusto Cesar da Silva Bezerra
DET/CEFET/MG


M.Sc. Fabrício Carlos França
Holcim (Brasil) S.A.

Dedico este trabalho ao meu querido esposo Euder Venâncio pelo amor, dedicação, apoio incondicional e palavras sábias nas horas certas e aos meus maravilhosos filhos Felipe e Danielle pelo carinho e compreensão.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por estar sempre presente me iluminando nesta minha caminhada.

Ao meu orientador Prof. Dr. Roberto Braga Figueiredo pela orientação, competência e interesse em ajudar.

O meu agradecimento especial à minha querida Profa Dra Maria Teresa Paulino Aguilár pela dedicação, carinho, amizade e constante estímulo. Suas valiosas sugestões e ensinamentos foram extremamente importantes para o desenvolvimento desta dissertação.

À todos de minha família, em especial aos meus queridos pais Albertina e Geraldo, minhas irmãs Cláudia, Valéria e Érica que sempre me apoiaram, me incentivando a trilhar novos caminhos.

A UFMG por disponibilizar sua estrutura para a realização deste trabalho.

A Holcim por disponibilizar toda a sua estrutura para a realização deste trabalho, em especial ao Fabrício Carlos França e Coordenador do laboratório Geraldo Gonçalves Santos e a todos do Laboratório da Holcim Brasil em Pedro Leopoldo pelo auxílio durante os ensaios com muita responsabilidade.

A todos os professores do programa de Pós-graduação em Engenharia de Materiais e do Departamento de Engenharia de Transporte do CEFET/MG que fizeram parte desta caminhada com muita dedicação e ensinamentos preciosos, em destaque Profa Elaine Carballo Siqueira Corrêa, Prof. Joel Romano Brandão, Prof. Joel Lima, Prof. Ezequiel de Souza Costa Junior e Prof. Augusto Cesar da Silva Bezerra que me ajudaram disponibilizando tempo e laboratório para a realização de ensaios.

A Profa Dayse Horta Diniz, minha estimada superintendente da Infraestrutura e Desenvolvimento do CEFET/MG pelo constante incentivo, carinho e motivação.

A Ivonete dos Santos Magalhães da secretaria do Departamento de Engenharia de Materiais da Escola de Engenharia da UFMG, pois desde o primeiro dia quando fiz a prova para a entrada no mestrado me incentivou e acreditou em meu potencial.

Ao meu amigo Eng. Fabrício Carlos França da Holcim pelo apoio, pois sem a sua ajuda não seria possível à realização deste trabalho.

Ao Eng. Fábio Leonel da Supermix pela disponibilidade e apoio prestados.

A Supermix por disponibilizar toda a sua estrutura de seu laboratório no Bairro Olhos D'água em Belo Horizonte, principalmente a Nathália Rabelo pela assistência, disponibilidade durante os ensaios pertinentes ao meu trabalho.

Agradeceu às agências de fomento: FAPEMIG, CAPES e ao CNPq pelo apoio financeiro para a realização deste trabalho.

A minha querida amiga Érica Antunes por trilhar esta caminhada comigo e me incentivar cada dia.

Agradeço a todos que colaboraram direta ou indiretamente para que este projeto se realizasse.

“Se a reta é o caminho mais curto entre dois pontos, a curva é o que faz o concreto buscar o infinito.”

Oscar Niemeyer

RESUMO

O concreto autoadensável é um compósito que possui características reológicas que o tornam um material atrativo para produção de peças homogêneas e duráveis. Seu uso permite obter maior produtividade na construção, ganhos ambientais, e peças de maiores dimensões. Dessa forma, esse concreto tem sido cada vez mais utilizado no mundo. Seu desempenho depende da natureza e proporção dos materiais constituintes. Muito se tem estudado sobre esse concreto e sobre a influência do superplastificante no seu desempenho. No entanto, comumente, se avalia esse desempenho em relação a um concreto de referência de mesma resistência mecânica à compressão, mas fabricado com teor de argamassa e fator água/cimento diferentes. Dessa forma o estudo da influência do superplastificante fica comprometido pela diferença de composição dos materiais. Visando isolar a influência do superplastificante, neste trabalho foi avaliado comparativamente o desempenho de um concreto convencional e um autoadensável de 40 MPa, confeccionados com materiais típicos do estado de Minas Gerais, mesmo relação água/cimento e igual teor de argamassa. Foram avaliadas as características dos compostos no estado fresco e endurecido no que se refere à trabalhabilidade, ar incorporado, resistência mecânica, módulo de elasticidade e deterioração. Os resultados indicam que o superplastificante, por si só não influencia o desempenho no estado endurecido do concreto.

Palavras-chave: concreto autoadensável, carbonatação acelerada, resistividade elétrica, efeito do fogo, desgaste superficial, resistência a sulfato.

ABSTRACT

Self-compacting concrete is a composite with rheological properties that make it a very attractive material for casting homogeneous and long lasting pieces. Its usage allows for an increased productivity rate, environmental gains and larger articles. Hence, this type of concrete has been being used increasingly in the global market. Its performance depends on the nature and ratio of its constituents and the influence of superplasticizers has been widely studied. However, that performance is usually assessed by comparing self-compacting concrete with a reference concrete with the same mechanical resistance to compression but made of different mortar and water/cement ratios. Therefore, the study of the influence of superplasticizers is jeopardized by disparities in material composition. Aiming to isolate the superplasticizers influence, in the present study, the performances of both conventional and self-compacting concrete samples of 40 MPa, composed of the same local materials found in Minas Gerais, same water/cement ratio and same mortar rate were analyzed. The composites characteristics were evaluated, both at fresh and solid states, regarding workability, incorporated air, mechanical resistance, elasticity modulus and deterioration rate and the results point to the superplasticizer, by itself, not directly influencing the performance of the concrete in its consolidated state.

Keywords: self-compacting concrete; accelerated carbonation; electrical resistance; fire effect; superficial wearing; sulfate resistance.

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	vi
RESUMO	ix
ABSTRACT	x
SUMÁRIO	xi
LISTA DE FIGURAS	xiv
LISTA DE TABELAS	xviii
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	xxii
LISTA DE SÍMBOLOS	xxiv
1 INTRODUÇÃO	1
2 OBJETIVOS	4
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
3.1 Concreto Autoadensável	5
3.1.1 <i>Definição e características gerais</i>	5
3.1.2 <i>Origem e aplicações</i>	6
3.1.3 <i>Materiais constituintes</i>	8
3.1.4 <i>Propriedades do concreto no estado fresco</i>	11
3.1.5 <i>Classificação do concreto autoadensável</i>	12
3.1.6 <i>Classificação do concreto autoadensável quanto a sua aplicação</i>	14
3.1.7 <i>Propriedades mecânicas do concreto no estado endurecido</i>	17
3.2 Durabilidade dos Concretos	22
3.2.1 <i>Definição</i>	23
3.2.2 <i>Importância da durabilidade em estruturas de concreto</i>	25
3.2.3 <i>Causas da deterioração do concreto</i>	28
3.2.4 <i>Permeabilidade do concreto</i>	26
3.2.5 <i>Carbonatação acelerada</i>	29
3.2.6 <i>Desgaste superficial do concreto</i>	35
3.2.7 <i>Resistência do concreto ao ataque por sulfatos</i>	35
3.2.8 <i>Efeito do fogo sobre o concreto</i>	37
3.2.9 <i>Resistividade elétrica do concreto</i>	40
3.2.10 <i>Microestrutura do concreto</i>	42

4	MATERIAIS E MÉTODOS.....	44
4.1	 Materiais Constituintes	46
4.1.1	<i>Cimento CPV ARI Plus.....</i>	<i>47</i>
4.1.2	<i>Agregados miúdos e graúdos.....</i>	<i>48</i>
4.1.3	<i>Aditivos químicos.....</i>	<i>52</i>
4.2	 Métodos Utilizados	53
4.2.1	<i>Estudo da dosagem.....</i>	<i>53</i>
4.2.2	<i>Confeção e caracterização de pastas.....</i>	<i>54</i>
4.2.3	<i>Confeção do concreto.....</i>	<i>56</i>
4.3	 Caracterização Física dos Concretos no Estado Fresco	57
4.3.1	<i>Ensaio de ar incorporado.....</i>	<i>57</i>
4.3.2	<i>Trabalhabilidade do concreto autoadensável e convencional</i>	<i>58</i>
4.4	 Moldagem e Cura dos Corpos de Prova	61
4.5	 Ensaaios Mecânicos no Estado Endurecido.....	64
4.5.1	<i>Ensaio de resistência à compressão axial.....</i>	<i>64</i>
4.5.2	<i>Ensaaios de módulo de elasticidade estático</i>	<i>65</i>
4.5.3	<i>Ensaaios de módulo de elasticidade dinâmico</i>	<i>66</i>
4.5.4	<i>Ensaio de resistência à tração na flexão</i>	<i>67</i>
4.6	 Estudo da deterioração dos concretos.....	68
4.6.1	<i>Pré-condicionamento dos corpos-de-prova para os ensaios de absorção de água e carbonatação acelerada.....</i>	<i>68</i>
4.6.2	<i>Ensaio de absorção de água</i>	<i>69</i>
4.6.3	<i>Ensaio de carbonatação acelerada</i>	<i>70</i>
4.6.4	<i>Ensaio de resistência ao desgaste superficial por abrasão.....</i>	<i>71</i>
4.6.5	<i>Ensaio de resistência ao ataque por sulfatos</i>	<i>72</i>
4.6.6	<i>Ensaio para avaliação da resistência a altas temperaturas.....</i>	<i>73</i>
4.6.7	<i>Ensaio de resistividade elétrica</i>	<i>74</i>
4.6.8	<i>Análise microestrutural</i>	<i>75</i>
5	 RESULTADOS E DISCUSSÃO	77
5.1	 Caracterização Física das Pastas.....	77

5.1.1	<i>Análises termogravimétrica e térmica diferencial.....</i>	77
5.1.2	<i>Calorimetria exploratória diferencial</i>	80
5.2	Caracterização Física dos Concretos no Estado Fresco	84
5.2.1	<i>Ar incorporado</i>	84
5.2.2	<i>Trabalhabilidade</i>	85
5.3	Caracterização Física e Mecânica no Endurecido	88
5.3.1	<i>Resistência à compressão axial</i>	89
5.3.2	<i>Módulo de elasticidade estático secante</i>	94
5.3.3	<i>Módulo de elasticidade dinâmico.....</i>	97
5.3.4	<i>Comparativo do módulo de elasticidade obtido por meio de equações e em ensaios em laboratório.</i>	99
5.3.5	<i>Relação entre o módulo de elasticidade estático e a resistência à compressão</i>	102
5.3.6	<i>Resistência à tração na flexão.....</i>	104
5.4	Deterioração dos Concretos.....	105
5.4.1	<i>Pré-condicionamento dos Corpos-de-prova para os Ensaios de Absorção de água e Carbonatação Acelerada</i>	105
5.4.2	<i>Deterioração dos concretos pela absorção de água.....</i>	107
5.4.3	<i>Deterioração dos concretos por carbonatação acelerada</i>	111
5.4.4	<i>Deterioração dos concretos pelo desgaste superficial por abrasão... </i>	113
5.4.5	<i>Deterioração dos concretos pela ação de sulfato de sódio</i>	116
5.4.6	<i>Deterioração dos concretos devido de altas temperaturas.....</i>	121
5.4.7	<i>Resistividade elétrica dos concretos.....</i>	128
5.4.8	<i>Análise da estrutura dos concretos.....</i>	129
6	CONCLUSÕES.....	132
7	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	133
8	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	134

LISTA DE FIGURAS

Figura 4.1: Representação esquemática do procedimento experimental.	45
Figura 4.2: Materiais utilizados na confecção dos concretos. (a) areia nº1; a base de gnaiss (b) areia nº2 a base quartzo; (c) Brita 4,8 a 12,5 mm (B0).	46
Figura 4.3: Curva granulométrica da areia artificial 1.....	50
Figura 4.4: Curva granulométrica da areia artificial 2.....	51
Figura 4.5: Curva granulométrica da Brita 4,8 a 12,5 mm (Brita 0).....	52
Figura 4.6: Equipamento para ensaio de análise termogravimétrica (TGA).....	55
Figura 4.7: Equipamento para ensaio de calorimetria.....	56
Figura 4.8: Ensaio de teor de ar incorporado.....	57
Figura 4.9: Ensaio de avaliação do <i>slump</i> do concreto convencional.....	58
Figura 4.10: Ensaio testes espalhamento (<i>slump flow</i> , <i>slump flow</i> t_{500}) para o CAA.....	59
Figura 4.11: Ensaio anel -J (<i>J-Ring test</i>) para o CAA.	59
Figura 4.12: Ensaio <i>L-Box test</i> (a) Início do ensaio da Caixa L: colocação do CAA; (b) Início do ensaio da Caixa L: abertura da comporta; (c) Término do ensaio na caixa L.....	60
Figura 4.13: Ensaio de funil V do CAA: (a) Preenchimento do Funil V com CAA; (b) Funil V já preenchido.	61
Figura 4.14: Moldagens dos corpos de prova cilíndricos 100x200 mm (a) CCV com adensamento; (b) CAA sem adensamento.....	62
Figura 4.15: Ensaio de resistência à compressão.....	64
Figura 4.16: Ensaio de módulo de elasticidade estático secante e corpo de prova de concreto com sensores acoplados.....	66
Figura 4.17: Equipamento para determinação do módulo de elasticidade dinâmico: <i>Erudite MKII Resonant Frequency Test System</i>	67
Figura 4.18: Equipamento de leitura de deformação digital do fornecedor Micro Sensores Industrial Ltda. ensaio de resistência à tração na flexão.....	68
Figura 4.19: Câmara de carbonatação acelerada.....	70
Figura 4.20: Desenho esquemático da medição da espessura de carbonatação da face do corpo de prova.....	71
Figura 4.21: Ensaio de resistência à abrasão.....	72

Figura 4.22: (a) Forno para avaliação da resistência à alta temperatura dos concretos; (b) cápsula utilizada para os ensaios 600°C.....	73
Figura 4.23: Ensaio de resistividade elétrica.....	74
Figura 4.24: Microscópio eletrônico de varredura para o ensaio de análise microestrutural.	76
Figura 4.25: Análise da microestrutura: (a) concreto autoadensável; (b) concreto convencional.	76
Figura 5.1: Resultado da análise termogravimétrica (TGA) e análise térmica diferencial (DTA) da amostra 1: pastas de cimento, água.	78
Figura 5.2: Resultado da análise termogravimétrica (TGA) e análise térmica diferencial (DTA) da amostra 2: pastas de cimento, água e 0,617% de aditivo polifuncional.	78
Figura 5.3: Resultado da análise termogravimétrica (TGA) e análise térmica diferencial (DTA) da amostra de pastas de cimento, água, 0,617% de aditivo polifuncional e 0,768% de aditivo superplastificante.	79
Figura 5.4: Resultado da análise termogravimétrica (TGA) e análise térmica diferencial (DTA) da amostra de pastas de cimento, água e 0,768% de aditivo superplastificante.	79
Figura 5.5: Resultado do ensaio de Calorimetria exploratória diferencial.	81
Figura 5.6: Modelo de uma curva calorimétrica. Fonte: Sandeberg e Benini, 2008.	82
Figura 5.7: Ensaio <i>slump</i> do concreto convencional.	85
Figura 5.8: Teste de espalhamento do CAA: medida do <i>slump flow</i>	86
Figura 5.9: Resultado da resistência à compressão média em função do tempo do CAA e CCV, e dos valores mínimos e máximos obtidos para cada idade, em função do tempo.	91
Figura 5.10: Resultados do módulo de elasticidade estático (secante) médio em função do tempo dos CAA e CCV, e dos valores mínimos e máximos obtidos para cada idade, em função do tempo.	96
Figura 5.11: Resultado do módulo de elasticidade em função do tempo do CAA e CCV, e dos valores mínimos e máximos obtidos para cada idade, em função do tempo.	99

Figura 5.12: Comparativo entre módulo de elasticidade tangente e secante obtido por meio de equações e de ensaio estático e dinâmico.....	100
Figura 5.13: Relação entre o módulo de elasticidade (secante) e a resistência à compressão com relação às idades dos CCV e CAA.	102
Figura 5.14: Relação entre o módulo de elasticidade (secante) e a resistência à compressão com relação às idades dos CCV e CAA.	103
Figura 5.15: Comparativo entre resultados de absorção de água e índice de vazios dos CAA e CCV.	110
Figura 5.16: Corpos de prova após contato com a solução de fenolftaleína nos corpos de prova para leitura espessura de carbonatação (a) Concreto autoadensável; (b) concreto convencional.....	111
Figura 5.17: Resultado do ensaio de desgaste por abrasão (Amsler) referente à perda de massa dos corpos de prova de CAA e CCV após percurso de 500 e 1000 m.	114
Figura 5.18: Comparativo do desgaste de Amsler referente à perda na espessura (mm) dos corpos de prova de CAA e CCV nos percursos de 500 e 1000m.	115
Figura 5.19: Corpos de prova de concreto CAA e CCV após imersão: (a) 5% solução de sódio; (b)10% solução de sódio.....	116
Figura 5.20: Comparativo entre os módulos de elasticidade dinâmicos médios dos corpos de prova de CAA e CCV submersos nas soluções de sulfato de sódio. .	119
Figura 5.21: Comparativo entre a resistência à compressão dos corpos de prova de CAA e CCV submersos nas soluções de sulfato de sódio.....	120
Figura 5.22: Corpos de prova após exposição às altas temperaturas: (a) 100°C; (b) 300°C; (c) 600°C.....	122
Figura 5.23: Pequenas fissuras nos corpos de prova de concreto auto adensável após exposição à 600°C.	122
Figura 5.24: Comparativo entre os módulos de elasticidade dinâmico dos concretos CAA e CCV para as temperaturas de 100, 300 e 600 °C.	123
Figura 5.25: Comparativo da resistência à compressão dos CAA e CCV submetidos às temperaturas de 100, 300 e 600 °C.	125
Figura 5.26 (a): Corpo de prova do concreto convencional sendo retirado do forno após 2 horas à temperatura de 600°C; (b) corpo de prova após ser retirado da	

cápsula metálica (estourado); (c) superfície do corpo de prova de concreto convencional após temperatura de 600°C.	127
Figura 5.27: Microestrutura do concreto com presença de poros: (a) CAA; (b) CCV.	130
Figura 5.28: Representação da microestrutura do concreto autoadensável.	131
Figura 5.29: Representação da microestrutura do concreto convencional	131

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1: Parâmetros dos ensaios de caracterização do CAA.	12
Tabela 3.2: Classes de espalhamento (<i>slump flow</i>).....	13
Tabela 3.3: Classe de viscosidade plástica aparente t_{500} sob fluxo livre.....	13
Tabela 3.4: Viscosidade plástica aparente pelo funil V sob fluxo confinado.	14
Tabela 3.5: Habilidade passante caixa L sob fluxo confinado.....	14
Tabela 3.6: Habilidade passante pelo anel J sob fluxo livre.....	14
Tabela 3.7: Classe de espalhamento em função da aplicação do CAA.....	15
Tabela 3.8: Classe de viscosidade plástica aparente do CAA.	16
Tabela 3.9: Classe de habilidade passante do CAA.	16
Tabela 3.10: Classe de resistência à segregação do CAA em função de sua aplicação na obra.....	17
Tabela 3.11: Parâmetro para cálculo do módulo de elasticidade tangente.....	22
Tabela 3.12: Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto	24
Tabela 3.13: Resumo de ensaios de carbonatação.....	33
Tabela 3.14: Resumo de resultado de ensaio de carbonatação acelerada: pesquisadores, parâmetros respectivos e coeficiente de carbonatação.....	34
Tabela 3.15: Risco de corrosão em função de resistividade elétrica.	42
Tabela 4.1: Características físicas do cimento CPV ARI PLUS.	47
Tabela 4.2: Características químicas do cimento CP V ARI PLUS.....	48
Tabela 4.3: Características físicas dos agregados miúdos e graúdo.....	49
Tabela 4.4: Tabela referente ao resultado do ensaio de granulometria da areia artificial 1.....	49
Tabela 4.5: Tabela referente ao resultado do ensaio de granulometria da areia artificial 2.....	50
Tabela 4.6: Tabela referente ao resultado do ensaio de granulometria da brita na faixa de 4,8 a 12,5 mm (Bo).....	51
Tabela 4.7: Características dos aditivos polifuncional e superplastificante.....	52
Tabela 4.8: Traço do CCV e CAA produzido no laboratório da Holcim Brasil em Pedro Leopoldo/MG	54
Tabela 4.9: Quantidade e tipo de corpos de prova dos concretos CAA e CCV	63

Tabela 5.1: Resultado do ensaio de ar incorporado dos concretos CCA e CAA no estado fresco.....	84
Tabela 5.2: Resultados do teste de espalhamento (<i>slump flow</i>) do concreto CAA.	86
Tabela 5.3: Resultados do ensaio do anel-J do concreto CAA.	87
Tabela 5.4: Resultados do ensaio funil V do concreto CAA.	87
Tabela 5.5: Resultados do ensaio caixa L do concreto CAA.	88
Tabela 5.6: Classificação do controle da qualidade do concreto em termos de desvio padrão e coeficiente de variação.	89
Tabela 5.7: Classificação do controle da qualidade do concreto em termos de coeficiente de variação.	89
Tabela 5.8: Resultados do ensaio de resistência à compressão dos concretos CCV e CAA	90
Tabela 5.9: Relação do f_{c7}/f_{c28} do CAA e CCV.	93
Tabela 5.10: Resumo da relação o f_{c7}/f_{c28} do CAA e CCV.	93
Tabela 5.11: Resultados do ensaio de módulo de elasticidade estático pelo método secante do concreto CAA.....	95
Tabela 5.12: Resultados de ensaio de módulo de elasticidade estático pelo método secante do concreto CCV.	95
Tabela 5.13: Resultados do ensaio de módulo de elasticidade dinâmico do CAA.	98
Tabela 5.14: Resultados do ensaio de módulo de elasticidade dinâmico do CCV.	98
Tabela 5.15: Comparativo entre módulo de elasticidade tangente e secante obtido por meio de equações e de ensaio estático e dinâmico.....	100
Tabela 5.16: Comparativo da relação entre os módulos de elasticidade calculados, obtido por meio de equações e de ensaios.....	102
Tabela 5.17: Diferença percentual entre resistência à compressão e módulo de elasticidade secante.....	103
Tabela 5.18: Resultados do ensaio de resistência à tração na flexão dos concretos CCV e CAA.....	104

Tabela 5.19: Resumo do pré-condicionamento dos CP's dos concretos CCA e CCV após submetê-los à estufa por 3, 6, 24, 48 e 72 horas para o ensaio de absorção de água.	106
Tabela 5.20: Resumo do pré-condicionamento dos CP's dos concretos CCA e CCV após submetê-los à estufa por 3, 6, 24, 48 e 72 horas para o ensaio carbonatação	107
Tabela 5.21: Resultados do ensaio de absorção por imersão sem fervura dos concretos CAA e CCV.....	108
Tabela 5.22: Resultados do ensaio de absorção por imersão após fervura de 3 horas dos concretos CAA e CCV.....	109
Tabela 5.23: Resultado do cálculo do índice de vazios após ensaio de absorção dos concretos CAA e CCV.....	109
Tabela 5.24: Resultados do ensaio de carbonatação acelerada dos concretos CAA e CCV.....	112
Tabela 5.25: Resultados do ensaio de abrasão referente à perda de massa dos concretos CAA e CCV.....	113
Tabela 5.26: Resultados do ensaio de desgaste à abrasão referente à perda de espessura do concreto CAA.....	114
Tabela 5.27: Resultados do ensaio de desgaste à abrasão referente à perda de espessura do concreto CCV.	115
Tabela 5.28: Resultados do ensaio de resistência ao sulfato referente à diferença de massa dos corpos de prova submersos nas soluções de sulfato de sódio dos concretos CAA e CCV.....	117
Tabela 5.29: Resultados do ensaio de resistência ao sulfato referente à diferença de comprimento e diâmetro dos corpos de prova submersos na solução com 5% de sulfato de sódio dos concretos CAA e CCV.....	118
Tabela 5.30: Resultados do ensaio de resistência ao sulfato referente à diferença de comprimento e diâmetro dos corpos de prova submersos na solução com 10% de sulfato sódio dos concretos CAA e CCV.....	118
Tabela 5.31: Resultados do ensaio de módulo de elasticidade dinâmico dos corpos de prova submetidos às soluções de sulfato de sódio dos concretos CAA e CCV.	119

Tabela 5.32: Resultados do ensaio de resistência à compressão dos corpos de prova submersos nas soluções de sulfato de sódio dos concretos CAA e CCV.	120
Tabela 5.33: Resultados de ensaio de módulo de elasticidade dinâmico após ensaio de altas temperaturas dos concretos CAA e CCV.....	123
Tabela 5.34: Resultados do ensaio de resistência à compressão após ensaio de altas temperaturas dos concretos CAA e CCV	125
Tabela 5.35: Resultados do ensaio de resistividade elétrica dos concretos CAA e CCV.	129

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
a/c	relação água / cimento
°C	grau Celsius
CP	corpo de prova
CP's	Corpos de prova
cm	centímetro
cm ²	centímetro quadrado
cm ³	centímetro cúbico
CAA	concreto autoadensável
CCV	concreto convencional
CP VARI	Cimento Portland de alta resistência inicial
DEMC	Departamento de Engenharia de Materiais e Construção
D _{final}	diâmetro final do escoamento (ensaio <i>slump flow</i>)
E	módulo de elasticidade
f _{ck}	Resistência à compressão
f _{cj}	Resistência à compressão em j dias
GPa	Giga Pascal
g	grama
h	hora
hz	hertz
H ₁ /H ₂	relação final entre a altura do concreto no final do trecho horizontal e a altura do concreto remanescentes do trecho vertical da caixa L
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
kg	quilograma
kg/m ³	quilograma por metro cúbico
MPa	Mega Pascal
m ²	metro quadrado
m ³	metro cúbico
MG	Minas Gerais
mg	miligrama
ml	mililitro

mm	milímetro
NBR	Norma Brasileira
pç	peça
PL	classe de habilidade passante caixa L (sob fluxo confinado)
PJ	classe de habilidade passante pelo anel J (sob fluxo livre)
RAS	reação álcali-sílica
SF	classe de espalhamento (slump flow)
SR	classe de resistência à segregação pela coluna de segregação
Tv	tempo de escoamento no ensaio de Funil V
T ₅₀₀	tempo para o concreto atingir um diâmetro de 500 mm no ensaio de slump flow T500
T ₂₀	tempo para o concreto alcançar um comprimento de 20 cm no ensaio de caixa L
T ₄₀	tempo para o concreto alcançar um comprimento de 40 cm no ensaio de caixa L
ton.	tonelada
UFMG	Universidade Federal de Minas Gerais
V _S	classe de viscosidade plástica aparente T ₅₀₀ (sob fluxo livre)
V _F	classe de viscosidade plástica aparente pelo funil V (sob fluxo confinado)

LISTA DE SÍMBOLOS

>	maior que
<	menor que
%	porcentagem
#	malha de peneiras
C	carbono
Ca	cálcio
CaCO ₃	carbonato de cálcio
CaO	óxido de cálcio (cal)
Ca (OH) ₂	hidróxido de cálcio, cal hidratada ou cal extinta
CO	monóxido de carbono
CO ₂	dióxido de carbono
C-S-H	silicato de cálcio hidratado
C-H	hidróxidos de cálcio
μm	micrômetro
γ	massa específica
ε	deformação específica
ρ	densidade do material
σ	tensão

1 INTRODUÇÃO

O concreto é o material de construção mais empregado no mundo (MEHTA e MONTEIRO, 2008). No entanto, para ser utilizado nos diversos tipos de obra com rapidez e qualidade, deve apresentar, dependendo das necessidades, características especiais. Dentre essas características, pode-se destacar a fluidez do compósito cimentício. Dependendo do grau de fluidez se faz necessário uma maior ou menor vibração do concreto (TUTIKIAN e DAL MOLIN, 2008). Em 1988, foram desenvolvidos no Japão concretos com um nível de fluidez que não exigiam vibração, os chamados concretos autoadensáveis (OKAMURA e OUCHI, 1999).

O concreto autoadensável (CAA) é um concreto que, no estado fresco, tem a capacidade de fluir e preencher o molde. Ele deve ser capaz de passar pelas armaduras, sem vibração ou adensamento, preenchendo a fôrma de forma homogênea e sem segregação, sob a força da gravidade. Para ser um concreto autoadensável, o compósito tem de ter fluidez, resistência à segregação e coesão necessárias para que a mistura escoe intacta entre as barras de aço, ou seja, ter habilidade passante. Para a obtenção dessas características especiais são utilizados na fabricação do concreto os aditivos superplastificantes e/ou modificadores de viscosidade, um alto teor de finos e de cimento por metro cúbico de concreto. Também apresentam uma proporção maior de pasta de cimento/agregado do que o concreto convencional (OKAMURA e OUCHI, 1998).

O concreto autoadensável tem sido cada vez mais utilizado no mundo, pois seu uso está associado à produção de peças mais duráveis, à diminuição de defeitos de concretagem, à obtenção de peças de melhor acabamento superficial, à facilidade no espalhamento e nivelamento do concreto, à maior produtividade e ao menor custo na fabricação de peças pré-moldadas (EFNARC, 2002). Sua utilização contribui para a redução do cronograma da obra, uma vez que permite uma maior rapidez das concretagens, pois acelera o bombeamento e lançamento do concreto na estrutura. Ao eliminar o uso de vibradores, diminui o ruído na obra e economiza energia elétrica (ASSIE *et al*, 2006). Com a eliminação do barulho provocado pelo

ruído dos vibradores melhora as condições de trabalho na obra (TOKUDOME, 2006). Além disso, permite a produção de estruturas com grandes taxas de armaduras e pequenas dimensões (NÚÑEZ, 2009).

Apesar de suas diversas vantagens descritas acima, o concreto autoadensável apresenta algumas desvantagens. Não é fácil de ser produzido, pois necessita de mão de obra especializada para sua confecção e exige controle tecnológico rigoroso (ILIESCU, 2007). As fôrmas devem ter excelente vedação e seu escoramento bem dimensionado (TOKUDOME, 2006), devido às pressões que o concreto autoadensável exerce sobre elas (TUTIKIAN, 2007). A sua aplicação é mais complexa: o concreto autoadensável precisa de cuidados especiais com o transporte para evitar a segregação e apresenta menor tempo disponível para aplicação em relação ao concreto convencional após a adição do superplastificante (LISBÔA, 2004).

Os concretos autoadensáveis têm sido estudados quanto a sua dosagem, propriedades, durabilidade, resistência à ação do fogo, aderência ao aço e aplicações por diversos pesquisadores (LISBÔA, 2004; ALMEIDA FILHO, 2006; ASSIE *et al*, 2006; ASSIE *et al*, 2007; ALENCAR, 2008; BARROS, 2008; TUTIKIAN E DAL MOLIM, 2008; FERRAZ, 2009; GOMES E BARROS, 2009; NÚÑEZ, 2009; MARQUES, 2011; UYSAL e KEMALETIM, 2011 e UYSAL ET AL, 2012). Os estudos sobre o módulo de elasticidade são precários (SUN *et al*, 2002; AGUILAR *et al*, 2011). Recentemente, pesquisas internacionais têm analisado a influência da dosagem do superplastificante na trabalhabilidade do CAA (HAMEED, 2012), a influência do superplastificante na resistência do CAA (ALSADEY, 2012), a aderência do CAA em barras de aço (GUETTI, 2012) e a permeabilidade do CAA (DHIMAN *et al*, 2013).

Nas pesquisas, comumente, se avalia o desempenho de concretos autoadensáveis em relação a um concreto de referência de mesma resistência mecânica à compressão ou consumo de cimento, mas fabricado com teor de argamassa e/ou fator água cimento diferentes. Dessa forma não é possível avaliar isoladamente a influência do superplastificante no desempenho dos concretos. Dentro deste contexto, neste trabalho foi avaliado comparativamente o desempenho de um concreto

convencional e um autoadensável de 40 MPa, confeccionados com materiais típicos de Minas Gerais, relação água/cimento de 0,55 e teor de argamassa de 69%.

2 OBJETIVOS

O objetivo deste trabalho é avaliar a influência do aditivo superplastificante no desempenho de um concreto estrutural autoadensável (CAA) de resistência de 40 MPa produzido com relação água/cimento de 0,55, teor de argamassa de 69% e agregados típicos de Minas Gerais tomando-se como referência de um concreto convencional (CCV) com mesma relação água/cimento e teor de argamassa. Para tal, os seguintes objetivos específicos deverão ser atingidos:

- a) desenvolver a composição dos concretos convencional e autoadensável;
- b) caracterizar física e mecanicamente o concreto convencional e o autoadensável, nos estados fresco e endurecido;
- c) avaliar a durabilidade dos concretos convencional e autoadensável pelo estudo da deterioração dos mesmos quando submetidos a diferentes agentes agressivos.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A seguir são apresentados os temas mais relevantes da revisão bibliográfica. Esses pontos se referem ao concreto autoadensável e à durabilidade do concreto.

3.1 Concreto Autoadensável

3.1.1 *Definição e características gerais*

Segundo a norma da NBR 15823-1 (ABNT, 2010a) define-se como concreto autoadensável aquele que é capaz de fluir, autoadensar pelo seu peso próprio, preencher as fôrmas e passar por armaduras, dutos e insertes, enquanto mantém sua homogeneidade (ausência de segregação) nas etapas de mistura, transporte, lançamento e acabamento. Segundo as orientações europeias (EFENARC, 2002), um concreto somente pode ser considerado autoadensável caso alcance as três propriedades simultaneamente: fluidez, resistência à segregação e habilidade passante.

A fluidez é a capacidade que CAA possui de fluir dentro das formas preenchendo todos os espaços sem vibração interna ou externa. A habilidade passante é caracterizada pela facilidade da mistura em escoar pela forma, passando pelas armaduras de aço sem segregar. A resistência à segregação é a habilidade da mistura em se manter coesa ao espalhar-se pela fôrma (NBR 15823 - ABNT, 2010a).

Segundo Mehta e Monteiro (2008), o concreto autoadensável pode ser classificado em duas categorias: com grande teor de finos ou com aditivos químicos modificadores de viscosidade, dependendo da forma de controle da exsudação e segregação. Núñez (2009) relata que o concreto autoadensável se difere do concreto convencional pelas suas características no estado fresco. Esta diferença é devido a sua composição.

3.1.2 *Origem e aplicações*

O CAA surgiu em 1988 no Japão, com o objetivo de se obter estruturas mais duráveis. E também pelo fato de não precisar de mão de obra especializada para vibrá-lo (OKAMURA E OUCHI, 1999). Surgiu então este concreto que ao preencher as fôrmas não se utiliza de vibração ou compactação externa e passa pelas armaduras, coeso e com alta resistência à segregação (NÚÑEZ, 2009).

A aplicação do concreto autoadensável é ampla. Devido a suas propriedades é possível empregá-lo em bombeamentos de maiores alturas e distâncias horizontais. Também pode ser utilizado diretamente na forma da peça a ser concretada. Recomenda-se seu uso a distância na vertical até 5 metros e na horizontal até 10 metros do ponto a outro de descarga. Pode-se utilizar em concretagens de elementos pré-moldados ou em estruturas concretadas nas obras, tais como vigas, pilares, arcos; blocos, lajes (EFNARC, 2002). Também é utilizado na construção de túneis, edifícios, barragens e paredes diafragmas (TOKUDOME, 2006). Por sua facilidade em preencher as fôrmas devido ao seu peso próprio é utilizado em peças com grande concentração de ferragens.

Segundo a norma NBR 15823-1 (ABNT, 2010a) é empregado também em fundações que utilizam as estacas de hélice contínua; obras em concreto aparente, em pisos e lajes de concreto; paredes moldadas in loco ou pré-moldadas; reparos estruturais; locais de difícil acesso; peças pequenas, com muitos detalhes ou com formato não convencional onde seja difícil a utilização de vibradores.

Nunes (2001) relata o uso do CAA no Japão em construções de pontes, edifícios, túneis, barragens entre outras obras. Núñez (2009) relata a obra da ponte suspensa Akashi Kaikyo de 1.991 metros de comprimento no Japão onde se utilizou o concreto autoadensável. Foram utilizados aproximadamente 290.000 m³ de concreto autoadensável. A produtividade por dia foi de 1.900 m³/dia, reduzindo o cronograma da obra em 6 meses. Segundo Faria (2002), no Brasil pode-se destacar a concretagem da laje de fundo dos poços Norte e Sul da estação Luz da Linha 4 -

Amarela do Metrô de São Paulo. Foram aproximadamente 8 mil m³ de concreto para preencher a peça de 2 mil m² de área com 3,5 m de altura.

Para produção do concreto é necessário fazer a sua dosagem definindo a melhor proporção entre o cimento, agregados, água, adições e aditivos. A finalidade de se fazer esta dosagem é atingir alguns pré-requisitos. Os pré-requisitos mais importantes são a trabalhabilidade do concreto no estado fresco e a resistência no estado endurecido. É importante ressaltar também os requisitos de desempenho do concreto com menor custo (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

Segundo Ferraz (2009), os métodos de dosagem do CAA encontrados na literatura são referentes às suas propriedades no estado fresco. As propriedades mecânicas do CAA, tal como a resistência à compressão, são adquiridas em decorrência da dosagem dos materiais, pois depende da proporção de finos e relação água/finos definidas para se obter as três propriedades do CAA no seu estado fresco. O primeiro método de dosagem encontrada na literatura é o elaborado pelo Prof^o Okamura, onde ele estabelece os principais conceitos da tecnologia do CAA (ALENCAR, 2008).

Este método de dosagem do concreto autoadensável, elaborado pelo Prof. Okamura (1997), segundo Gomes e Barros (2009) se baseia em limitar a quantidade de agregados com baixa relação água/finos e uso de superplastificante. A quantidade máxima de volume do agregado graúdo é de 50% e a de agregado miúdo é de 40%. A relação água/materiais finos (cimento, pozolana ou filer), dependendo de suas propriedades, varia entre 0,9 e 1,0 em volume. A quantidade de superplastificante deve ser determinada experimentalmente na fabricação do CAA. Segundo Alencar (2008), depois da dosagem deve-se executar os testes de espalhamento, funil V para verificar a fluidez e viscosidade do CAA.

3.1.3 *Materiais constituintes*

Segundo Barros (2008), normalmente se utiliza os mesmos materiais que se fabrica o concreto convencional: aglomerantes (cimento Portland), agregados (areia e brita), água e aditivos químicos. Entretanto, o concreto autoadensável se difere do convencional pelo uso dos superplastificantes e/ou modificadores de viscosidade. Núñez (2009) ressalta a importância de se utilizar materiais finos na produção de CAA, pois suas propriedades influenciam no grau de autoadensamento e na qualidade do concreto endurecido. Deste modo, deve-se ter atenção especial para a qualidade e tamanho dos grãos. Gomes e Barros (2009) acrescentam que o CAA necessita de maior quantidade de finos do que o concreto convencional. Esta maior quantidade de finos gera um alto volume de pasta e reduz o volume de agregado gráudo. Segundo Mehta e Monteiro (2008) para melhorar a trabalhabilidade (fluidez, viscosidade e resistência à segregação) e a resistência do concreto à fissuração térmica, expansão causada pela reação álcali-agregado e ataque por sulfatos, pode-se utilizar também as adições minerais (materiais finamente moídos) em grande quantidade. Dentre as adições se destacam a sílica ativa, a cinza volante, a metacaulim, a escória de alto-forno e as cinzas de casca de arroz.

Todos os tipos de cimento Portland podem ser utilizados na fabricação do concreto autoadensável. Esta escolha depende da exigência de cada aplicação (GOMES e BARROS, 2009). Os cimentos mais comuns disponíveis no mercado mineiro são: CPIII (Cimentos Portland de Alto Forno), CPIII 40 RS (Cimentos Portland de Alto Forno com resistência a sulfatos); CPV ARI (Cimentos Portland de Alta Resistência) e CPV ARI RS (Cimentos Portland de Alta Resistência com resistência a sulfatos) e também o CPII E (Cimento Portland composto com Escória de Alto Forno). Quando se necessita de concretos com altas resistências iniciais utiliza-se o cimento tipo V (CPV ARI ou CPV ARI RS), pois este cimento, devido a sua composição e finura, possui a característica de obter resistências iniciais mais elevadas que outros tipos de cimentos. O cimento CPIII 40 RS é mais utilizado no concreto para a resistência ao sulfato (RS), devido ao baixo calor de hidratação, pois contém escória na sua composição. Os cimentos com resistência a sulfatos (RS) possuem propriedades de resistência aos meios agressivos sulfatados, geralmente empregados em obras de

estações de tratamento de esgoto, industriais, na água do mar e em alguns tipos de solo (ABCP, 2002).

Segundo as diretrizes europeias EFNARC (2002), é importante também que o cimento não apresente mais que 10 % de C_3A em sua composição para não perder sua trabalhabilidade. As principais características do cimento para a produção de CAA são a sua finura e a sua capacidade de absorção do dispersante. A finura do cimento afeta a reação do cimento com a água. Portanto, quanto maior a finura do cimento mais acelerada será sua reação, intensificando a resistência do concreto (MEHTA e MONTEIRO, 2008). Conforme os trabalhos técnicos da literatura o consumo de cimento para a confecção de CAA é de 350 a 550 kg/m^3 (FERRAZ, 2009). Entretanto, segundo EFNARC (2002), o consumo máximo deve ser de 450 kg/m^3 . Os consumos de cimento acima de 500 kg/m^3 podem aumentar a retração do concreto. Caso seja usada quantidade de cimento menor que 350 kg/m^3 na confecção do CAA, devem-se acrescentar adições minerais para melhorar o teor de finos.

Os agregados miúdos (natural ou industrializados) utilizados na produção do concreto autoadensável devem seguir as mesmas exigências das normas vigentes para o concreto convencional. Destacando-se o monitoramento quanto à sua umidade, à sua absorção de água, à sua classificação e às variações da quantidade de finos para se alcançar uma boa qualidade do CAA, e também o controle da porosidade, a composição granulométrica, a forma e textura, a resistência à compressão, o módulo de elasticidade e a presença de substâncias prejudiciais ao concreto (GOMES E BARROS, 2009). De acordo com Almeida Filho (2006) as areias mais recomendadas para a produção do CAA são de forma mais arredondada e textura mais lisa. Quanto menor o módulo de finura do agregado melhor para se produzir concretos de elevada coesão, trabalhabilidade e viscosidade do CAA, pois reduz os vazios do concreto. Segundo as diretrizes europeias (EFNARC, 2002), a quantidade de areia na composição do CAA é importante devido à razão entre areia/agregados (finos e graúdos). Esta proporção entre a areia e agregados influencia no módulo de elasticidade longitudinal do concreto.

Os agregados graúdos devem ser dosados para a fabricação de CAA em pequena quantidade, ou seja, deve possuir de 28 a 35% do volume de agregados graúdos (natural ou britados) com proporções aproximadas de 750 a 920 kg/m³. (GOMES E BARROS, 2009). Segundo Almeida Filho (2006), o agregado graúdo britado possui maior resistência devido aos ângulos de suas partículas. Enquanto o agregado graúdo natural aumenta a capacidade de fluidez da pasta, pois é mais arredondado o que ocasiona diminuição do atrito entre as partículas.

A água é muito importante na produção do concreto. Ela é a mesma utilizada tanto para os concretos convencionais quanto para os concretos autoadensáveis. Recena (2011) ressalta que a água utilizada em grande quantidade pode ocasionar alterações na resistência à compressão. Fochs (2011) diz que a água aumenta a trabalhabilidade, reduz a tensão de escoamento e a viscosidade, ou seja, aumenta a fluidez. Segundo Gomes e Barros (2009), a água utilizada para a confecção do concreto serve para hidratar o cimento, para a absorção dos agregados e para preencher os vazios (poros) além de garantir a sua fluidez. De acordo com fabricantes de aditivos, parte da água pode ser substituída pelo aditivo superplastificante, para garantir a fluidez do CAA, sem comprometer suas propriedades.

Os aditivos químicos são um dos principais componentes responsáveis pelo desenvolvimento e inovação do CAA. Os mais utilizados na composição do CAA são: superplastificantes e/ou modificadores de viscosidade. (MEHTA e MONTEIRO, 2008). O aditivo superplastificante permite que o CAA alcance alta fluidez, aumenta a sua resistência inicial, leva à redução ou eliminação da exsudação, melhora da trabalhabilidade, acarreta facilidade no seu lançamento e aumenta a durabilidade da estrutura (FOCHS, 2011). Os mais recomendados para a fabricação dos CAA são os superplastificantes de 3^o geração a base de policarboxilatos. Estes aditivos reduzem a quantidade de água em torno de 40% e aumentam a resistência inicial do concreto (NUNES, 2001). Segundo Mehta e Monteiro (2008), para concretos com mesma relação água/cimento, as dosagem de concreto com aditivos superplastificante apresentam maior resistência nas primeiras idades que o concreto convencional. Hameed (2012) salienta que uma alta dosagem de superplastificante na composição

do CAA pode aumentar a possibilidade de segregação da mistura. No estudo de Hameed sobre a influência da dosagem do superplastificante em concreto autoadensável (dosado com 345 kg/m³ de cimento e uma a/c igual a 0,55) verificou melhor trabalhabilidade com a utilização de 1,0 a 2,5% do superplastificante na mistura do concreto. Segundo Alsadey (2012), a porcentagem ideal de aditivo superplastificante é de 1% na dosagem do concreto. Em seu estudo, com a utilização desse aditivo obteve um aumento de resistência à compressão de 55 N/mm² aos 28 dias de cura.

Os aditivos modificadores de viscosidade aumentam a coesão, melhoram a estabilidade e a mobilidade do concreto autoadensável (FOCHS, 2011). Segundo Gomes e Barros (2009), com o uso de aditivos modificadores de viscosidade ocorrem à redução da água livre na mistura do concreto e a diminuição da exsudação, reduzindo assim a sedimentação. Segundo os fabricantes, os modificadores de viscosidade são utilizados no concreto junto aos aditivos superplastificantes quando se precisa confeccionar um concreto autoadensável com alta viscosidade. A sua utilização evita a segregação, melhorando a bombeamento do concreto.

3.1.4 Propriedades do concreto no estado fresco

A caracterização e o controle das propriedades do concreto no estado fresco são muito importantes para o concreto convencional. Entretanto, o comportamento do CAA no estado fresco se difere do concreto convencional, pois a caracterização e o controle das suas propriedades são muito mais exigentes (GOMES E BARROS, 2009). Os estudos reológicos do concreto autoadensável permitem compreender o seu comportamento, além de ajudar a se obter uma melhor dosagem de seus componentes. A sua reologia é influenciada pela água, tamanho e granulometria dos agregados e pelo teor de finos junto com os aditivos (ALENCAR, 2008). A reologia é definida por Alencar (2008) como a ciência que estuda a deformação no tempo e fluxo da matéria. Segundo Castro (2007), a reologia é “o ramo da física que se

preocupa com a mecânica dos corpos deformáveis, aos quais podem estar no estado sólido, líquido ou gasoso”.

Para se avaliar as características de fluidez e coesão, alguns ensaios são recomendados por Tutikian e Dal Molin (2008), Gomes e Barros (2009) e pela norma NBR 15823-1 (ABNT, 2010a). Os ensaios mais comuns são: o ensaio de espalhamento (*slump flow test*), ensaio do Funil-V (*V-Funnel test*), ensaio da caixa-L (*L-Box test*), ensaio da caixa-U (*U-Box test*), ensaio do Anel-J (*J-Ring test*), entre outros. A norma NBR 15823-1 (ABNT, 2010a) e Gomes e Barros (2009) e Tutikian e Dal Molin (2008), sugerem os seguintes parâmetros para os concretos autoadensáveis conforme mostra a Tabela 3.1.

Tabela 3.1: Parâmetros dos ensaios de caracterização do CAA.

Ensaio	Parâmetros	Unidade	NBR 15823-1 (ABNT, 2010a)		Gomes e Barros (2009)		Tutikian e Dal Molin (2008)	
<i>Espalhamento (slump flow test)</i>	D _{final}	mm	550	850	600	800	600	750
	T ₅₀₀	s	< 2	> 2	2	7	3	7
Caixa L	H ₂ /H ₁	-	≥ 0,80	-	≥ 0,80	-	0,80	1,00
Funil V	T _v	s	≤ 8	9 a 25	6	15	6	12

Fonte: NBR 15823-1 (ABNT, 2010a) e Gomes e Barros (2009) e Tutikian e Dal Molin (2008).
Observação: D_{final} (diâmetro final do teste de escoamento); H₂/H₁ (relação da altura final do trecho horizontal com a altura do concreto remanescente do trecho vertical da caixa); T_v (tempo de escoamento do funil V).

3.1.5 Classificação do concreto autoadensável

Os requisitos que classificam o CAA são o espalhamento (SF); a viscosidade plástica aparente pelo funil V sob fluxo confinado (VF) e a viscosidade plástica aparente T₅₀₀ sob fluxo livre (VS); a habilidade passante na caixa L sob fluxo

confinado (PL) e a habilidade passante pelo anel J sob fluxo livre (PJ); e a resistência à segregação pela coluna de segregação (SR). A aceitação do CAA depende da sua comprovação referente ao ensaio de espalhamento (*slump flow*), t_{500} sob fluxo livre e habilidade passante pelo anel J, sob fluxo livre. Para comprovar outras propriedades do CAA em função de sua aplicação é necessário atender aos requisitos da habilidade passante na caixa L sob fluxo confinado e a viscosidade plástica aparente pelo funil V, sob fluxo confinado (NBR 15823-1 - ABNT, 2010a).

A norma NBR 15823-1 (ABNT, 2010a) determina que o ensaio do anel J é dispensado, caso seja prescrito o ensaio da caixa L. A norma determina também que se for especificado o ensaio de funil V isenta-se de realizar o ensaio de tempo de escoamento t_{500} . A Tabela 3.2 apresenta as diferentes classes de espalhamento em função do diâmetro do espalhamento e a Tabela 3.3 mostra as classes de viscosidade plástica aparente em função do tempo de escoamento t_{500} sob fluxo livre.

Tabela 3.2: Classes de espalhamento (*slump flow*)

Classificação	Classe	Espalhamento (mm)
Espalhamento (<i>slump flow</i>)	SF1	550 a 650 mm
	SF2	660 a 750 mm
	SF3	760 a 850 mm

Fonte: Adaptado da NBR 15823-1 (ABNT, 2010a).

Tabela 3.3: Classe de viscosidade plástica aparente t_{500} sob fluxo livre.

Classificação	Classe	Tempo (s)
Viscosidade plástica aparente t_{500} (sob fluxo livre)	VS1	≤ 2
	VS2	> 2

Fonte: Adaptado da NBR 15823-1 (ABNT, 2010a).

As classes de viscosidade plástica aparente são apresentadas na Tabela 3.4 em função do tempo de escoamento pelo funil V sob fluxo confinado. As classes de habilidade passante em função do tempo de escoamento pela caixa L sob fluxo

confinado são visualizadas na Tabela 3.5. As classes de habilidade passante em função do tempo de escoamento pelo Anel J sob fluxo livre são mostradas na Tabela 3.6.

Tabela 3.4: Viscosidade plástica aparente pelo funil V sob fluxo confinado.

Classificação	Classe	Funil V (s)
Viscosidade plástica aparente pelo funil V (sob fluxo confinado)	VF1	< 9
	VF2	9 a 25

Fonte: Adaptado da NBR 15823-5 (ABNT, 2010e).

Tabela 3.5: Habilidade passante caixa L sob fluxo confinado.

Classificação	Classe	Caixa L (H_2/H_1)
Habilidade passante caixa L (sob fluxo confinado)	PL1	$\geq 0,80$ com duas barras de aço
	PL2	$\geq 0,80$ com três barras de aço

Fonte: Adaptado da NBR 15823-4 (ABNT, 2010 d).

Tabela 3.6: Habilidade passante pelo anel J sob fluxo livre.

Classificação	Classe	Anel J (mm)
Habilidade passante pelo anel J (sob fluxo livre)	PJ1	0 a 25 com 16 barras de aço
	PJ2	25 a 50 com 16 barras de aço

Fonte: Adaptado da NBR 15823-3 (ABNT, 2010c).

3.1.6 Classificação do concreto autoadensável quanto a sua aplicação

Conforme a NBR 15823-1 (ABNT, 2010a), os requisitos para a classificação do CAA são o espalhamento, a viscosidade plástica aparente, a habilidade passante e a resistência à segregação descritos em ensaios (item 3.1.5). As classes de

espalhamento do concreto autoadensável estão divididas de acordo com a função de sua aplicação, sendo a classe de espalhamento (SF2) a mais utilizada, conforme descreve a Tabela 3.7.

Tabela 3.7: Classe de espalhamento em função da aplicação do CAA.

Classe	Espalhamento (mm)	Aplicação	Exemplos
SF1	550 a 650	Estruturas não armada	Lajes
		Estruturas com baixa taxa de armadura	
		CAA bombeado	Túneis
		Pequena distância de espalhamento do CAA	Estacas e fundações profundas
SF2	660 a 750	Maioria das aplicações correntes	Paredes, vigas, pilares e outros.
SF3	760 a 850	Estruturas com baixa taxa de armadura	Pilares - Paredes
		Forma arquitetônica complexa	Parede diafragma
		CAA utilizando agregado graúdo de dimensão menor que 12,5 mm	Pilares

Fonte: Adaptado da NBR 15823-1 (ABNT, 2010a).

A determinação da viscosidade plástica aparente (VS) é importante quando se quer obter um bom acabamento superficial. As classes de viscosidade plástica aparente do concreto autoadensável estão divididas de acordo com a função de sua aplicação, conforme a Tabela 3.8.

Tabela 3.8: Classe de viscosidade plástica aparente do CAA.

Classe	T ₅₀₀ (s)	Funil V (s)	Aplicação	Exemplos
VS1/VF1	≤2	≤8	Estruturais com alta densidade de armadura.	Lajes, paredes diafragma, pré-moldados, etc.
			Concretagens realizadas do ponto mais alto com deslocamento livre	
VS2/VF2	>2	9 a 25	Maioria das aplicações correntes	Vigas, pilares

Fonte: Adaptado da NBR 15823-1 (ABNT, 2010a).

As classes de habilidade passante (PL) do concreto autoadensável conferem a sua capacidade em fluir homogêneo. Essas classes estão divididas de acordo com a função de sua aplicação, conforme mostra a tabela 3.9.

Tabela 3.9: Classe de habilidade passante do CAA.

Classe	Anel J (mm)	Caixa L (h ₁ /h ₂)	Aplicação	Exemplos
PL1/PJ1	25 mm a 50 mm com 16 barras de aço	≥2 com duas barras de aço	Estruturas com espaçamentos de armadura de 80 mm a 100 mm	Lajes, painéis, fundação.
PL2/PJ2	0 a 25 mm com 16 barras de aço	>0,80 com três barras de aço	Maioria das aplicações correntes que possuam espaçamentos de armadura de 60 mm a 80 mm	Vigas, pilares, tirantes, pré-moldados.

Fonte: Adaptado da NBR 15823-1 (ABNT, 2010a).

As classes de resistência à segregação (SR) do concreto autoadensável estão divididas de acordo com a função de sua aplicação. A Tabela 3.10 apresenta as classes de resistência à segregação em função dos ensaios de coluna de segregação, distância percorrida em m e o espaçamento entre as armaduras referentes ao ensaio de coluna L e seus locais de aplicação respectivamente.

Tabela 3.10: Classe de resistência à segregação do CAA em função de sua aplicação na obra.

Classe	Coluna de segregação (%)	Distância a percorrer (m)	Espaçamento entre armaduras (mm)	Exemplos
SR1	≤ 20	< 5	> 80	Lajes de espessura pequena
SR2	≤ 15	> 5	> 80	Fundações profundas
		< 5	< 80	Pilares, paredes e estruturas complexas, pré-moldados.

Fonte: Adaptado da NBR 15823-1 (ABNT, 2010a).

3.1.7 Propriedades mecânicas do concreto no estado endurecido

As propriedades mecânicas do concreto podem ser avaliadas por meio de ensaios padronizados de resistência à compressão, tração na flexão e módulo de elasticidade. Os fatores que influenciam as propriedades do concreto são: a dosagem, relação água/cimento, produção (mistura, transporte, cura, lançamento e adensamento), carregamento e tipo de materiais (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

Resistência à compressão

A resistência à compressão é a propriedade mecânica mais utilizada para dimensionamento da estrutura de concreto. O calculista adota a resistência à compressão como valor de referência em projetos estruturais, com nível de segurança de 95%. Quando o projeto estrutural não indica a idade do concreto, geralmente são considerados 28 dias de idade (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

A norma NBR 6118 (ABNT, 2007) divide o concreto em dois grupos: I e II e o concreto é representado pela letra C seguida da resistência característica à compressão em MPa. As classes são: classe CI (C10, C15, C20, C25, C30, C35, C40, C45, C50) e classe CII (C55, C60, C70 E C80). Esta norma é aplicada para concretos com resistência até 50 MPa (C50). Para a classe CII ou superiores deve-se consultar normas estrangeiras.

Para Neville (1997), a resistência à compressão de um concreto, após cura em água à temperatura constante, depende da relação água/cimento e adensamento. Quanto menor a relação água/cimento e melhor adensamento do concreto, maior será a resistência à compressão e menor será a porosidade da pasta de cimento. Taylor (1990) salienta que a relação a/c não pode ser menor que 0,38, pois não ocorre a hidratação completa do cimento. É importante ressaltar que as propriedades do concreto autoadensável não podem ser avaliadas quanto ao adensamento, pois ele não precisa ser vibrado. Segundo Mehta e Monteiro (2008), a resistência à compressão do concreto é influenciada também devido às proporções dos materiais que o compõe.

A influência da cura do concreto na resistência à compressão depende do tempo, temperatura e umidade que ela ocorre, pois está relacionada com a hidratação do concreto. Os concretos, com mesma relação água/cimento, que obteve maior tempo de cura úmida, apresentam maior resistência à compressão do que os curados por tempos mais curtos ao ar (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

A hidratação do concreto depende da interação do cimento com os aditivos e adições. A resistência à compressão é influenciada também pelo tipo de aditivo utilizado na mistura (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

Segundo os fabricantes os aditivos superplastificante diminuem o teor de água na composição do concreto e aumentam a sua trabalhabilidade, reduz a relação água/aglomerante e aumenta a sua resistência à compressão em todas as idades. Enquanto o modificador de viscosidade fortalece o concreto, atuando nas suas propriedades no estado fresco, tornando-o mais coeso e homogêneo, mesmo sem

quantidades maiores de finos (cimento e adições) sendo menos sensível na variação da quantidade de água, finos e umidade dos agregados. (EFNARC, 2002).

As adições influenciam as propriedades do concreto no seu estado fresco ou endurecido. Pode-se destacar a sílica ativa, por ser reativa, aumenta a resistência nas primeiras idades. O metacaulim e a cinza de casca de arroz se assemelham a sílica ativa, enquanto a escória de alto forno diminui a resistência nas primeiras idades aumentando gradativamente. Como o filler é quase inerte reage pouco com a água e com o cimento hidratado, embora ele acelere a hidratação do cimento. (FURQUIM, 2006).

As características (dimensões, forma, textura e mineralogia) dos agregados afetam a resistência à compressão do concreto. Os concretos apresentam maior resistência à compressão quando são compostos por agregados de superfícies mais rugosas. (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

A resistência à compressão do concreto é medida em laboratório por meio de ensaio de compressão uniaxial conforme descreve a norma NBR 5739 (ABNT, 2007). Neste ensaio a carga é aumentada progressivamente para romper o corpo de prova em 2 a 3 min. O ensaio consiste em aplicar uma força contínua e sem choques a uma velocidade entre de (0,45+0,15) MPa/s até ruptura. A resistência à compressão é calculada pela Equação 3.1:

$$f_c = F / A \quad (3.1)$$

onde f_c é a resistência à compressão (MPa), F é à força de ruptura e A é a área.

Resistência à tração na flexão

A resistência à tração na flexão (f_{ct}) é determinada pela norma NBR 12142 (ABNT, 2010) e corresponde à tensão na fibra mais tracionada no instante da ruptura da viga. De acordo com Mehta e Monteiro (2008) a correspondência entre a resistência à tração e a flexão e a resistência à compressão é em torno de 10% e 15%

respectivamente. Esta diferença está relacionada com a microestrutura não homogênea do concreto.

O ensaio de resistência à tração na flexão consiste em aplicar uma carga de velocidade de (1,05 +0,15) MPa/min no terço do vão do corpo de prova prismático, simulando uma viga de concreto de 150x150x500 mm. Ela é calculada por meio da Equação 3.2:

$$R = PL / bd^2 \quad (3.2)$$

onde R é o módulo de ruptura, P é a carga máxima, L é o comprimento do vão, b é a largura do corpo de prova e d é a altura do corpo de prova.

Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade é um dos parâmetros usados para cálculos estruturais onde se permite ter uma noção do comportamento da estrutura de concreto com relação a sua desforma entre outras características desejáveis. Ele relaciona a tensão aplicada à deformação instantânea obtida conforme a NBR 8522 (ABNT, 2008). O módulo de elasticidade depende da qualidade de adensamento do concreto, teor de pasta de cimento/agregados e do tipo e natureza dos agregados.

Sun et al (2002) relata em seu estudo que a composição mineralógica e as propriedades dos agregados (grãos e miúdos) influenciam o módulo de elasticidade do concreto no seu estado endurecido. Segundo Mehta e Monteiro (2008), o módulo elástico dos concretos varia entre 14 a 40 GPa.

O módulo de elasticidade dinâmico corresponde a uma deformação instantânea e é mais próximo do módulo da tangente inicial de uma linha traçada pela origem. Para a norma NBR 6118 (ABNT, 2007), o módulo de elasticidade tangente é obtido pela Equação 3.3, utilizada quando não se determinou o módulo em laboratório:

$$E_c = 5600 \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (3.3)$$

onde E_C é o módulo de elasticidade tangente em MPa ou GPa e f_{ck} é a resistência à compressão em MPa. É importante salientar que o f_{ck} utilizado na Equação 3.3 do módulo de elasticidade deve ser calculado pela Equação 3.4:

$$f_{ck} = f_{cj} - 1,65 \cdot S_d \quad (3.4)$$

onde f_{cj} é a resistência média da compressão, prevista para a idade j dias em MPa (valores analisados neste trabalho), f_{ck} é a resistência à compressão em MPa, S_d é o desvio padrão da dosagem, em MPa.

Para o cálculo do f_{ck} , deve-se definir o valor do desvio padrão de dosagem (S_d). Ele é calculado em função da condição de preparo do concreto. A norma NBR 12655 (ABNT, 2006) estabelece 3 condições de preparo do concreto. A condição (A): o valor de S_d é 4,0 MPa e é aplicável aos concretos de f_{ck} de 10 a 80 MPa, onde o cimento, agregados e a água são medidos em massa ou volume com dosador e corrigida em função da umidade dos agregados. A condição (B): o valor de S_d é 5,5 MPa e é aplicável aos concretos de f_{ck} de 10 a 25 MPa, onde o cimento é medido em massa, os agregados e a água são medidos em volume. A umidade dos agregados é determinada 3 vezes durante a dosagem. A condição (C): o valor de S_d é 7,0 MPa e é aplicável apenas para concretos de f_{ck} de 10 a 15 MPa, onde o cimento é medido em massa e a água é medida em volume, que é corrigida em função da estimativa da umidade dos agregados e da consistência do concreto. A norma estabelece também que o S_d não pode ser inferior a 2 MPa.

O módulo de elasticidade secante é calculado pela Equação 3.5:

$$E_{cs} = 0,85 \cdot E_c \quad (3.5)$$

onde E_{cs} é o módulo de elasticidade secante e E_c é o módulo de elasticidade tangente em MPa ou GPa. A resistência à compressão é uma das variáveis que influenciam o módulo de elasticidade. A NBR 6118 (ABNT, 2007), apresenta uma

nova equação onde é proposta uma faixa de variação do módulo de elasticidade mostrada na Equação 3.6:

$$E_c = a_1 \cdot a_2 \cdot 5600 \cdot F_{ck}^{1/2} \quad (3.6)$$

onde a_1 depende da natureza do agregado graúdo e a_2 depende da consistência do concreto. Estas variáveis são obtidas na Tabela 3.11.

Tabela 3.11: Parâmetro para cálculo do módulo de elasticidade tangente.

Natureza do agregado graúdo	a_1	Consistência do concreto fresco	a_2
Basalto e diabásio	1,1	Fluído	0,9
Granito e gnaiss	1,0	Plástico	1,0
Calcário, arenito e metassedimento	0,9	Seco	1,1

Fonte: Adaptado da norma NBR 6118 (ABNT, 2007).

3.2 Durabilidade dos Concretos

A durabilidade do concreto está relacionada à sua permeabilidade, pois limita a penetração de substâncias que deterioram a camada superficial do concreto. Estas substâncias podem ser o CO_2 , cloretos, sulfatos, água, entre outros. A falta de compactação da camada superficial do concreto, ou seja, uma vibração inadequada dificulta o preenchimento completo das fôrmas, apresenta maior índice de vazios na estrutura do concreto, com permeabilidade variável e afeta diretamente o desempenho da durabilidade do concreto armado expostas ao ambiente agressivo (EFNARC, 2005).

O concreto autoadensável apresenta menor permeabilidade que a do concreto convencional por não precisar de vibração ao se adensar por meio de seu peso

próprio. No entanto a permeabilidade do CAA depende da seleção dos materiais constituintes do concreto e relação água/cimento. O CAA oferece maior proteção da camada superficial, com menor índice de vazios, o que o torna mais durável. (EFNARC, 2005).

3.2.1 *Definição*

Segundo a norma NBR 6118 (ABNT, 2007), a durabilidade é a capacidade da estrutura de concreto de resistir à exposição ao ambiente de acordo com o previsto no projeto estrutural. Ela depende das características, espessura, qualidade do concreto e também do cobrimento da armadura. De acordo com Mehta e Monteiro (2008) um concreto é considerado durável quando o mesmo preserva suas características iniciais de forma, qualidade e capacidade de uso quando exposto as influências ambientais para o qual foi calculado.

As diretrizes européias (EFNARC, 2005) acrescentam que a durabilidade de uma estrutura é a sua capacidade em resistir esforços em ambiente agressivo durante sua vida útil de projeto, sem comprometer seu desempenho estrutural. Para o estudo da estrutura do concreto é importante se conhecer a sua vida útil. Mehta e Monteiro (2008) completam que a influência do ambiente que a estrutura de concreto se encontra interfere na vida útil do material cimentício, ou seja, há uma mudança em sua microestrutura ao qual modificam suas propriedades com o tempo.

Portanto a durabilidade da estrutura de concreto está relacionada com sua vida útil. A vida útil do material é definida pela norma NBR 6118 (ABNT, 2007) como período de tempo que o concreto mantém suas características estruturais previstos em projeto quando são utilizados de acordo com o seu uso incluindo as manutenções periódicas. De modo geral pode-se dizer que a estrutura de concreto é considerada durável quando o concreto projetado apresenta bom desempenho. Para se alcançar este desempenho, o concreto deve ser dimensionado para garantir sua vida útil, considerando as classe de agressividade ambiental e condições climáticas específicas. Silveira (1996) ressalta que as construções das estruturas de concreto

em ambientes agressivos (próximos ao mar, em locais com climas quentes ou frios entre outros) podem prejudicar a durabilidade e vida útil da estrutura.

De acordo com a norma NBR 6118 (ABNT, 2007), a agressividade do meio ambiente depende de ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto. Estas ações físicas e químicas não dependem das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas de concreto.

Esta agressividade ambiental está dividida em 4 classes, que define a resistência mínima do concreto, a máxima relação água/cimento (a/c) e o cobrimento mínimo da armadura nas peças estruturais mostradas na tabela 3.12. A classe I é fraca, e está relacionada com o meio ambiente rural ou submersa, sendo o risco de deterioração do concreto insignificante. A classe II é moderada, e está relacionada com o meio urbano, sendo seu risco pequeno quanto à deterioração do concreto. A classe III é forte, e está relacionada com meio marítimo ou industrial, sendo seu risco grande referente à deterioração do concreto. A classe IV é muito forte, e está relacionada com o meio ambiente industrial e respingo de maré, sendo o risco de deterioração do concreto elevado (NBR 6118 - ABNT, 2007).

Tabela 3.12: Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto

Concreto	Tipo	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento	Concreto armado	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
	Concreto protendido	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe de concreto (NBR 8953 – ABNT, 2011).	Concreto armado	$\geq C20$	$\geq C22$	$\geq C30$	$\geq C40$
	Concreto protendido	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$

Fonte: Adaptado da NBR 6118 (ABNT, 2007).

3.2.2 *Importância da durabilidade em estruturas de concreto*

O dimensionamento correto da estrutura de concreto não garantem a sua vida útil, mesmo com a resistência adequada, ao qual se considera os carregamentos previstos. Pauletti (2004) relata que nas últimas décadas pesquisadores vem estudando sobre os fatores que influenciam a durabilidade, por se tratar de um assunto de grande relevância. Os aspectos da durabilidade estão insatisfatórios tendo em vista o envelhecimento precoce das construções, negligência da seleção e mistura de materiais entre outros.

Pereira (2010) relata que a durabilidade da estrutura depende de vários fatores internos e externos. Os fatores internos que causam a deterioração do concreto são: a reação álcali-agregado, variações volumétricas e a permeabilidade do mesmo. Sendo que a permeabilidade é fator importante para que agentes externos ataquem o concreto. Os fatores externos que causam a deterioração do concreto e das armaduras podem ser físicos, químicos ou mecânicos.

Segundo a pesquisa de Pereira (2010), para entender a resistência à compressão e a durabilidade do concreto autoadensável deve-se conhecer a porosidade da pasta e distribuição dos poros pela sua grande influência nas propriedades do concreto. A porosidade está relacionada com a relação água/sólidos (cimento, adições minerais e filler) em cada estágio de hidratação do cimento.

De acordo com Mehta e Monteiro (2008), a reologia do concreto autoadensável é superior a do concreto convencional. Como o CAA possui maior proporção de pasta cimento-agregado, ele alcança alta coesão e pode ser lançado e adensado sem a ajuda de vibradores. Com isto o CAA apresenta maior retração por secagem e por retração térmica no caso de se ter uma mistura com grande proporção de cimento, escória de alto forno ou cinza volante. A utilização da sílica ativa na mistura aumenta a resistência e a impermeabilidade do concreto. Para melhorar a durabilidade do concreto à abrasão devem-se utilizar concretos com baixa relação água/cimento e concretos com adições minerais ou com aditivos superplastificantes.

3.2.3 *Permeabilidade do concreto*

A permeabilidade do concreto é definida como a propriedade que conduz a velocidade do fluxo para dentro do concreto (SILVA, 1995). O concreto é um material compósito que apresenta alta absorção de água, pois apresenta internamente uma rede de poros de diferentes diâmetros. Esta rede de poros pode estar interligada entre si aumentando a possibilidade de deterioração do concreto por processos físicos e químicos associados à água. A intensidade da absorção de água pelo concreto depende da quantidade, distribuição e intercomunicação e continuidade dos poros e também a dimensão do diâmetro dos poros, características do líquido e condições de saturação do concreto (SILVA, 2006).

Segundo Neville (1997) nas estruturas porosas ocorre à absorção capilar, ao qual ocorre uma atração dos líquidos da superfície para os poros da estrutura de concreto. Estes líquidos podem carregar para o interior do concreto alguns sais ou outros elementos prejudiciais ao concreto, podendo também causar corrosão nas armaduras. De acordo com Mehta e Monteiro (2008) a absorção de água pelo concreto é mais rápida quanto menor o diâmetro dos capilares, pois maiores serão as pressões envolvidas neste fenômeno. E acrescenta que a água de amassamento, utilizada na dosagem do concreto, é responsável indiretamente pela permeabilidade da pasta de cimento hidratada. A quantidade de água de emassamento é que determina o espaço total após ser consumida pela hidratação do cimento ou evaporada pelo ambiente, além de facilitar a mistura dos componentes do concreto.

É difícil controlar a absorção da água do concreto devido à dimensão dos diâmetros dos poros e intercomunicação entre os capilares existentes internamente. Esta intercomunicação facilita a migração de agentes agressivos até as armaduras iniciando um processo de deterioração da mesma. Segundo Neville (1997), a maioria dos concretos com bom desempenho apresenta absorção abaixo de 10%, apesar do mesmo autor dizer que a absorção não pode ser usada como medida de qualidade do mesmo. De acordo com a norma NBR 9778 (ABNT, 2009) a absorção

de água deve ser igual ou inferior a 10%, sendo que nenhum valor individual deve ser maior que 12% e o índice de vazios deve ser igual ou inferior a 15%.

Santos (2006) acrescenta que a permeabilidade está diretamente relacionada com a porosidade. Os fatores que influenciam esta permeabilidade do concreto são a relação água/cimento (a/c), o teor de agregado, o emprego de adições minerais e o grau de hidratação. É importante ressaltar que na pasta de cimento aparecem poros como gel, capilar e de ar devido às falhas na execução dos concretos (SILVA, 1995). A dimensão da maioria dos íons e moléculas de gás, danosos ao concreto, são menores que os poros de gel. Para a durabilidade, os poros mais importantes são os capilares e os poros de ar. Os poros mais importantes são os que têm diâmetros de que medem 120 μm ou 160 μm , contínuos (NEVILLE, 1997).

Segundo a Lei de Darcy, o coeficiente de permeabilidade (k), para fluxo contínuo, é determinado pela Equação 3.7:

$$dq / dt = k \cdot \Delta H \cdot A / \mu L \quad (3.7)$$

onde dq / dt é a velocidade do fluxo do fluido (m^3/s), μ é a viscosidade do fluido ($\text{N}\cdot\text{s}/\text{m}^2$), ΔH é o gradiente de pressão (m), A é a área superficial do sólido (m^2); L é a espessura do sólido (m).

Os resultados de ensaios mostram que o coeficiente de permeabilidade depende da relação água/cimento e da dimensão máxima característica do agregado (MEHTA e MONTEIRO, 2008). Como a permeabilidade é responsável pela deterioração do concreto, pode-se concluir que a redução no volume dos vazios capilares na pasta diminui sua permeabilidade. Isto se consegue diminuindo a relação água/cimento, utilizando adequadamente a quantidade de cimento, compactação e cura. Outros fatores importantes que interferem na permeabilidade são a graduação e tamanho dos agregados, as deformações por retração térmica e de secagem. Deve-se evitar o carregamento antecipado ou sobre carregamento do concreto para não aparecer às microfissuras e também o caminho torto do fluxo (SILVA, 1995).

Dhiman et al (2013) após estudar diversas dosagens de CAA com cimento e cinzas volantes concluiu que a permeabilidade do CAA é maior quanto menor é o grau de compactação da mistura do concreto. Isto se deve ao fato de diminuir os poros devido à reação pozolânica entre a pasta de cimento e a cinza volante.

3.2.4 *Causas da deterioração do concreto*

O concreto é um material muito susceptível aos ambientes agressivos. Conforme descrito no item 3.2.2, as causas da deterioração do concreto podem ser físicas, químicas ou mecânicas. A deterioração física e química podendo ocorrer simultaneamente. Mehta e Monteiro (2008) relatam que o conhecimento sobre processos físico-químicos que deterioram o concreto se deve aos fatos reais. Esta deterioração é difícil de obter em laboratório, uma vez que não aparece somente devido a uma só causa. Estas causas físicas e químicas estão interligadas dificultando separar as causas dos seus efeitos.

A deterioração física pode ser causada pelas altas temperaturas, diferentes coeficientes de dilatação e congelamento e degelo. A deterioração química que afeta os concretos é a carbonatação, reação álcali-agregado, reação a sulfatos e cloretos e corrosão das armaduras (NEVILLE, 1997). Esta deterioração química afeta as armaduras e são problemas que comprometem a vida útil da estrutura de concreto armado. Enquanto a deterioração mecânica é originada pelo impacto, abrasão, erosão e cavitação (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

A água está presente na deterioração do concreto. A sua facilidade em penetrar nos poros do concreto determina a sua taxa de deterioração. Os principais fluídos que atacam a durabilidade do concreto são a água pura ou com íons agressivos, dióxido de carbono e o oxigênio. (NEVILLE, 1997). Estes fluídos, tanto os líquidos quanto os gasosos, se deslocam pelo concreto dependendo da estrutura da pasta de cimento hidratada, pois as moléculas são muito pequenas e conseguem penetrar pelas cavidades ou poros muito finos. Sendo assim, a durabilidade do concreto está relacionada com sua permeabilidade, estágio de carbonatação e proteção do aço à

corrosão. É fundamental que as estruturas de concreto mantenham sua resistência e que suportem o processo de deterioração prevista em projeto. (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

Segundo a norma NBR 6118 (ABNT, 2007), os principais mecanismos de deterioração do concreto são: a lixiviação (causada pela ação das águas puras, carbônicas agressivas ou ácidas que dissolvem e carregam os compostos hidratados da pasta de cimento); a expansão por ação de água e solos que contenham sulfatos (dando origem a reações expansivas e deletérias com a pasta de cimento hidratado); a expansão por ações entre os álcalis do cimento e certos agregados reativos e as reações deletérias superficiais de alguns agregados decorrentes de transformações de produtos ferruginosos na sua constituição mineralógica.

3.2.5 Carbonatação acelerada

A carbonatação é definida como um fenômeno físico-químico ao qual forma produtos com pH de precipitação inferior a 9, devido à reação de gases ácidos, tais como o gás sulfídrico (H₂S), o dióxido de enxofre (SO₂) e o gás carbônico (CO₂), que estão presentes no ambiente, reage com os produtos alcalinos do concreto. Estes produtos alcalinos são oriundos da hidratação do cimento. (KULAKOWSKI, 2002).

Segundo Kulakowski (2002), os fatores que determina a velocidade de penetração da carbonatação são:

- as condições de exposição do concreto quanto à concentração de CO₂, a umidade relativa e a temperatura do ambiente;
- a composição química do cimento: depende da quantidade total de álcalis (NaOH, KOH, Ca(OH)², silicatos de cálcio hidratado e aluminato de cálcio hidratado) disponíveis para a reação de carbonatação;
- composição do concreto: define a qualidade do concreto;

- execução do concreto: a compactação deficiente gera falhas altera a porosidade e ocasiona ninhos de concretagem e a cura influencia diretamente a hidratação e a formação de micro estrutura do concreto;
- porosidade: os poros influenciam na capacidade de impedir a percolação dos fluidos dentro do concreto.

No entanto, um dos fatores que afetam a carbonatação é a alta relação água/cimento, pois ocorre o transporte do CO₂ através dos poros existentes na pasta de cimento endurecida. O componente da pasta que reage mais rápido com o CO₂ é a Ca(OH)₂ que resulta em CaCO₃. Esta carbonatação é que interessa para concretos confeccionados com cimento Portland. A carbonatação do C-S-H que ocorre em concretos confeccionados com cimentos compostos, através da reação secundária com a sílica das pozolanas (NEVILLE, 1997).

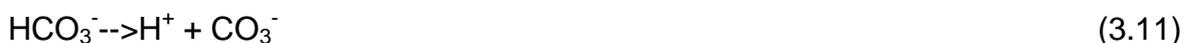
Segundo Kulakowski (2002), "a reação principal de carbonatação no concreto ocorre entre o gás carbônico e o hidróxido de cálcio". A Equação 3.8 mostra esta reação:



Segundo Papadakis *et al.* (1991), o processo físico-químico que leva à carbonatação do concreto, inclui reações de gases, dissolução e precipitação de sólidos, descritas nas equações seguintes. O hidróxido de cálcio é dissolvido pela água presente na solução dos poros, após hidratação do cimento conforme Equação 3.9:



O gás carbônico penetra no concreto e é transportado se dissolvendo na solução aquosa. Estas soluções aquosas estão apresentadas nas Equações 3.10 e 3.11:



O gás carbônico dissolvido reage com o CA(OH)_2 dissolvido e também com outros produtos da pasta de cimento. A Equação 3.12 apresenta esta reação:



Tanto os produtos gerados pela reação da CO_2 quanto os produtos de hidratação alteram a porosidade da pasta de cimento. O vapor d'água condensa e entra em equilíbrio. O preenchimento dos poros e as alterações das temperaturas do meio ambiente influenciam na velocidade de carbonatação. A carbonatação tem implicação importante na deteriorização do concreto, mas não é a origem dela. Ela reduz o pH da água nos poros da pasta de cimento. Este pH reduz de 12,6 e 13,5 para 9. (CARMONA, 2005). A velocidade de carbonatação aumenta em função do teor de CO_2 , da umidade relativa (UR), tempo, relação água/cimento, tipo de cimento, permeabilidade do concreto e cura. A umidade relativa deve se encontrar entre 50 e 70% para que esta velocidade seja máxima, podendo ser apenas 20% em ambiente seco ou saturado (SILVA, 1995; NEVILLE, 1997).

De acordo com Silva (1995), a taxa de carbonatação será menor em concreto de alta permeabilidade, pois o CO_2 não pode penetrar em um concreto saturado de água. Esta dificuldade de penetração do CO_2 ocorre também quando os poros estão secos, pois o gás carbônico, por ser muito seco, não pode ionizar-se. Percebe-se que a cura do concreto influencia a velocidade da carbonatação, pois a cura preenche os poros com água impedindo a penetração do CO_2 . Quanto menor a cura do concreto maior são as profundidades de carbonatação.

Pode-se avaliar o comportamento dos concretos quanto à carbonatação através da exposição do material ao ambiente natural ou em local onde se controle a umidade relativa, temperatura e concentração de CO_2 , ou seja, a profundidade de carbonatação é determinada por meio de métodos naturais ou acelerada. Para avaliação da influência do tipo de cimento, das adições minerais (pozolana), da relação água/cimento, tempo e tipo de cimento, tempo e tipo de cura na resistência à penetração de CO_2 em concretos vários pesquisadores vêm empregando método acelerado de carbonatação. Nestes experimentos são utilizadas várias

temperaturas, umidade relativa do ar e concentração de CO₂ além de diversos tempos de exposição. O processo da carbonatação é acelerado, quando se controla a concentração de CO₂, pois seu teor é mais elevado que o encontrado nos ambientes naturais (KULAKOWSKI, 2002). Segundo Neville (1997), as concentrações ideais de CO₂ são de 4 e 5%.

Segundo Neville (1997), o aumento da profundidade de carbonatação é proporcional à raiz quadrada do tempo de acordo com a Equação 3.13:

$$D = k \cdot t^{1/n} \quad (3.13)$$

onde D é a profundidade da carbonatação (mm), K é a coeficiente de carbonatação (mm/ano^{1/2}), t é o tempo (anos), n é o parâmetro que depende do tipo de cimento, geralmente próximo de 1,7 para cimentos Portland e de 2,0 para cimentos Portland com adições.

As recomendações de Rilem (1999) descrevem o método de pré-condicionamento de corpos de prova para medição da permeabilidade a gases e absorção de água. A primeira etapa é a pré-secagem e a segunda etapa a redistribuição da umidade no corpo de prova (sazonamento). O pré-condicionamento deve ser realizado à umidade de 75 ± 2% e temperatura de 20 ± 1°C. Estima-se que para a idade de 28 dias é necessário que se obtenha a umidade de equilíbrio em torno de seis meses para investigá-lo.

Como o ensaio de carbonatação não é padronizado existem diferentes parâmetros para a realização do ensaio de carbonatação acelerada. Por este motivo é difícil se comparar os resultados obtidos entre os diversos trabalhos publicados sobre este assunto (PAULETTI, 2004). Os corpos de prova utilizados no ensaio de carbonatação acelerada podem ser de diversos tipos. Segundo Kulakowski (2002), os corpos de prova cilíndricos podem distorcer a profundidade de carbonatação devido à difusão do CO₂ ocorrer no sentido do diâmetro dos corpos de prova e pode ocorrer a soma de vetores na difusão do CO₂. Sendo assim os corpos de prova cilíndricos apresentam maiores profundidades de carbonatação se comparados com

os corpos de prova prismáticos considerando o mesmo material e mesmas condições de exposição.

A Tabela 3.13 apresenta um resumo de ensaios de carbonatação de diversos autores referentes à carbonatação do concreto com seus respectivos parâmetros de ensaios adotados por eles. Um dos parâmetros que se destaca para se realizar o ensaio de carbonatação acelerada é a concentração de CO₂ que varia de 0,03 a 100%, ao qual influencia diretamente no cálculo da profundidade de carbonatação. Outro parâmetro que diferencia entre os autores é o pré-condicionamento das amostras que tem como objetivo equalizar a sua umidade antes da realização do ensaio, que se encontra entre 50 a 80 %. A temperatura varia também entre 20 a 40°C (PAULETTI, 2004).

Tabela 3.13: Resumo de ensaios de carbonatação.

Pesquisador	Ano	Cura		Pré-condicionamento		Tempo de exposição na câmara	UR (%)	T (°C)	CO ₂ (%)
		Tipo	Tempo (dias)	Tempo	Local				
Tuutti	1982	submerso	7	6 meses	Laboratório	90 dias	80	-	1
Ho e Lewis	1987	úmida	1, 7, 28, 91 e 365	21 dias	Laboratório	7, 28, 63, 112 dias	50	23	4
Papadakis <i>et al.</i>	1991	úmida	90	-	estufa	1, 3, 5, 10, 15 e 20 dias	-	-	50
Nepomuceno (*)	1992	úmida / ar	1, 7, 28	70 dias	Laboratório	-	50 e 70	20	100
Isaias	1995	úmida	7	28 dias	Laboratório	28, 56, 84 e 112 dias	-	-	10
Cunha e Helene	2001	úmida	28	15 dias	Laboratório	2h/2h e 4h/4h	65	23,5	100
Kulakowski	2002	úmida amostra embalada	14	14 dias	Câmara de sazonalamento (**)	35, 56, 91 e 126 dias	70	25	5
Abreu	2004	úmida	28	32 dias	Câmara de sazonalamento (**)	63 e 195 dias	70	25	5 e menor que 50
Barin	2008	úmida	7	56 dias	Laboratório em estufa Rilem	3, 6, 9 e 12 semanas	75	23	2

Fonte: Pauletti (2004)

Para medir a profundidade da frente de carbonatação utiliza-se a fenolftaleína em álcool diluído na superfície do concreto. A parte não carbonatada, com pH alcalino, fica com a cor rosa enquanto a parte carbonatada, que apresenta pH de 8,3 a 10, não apresenta alteração na cor (SILVA, 1995; NEVILLE, 1997). Podem-se empregar outras técnicas para determinar a profundidade de carbonatação, tais como: análise química, difração de raios x, espectroscopia por infravermelho, análise termogravimétrica, microscopia petrográfica, análise térmica diferencial e variação de massa (TASCA, 2012). A Tabela 3.14 apresenta um resumo de alguns resultados de coeficiente de carbonatação obtidos após ensaio de diversos pesquisadores.

Tabela 3.14: Resumo de resultado de ensaio de carbonatação acelerada: pesquisadores, parâmetros respectivos e coeficiente de carbonatação.

Pesquisador	Ano	Adição		Relação água / aglomerante	CO ₂ (%)	T (°C)	UR (%)	Kc (mm/semana ^{0,5})
		Tipo	Teor (%)					
Sakai <i>et al</i>	1992	escória de alto forno	50	0,54	10	40	60	4,606
			70					7,558
Horiguchi <i>et al.</i>	1994	escória de alto forno	0	0,50	5	30	80	0,997
			70					4,867
Sperb	2003	escória de alto forno	0	0,55	5	22	75	5,473
			70					11,146
Barin	2008	escória de alto forno	0	0,55	2	23	75	1,982
			50					2,426
			70					2,809

Fonte: Paulette (2004).

3.2.6 *Desgaste superficial do concreto*

Segundo Neville (1997), pode-se ocorrer desgaste nas superfícies dos concretos devido a atrito, arranhamento ou percussão. De acordo com Mehta e Monteiro (2008), o termo abrasão se refere ao atrito seco. Devido ao atrito recorrente na superfície do concreto diminui sua vida útil. Este desgaste superficial do concreto é maior quando a sua porosidade for alta ou a resistência à compressão for baixa. A relação água/cimento e o tipo de agregado influenciam na deterioração devido à abrasão do concreto.

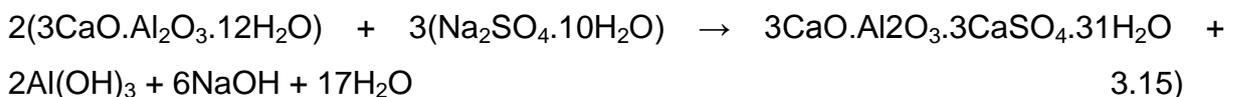
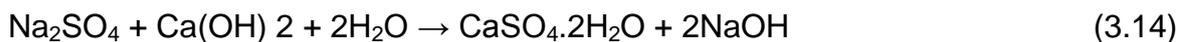
Segundo Mehta e Monteiro (2008) para melhorar a durabilidade do concreto à abrasão deve-se utilizar de concretos com baixa relação água/cimento e concretos com adições minerais ou os aditivos superplastificantes. Estes concretos, além de se tornar menos permeáveis após a cura úmida, com a utilização das adições minerais nas misturas, são menos suscetíveis a exsudação. Os métodos de ensaios de resistência à abrasão são: ensaio à abrasão com bolas de aço; ensaio à abrasão com rodas giratórias; ensaio à abrasão com disco rotativo. Em todos os ensaios se mede a perda de peso em determinado tempo após desgaste do concreto (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

3.2.7 *Resistência do concreto ao ataque por sulfatos*

Os sulfatos são provenientes da água do mar, subterrânea, de poços de mineração, chuva ácida e água de esgoto (MOURA, 2000). O ataque por sulfatos é uma das principais causas da deterioração do concreto (SILVEIRA, 1996). Este ataque por sulfatos se deve pela presença de substâncias químicas encontrada na água que pode reagir com os constituintes da pasta de cimento, formando etringita e gipsita. Estes minerais são formados pela água contendo sulfatos e os produtos da hidratação do cimento: monossulfato hidratado e o hidróxido de cálcio (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

Dentro do concreto acontecem reações expansivas onde ocorrem tensões internas que provoca expansão, fissuras e desagregação e assim reduz a sua resistência mecânica e a perda de massa por causa da perda de coesão dos produtos de hidratação do cimento (BARROS, 2008). Após fissurar, a permeabilidade aumenta e a água com sulfato penetra no concreto acelerando a sua deterioração, enquanto a expansão pode ocasionar problemas estruturais graves (NEVILLE, 1997). Os sais quando dissolvidos atacam o concreto, pois eles reagem com a pasta de cimento hidratado. Os mais comuns são os sulfatos de sódio, potássio, magnésio e o cálcio que são encontrados nos solos e lençóis freáticos (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

Na pasta, tanto o hidróxido de cálcio quanto o aluminato tricálcio hidratado sofrem a ação do sulfato de sódio. Estas reações estão descritas nas equações 3.14 e 3.15, respectivamente (NEVILLE, 1997):



O sulfato de cálcio (CaSO_4) ataca somente o aluminato tricálcio hidratado, formando sulfato-aluminato tricálcico ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 31\text{H}_2\text{O}$). Já o sulfato de magnésio reage com o hidróxido de cálcio, com aluminato e também com o silicato de cálcio hidratado, sendo esta última reação demonstrada na Equação 3.16 (NEVILLE, 1997):



A melhor proteção do concreto contra o ataque por sulfato se deve ao concreto de baixa permeabilidade. C&novas (1988) salienta que a fabricação de concretos contendo cimentos com alto teor de C_3A é pouco durável. Segundo Mehta e Monteiro (2008), para se alcançar uma moderada resistência a sulfatos, a porcentagem ideal de C_3A no cimento é de 6 a 8%. O C_3A favorece ao ataque de cloretos deixando o concreto permeável. Para se conseguir uma baixa

permeabilidade deve-se confeccionar um concreto com alto teor de cimento, uma relação água-cimento pequena, um adequado adensamento e cura. Além destes fatores, para amenizar a fissuração devido à retração de secagem, ação de congelamento e corrosão de armaduras pode-se utilizar o cimento Portland resistente a sulfato.

3.2.8 *Efeito do fogo sobre o concreto*

A resistência ao fogo do CAA é semelhante ao do concreto convencional. Esta resistência ao fogo depende do tipo de agregado, teor de umidade e qualidade do concreto. Em geral um concreto impermeável pode ser predisposto a se fragmentar (EFNARC, 2005). Neville (1997) completa que, apesar o concreto ser um compósito, ele não emite gases quando exposto a altas temperaturas. As estruturas de concreto suportam temperaturas entre 700 a 800°C mantendo-se em tempo suficiente para resgate antes de sua ruptura.

Os fatores responsáveis pela resistência do concreto ao fogo são a sua composição e a sua permeabilidade. De acordo com Mehta e Monteiro (2008), o comportamento do concreto a elevadas temperaturas depende não só da sua composição e permeabilidade como também das dimensões das peças, taxa de aumento da temperatura e condições do ambiente. Conforme Cánovas (1988), o desempenho do concreto frente a altas temperaturas depende da escolha dos agregados (origem, tipo e granulometria), condutividade térmica dos mesmos, adequada compactação do concreto, maior resistência à tração, baixa umidade e utilização de cimentos com escória e adições pozolânicas.

De acordo com Pereira (2010), para avaliar o que acontece com o concreto quando aquecido deve-se analisar antes os três fatores (a água, agregados e a pasta hidratada) que influencia a deterioração do concreto. Os agregados são de grande importância na condutividade térmica. Eles devem ser escolhidos com baixa

condução térmica para adiar a propagação térmica na mistura de concreto. A água contida no interior do concreto retarda a propagação do calor no seu interior. No entanto esta água ajuda a comprometer o lascamento do concreto. Mehta e Monteiro (2008) relatam que o concreto de alta resistência quando exposto a altas temperaturas apresenta maior lascamento que concretos normais. Este lascamento compromete a estrutura do concreto podendo ser maior dependendo de seu teor de umidade e sua permeabilidade.

O estudo da deterioração do concreto quanto às altas temperaturas se torna complicado uma vez que os materiais constituintes do concreto possuem propriedades diferentes (NEVILLE, 1977). Os efeitos das altas temperaturas atuam na microestrutura (decomposição termoquímica e micro fissuração excessiva) e na macroestrutura (escoriação e lascamentos) fazendo com que o concreto perca resistência à compressão. O concreto à temperatura elevada tanto a resistência à compressão do concreto quanto o módulo de elasticidade variam da mesma maneira.

Para Coutinho e Gonçalves (1994), a resistência da pasta de cimento diminui quando aquecida acima de 300°C, pois se inicia a perda de água combinada dos silicatos hidratados. A redução acelera quando a pasta é aquecida à temperatura de 500 a 600°C devido à desidratação do hidróxido de cálcio. Neste contexto, quando o concreto é aquecido inicia-se a desidratação dos componentes do cimento, ou seja, a água evapora ocasionando retração na pasta de cimento.

Mehta e Monteiro (2008) e Neville (1997) relatam que a pasta de cimento inicia a perda de resistência à compressão com a temperatura em torno de 100 e 200°C. Com a temperatura acima de 200°C até 300°C há redução das forças de Van der Waals entre as camadas de C-S-H, devido à reação físico-química de evaporação de água. Isto faz com que o concreto perca resistência à compressão. E também, o módulo de elasticidade altera seu valor em 70 a 80% do seu valor inicial, chegando a apresentar de 40 a 50% na temperatura de 420°C.

Cánovas (1988) e Neville (1997) descrevem que a cor do concreto não se altera com temperatura até 200°C permanecendo cinza e as reduções da resistência são insignificantes. De 300 e 600°C o concreto fica rosa ou vermelho e ocorre uma redução de 50 a 90% da resistência. Entre 600 a 900°C, o concreto volta para a cor cinza com pontos vermelhos e ocorre redução de 90% de sua resistência. Esta alteração da cor é relatada também pelo Coutinho e Gonçalves (1994). Neville (1997) completa que para temperaturas de 900° a 1000°C o concreto apresenta tons amarelo-alaranjado e sofre sinterização. A partir da temperatura de 1000°C o concreto se torna amarela e perde sua resistência residual.

Costa *et al* (2002) relata que o concreto armado mantém sua qualidade quando exposto à temperatura de 100°C. No intervalo de 300 e 400°C aparecem fissuras visíveis na superfície do concreto. Apesar de mostrar razoável integridade a profundidades maiores que 10 mm, os concretos convencionais ou de alta resistência, nesta faixa de temperatura, apresentam redução de sua resistência mecânica. Após 600°C, o concreto perde totalmente sua resistência estrutural. Em geral, os concretos de alta resistência, por ser mais densos, apresentam lascamentos explosivos (*explosive spalling*) quando aquecidos. Isto acontece devido a este concreto possuir menor porosidade e menor permeabilidade da microestrutura do que o concreto convencional.

Segundo Georgali e Tsakaridis (2005), o concreto começa a perder resistência na temperatura entre 100 e 200°C, devido à evaporação de umidade livre (água capilar). A partir da exposição em temperaturas de 200 a 250°C aumenta a perda de resistência, pois o concreto perde a água de hidratação. Na temperatura de 300°C o concreto reduz sua resistência em 15 a 40%. A redução da resistência do concreto é de 55 a 70% de sua resistência inicial na temperatura de 500°C.

Segundo Lima (2005), até 100°C a água, que está presente nos poros, evapora (perda gradual de massa). Aos 400°C ocorre a desidratação da portlandita (grande perda de massa). Estas perdas de massa entre as temperaturas de 100 a 400°C pode ser também devido à desidratação do C-S-H e outras fases hidratadas do cimento. A perda de massa maior é com a temperatura de 600°C, pois ocorre a descarbonatação da calcita.

Segundo Mehta e Monteiro (2008), o módulo de elasticidade altera seu valor em 70 a 80% do seu valor inicial quando exposto à temperatura de 200°C e na temperatura de 430°C reduz de 40 a 50% o seu módulo de elasticidade inicial. Conforme Neville (1977) as microfissuras que aparecem no concreto a temperaturas de 300°C ajudam na redução do módulo de elasticidade e resistência à flexão.

3.2.9 Resistividade elétrica do concreto

A resistividade elétrica é um ensaio importante para avaliar a vida útil da estrutura do concreto. Segundo Silva *et al* (2011) a resistividade do concreto está relacionada com a microestrutura do cimento, a estrutura e tamanho dos poros do concreto. De acordo com Whiting e Nagi (2003) a resistividade elétrica se relaciona com a permeabilidade dos fluidos e a difusão de íons através dos poros. Como o concreto é poroso, o ensaio de resistividade elétrica é uma ferramenta capaz de avaliar a capacidade do concreto de impedir a penetração de solução de cloreto que causam corrosão da armadura. Segundo Mehta e Monteiro (2008) quando o concreto apresenta alta resistividade diminui a possibilidade de corrosão das armaduras.

A resistividade do concreto aumenta com o tempo e pode ser influenciada pelo grau de umidade, temperatura do concreto e a concentração de íons e sua solução nos poros do concreto (SILVA *et al*, 2011). Segundo Santos (2006), os fatores que influenciam a resistividade do concreto são a relação água/cimento (a/c), hidratação da pasta, as adições minerais e os aditivos constituintes do concreto. O uso de aditivos plastificantes e superplastificantes reduzem a quantidade de água e aumenta a trabalhabilidade do concreto, no entanto aumenta a resistividade do concreto uma vez que reduz a relação água/ aglomerante.

De acordo com a norma ASTM G57 (2001), a medida da resistividade mostra a capacidade relativa de um determinado meio em conduzir a correntes elétricas. Esta medida, segundo Santos (2006), se consegue por meio da leitura da corrente

elétrica gerada por uma diferença de potencial aplicada entre eletrodos colocados sobre uma superfície ou embutidos no concreto.

Segundo Ewins (1990) apud Santos (2006), a técnica de se medir a resistividade iniciou pelos geólogos com os solos. Em seguida foi adaptada para se medir a resistividade do concreto por meio de um aparelho semelhante ao utilizado no solo. A resistividade pode ser avaliada em estruturas de concreto reais ou em laboratório, utilizando eletrodos instalados tanto no interior quanto na superfície do concreto. A medida da resistividade no concreto pode ser realizada por meio do método de disco (um método externo); do método de dois eletrodos; e do método dos quatro eletrodos (método de Wenner).

O método do disco consiste em utilizar um pequeno disco como eletrodo na região da armadura do concreto, que é o segundo eletrodo. A medida encontrada é a resistência do concreto entre o eletrodo e a armadura que é convertida em resistividade por meio de uma constante de célula. Esta constante depende da espessura do revestimento e diâmetro da armadura.

O método de dois eletrodos consiste em utilizar dois eletrodos em contato com a superfície do concreto, aplicando-se uma corrente elétrica e medindo a diferença de potencial entre estes dois pontos. O método dos quatro eletrodos (método de Wenner) é a técnica mais utilizada para medir a resistividade elétrica. O ensaio consiste em aplicar uma corrente alternada de baixa frequência entre os eletrodos enquanto se mede a diferença de potencial (queda de tensão). Este ensaio pode ser influenciado pela geometria do corpo de prova, a superfície e homogeneidade, a presença de barras de aço e do concreto (SILVA *et al*, 2011).

A resistividade elétrica é avaliada em laboratório pela medição da diferença de potencial em pontos específicos da superfície após utilizar uma pequena corrente na superfície do concreto. A relação entre a corrente (i) e a diferença de potencial (V) é dada pela lei de Ohm, conforme a Equação 3.17:

$$i = V / R \tag{3.17}$$

A resistividade elétrica (ρ) é obtida pela relação entre o produto da resistência e a área da seção do corpo de prova pela divisão de seu comprimento, ou seja. A resistividade elétrica está apresentada na Equação 3.18:

$$\rho = R \cdot A / L \quad (3.18)$$

onde ρ é a resistividade elétrica (Ω/cm), R é a resistência (Ω), A é a área da seção do corpo de prova (cm^2) e L é o comprimento do corpo de prova (cm). A Tabela 3.15 apresenta uma correlação entre os valores de resistividade elétrica e a probabilidade de corrosão (CEB 192, 1989 apud BRAUN, 2003).

Tabela 3.15: Risco de corrosão em função de resistividade elétrica.

Resistividade elétrica (ohm.cm)	Risco de corrosão
> 20.000	Desprezível
10.000 a 20.000	Moderada
5.000 a 10.000	Alta
< 10.000	Muito alta

Fonte: CEB 192 (1989) apud BRAUN (2003).

3.2.10 Microestrutura do concreto

De acordo com Mehta e Monteiro (2008) uma pasta bem hidratada não apresenta uniformidade na sua microestrutura nem em tamanho e nem em morfologia. Como a microestrutura interfere nas propriedades mecânicas, a heterogeneidade pode gerar resistências baixas e interferir em outras propriedades mecânicas. É importante salientar que as propriedades reológicas da pasta de cimento no estado fresco, após contato do cimento com a água, interferem na microestrutura do concreto devido às alterações químicas. Tasca (2012) relata que é importante o estudo da microestrutura do concreto referente aos agregados, matriz da pasta de cimento e a interfase entre agregados / pasta de cimento.

A pasta de cimento hidratada, de acordo com Mehta e Monteiro (2008), apresenta diversas características em sua microestrutura. Segundo o mesmo autor estas características são:

- o silicato de cálcio hidratado (C-S-H) é a fase mais importante da hidratação do concreto e constituem de 50 a 60% do volume de sólidos em uma pasta de cimento. Apresenta em forma irregular ou dobrada em camadas;
- o hidróxido de cálcio (C-H) apresenta em forma de grandes cristais prismáticos hexagonais e compõe de 20 a 25% da pasta de cimento;
- os sulfoaluminatos de cálcio representam em torno de 15 a 20% e seu papel é secundário. Geralmente são chamados de etringita e apresentam em forma de cristais prismáticos aciculares. A etringita pode se transformar em monossulfato hidratado no concreto possibilitando o ataque do sulfato;
- os grãos de clínquer não hidratados podem ser localizados na microestrutura da pasta de cimento dependendo da distribuição do tamanho das partículas do cimento anidro e seu grau de hidratação. Os grãos se dissolvem e desaparecem à medida que a pasta se hidrata.

A pasta de cimento hidratada apresenta diversos vazios que influenciam em algumas propriedades. Estes vazios são divididos em: espaço Inter lamelar no C-S-H (são muito pequenos, 5 a 25 Å); vazios capilares (espaços irregulares, de 10 a 50 nm) e ar incorporado (esféricos, de 50 a 200 µm). Por meio da análise micro estrutural do concreto em microscópio eletrônico de varredura (MEV), pode-se obter imagens da microestrutura da pasta de cimento. Com estas imagens podem-se verificar as formações dos cristais acima especificados.

4 MATERIAIS E MÉTODOS

Para o estudo da influência do aditivo superplastificante no desempenho de um concreto estrutural autoadensável de resistência de 40 MPa confeccionado com agregados típicos do Estado de Minas Gerais foi realizado um comparativo do comportamento no estado fresco e endurecido desse concreto em relação a um similar convencional sem adição de aditivo superplastificante. Os dois concretos foram avaliados quanto à trabalhabilidade e ensaios de resistência à compressão axial, módulo de elasticidade estático e dinâmico, resistência à tração na flexão. No tocante à durabilidade/deterioração, o desempenho desses concretos foi avaliado em ensaio de carbonatação acelerada, absorção de água, desgaste à abrasão, resistência às altas temperaturas, ataque por sulfatos e resistividade elétrica. Também foi avaliado o desempenho do concreto através de ensaios térmicos em pastas constituintes dos concretos. Os estudos foram realizados nos Laboratórios da Holcim, do Departamento de Engenharia de Materiais e Construção da UFMG, da Supermix, do Departamento de Engenharia de Materiais e Departamento de Engenharia de Transporte do CEFET/MG. O procedimento experimental adotado está apresentado de forma esquemática no fluxograma da Figura 4.1. O detalhamento dessas etapas é apresentado a seguir.

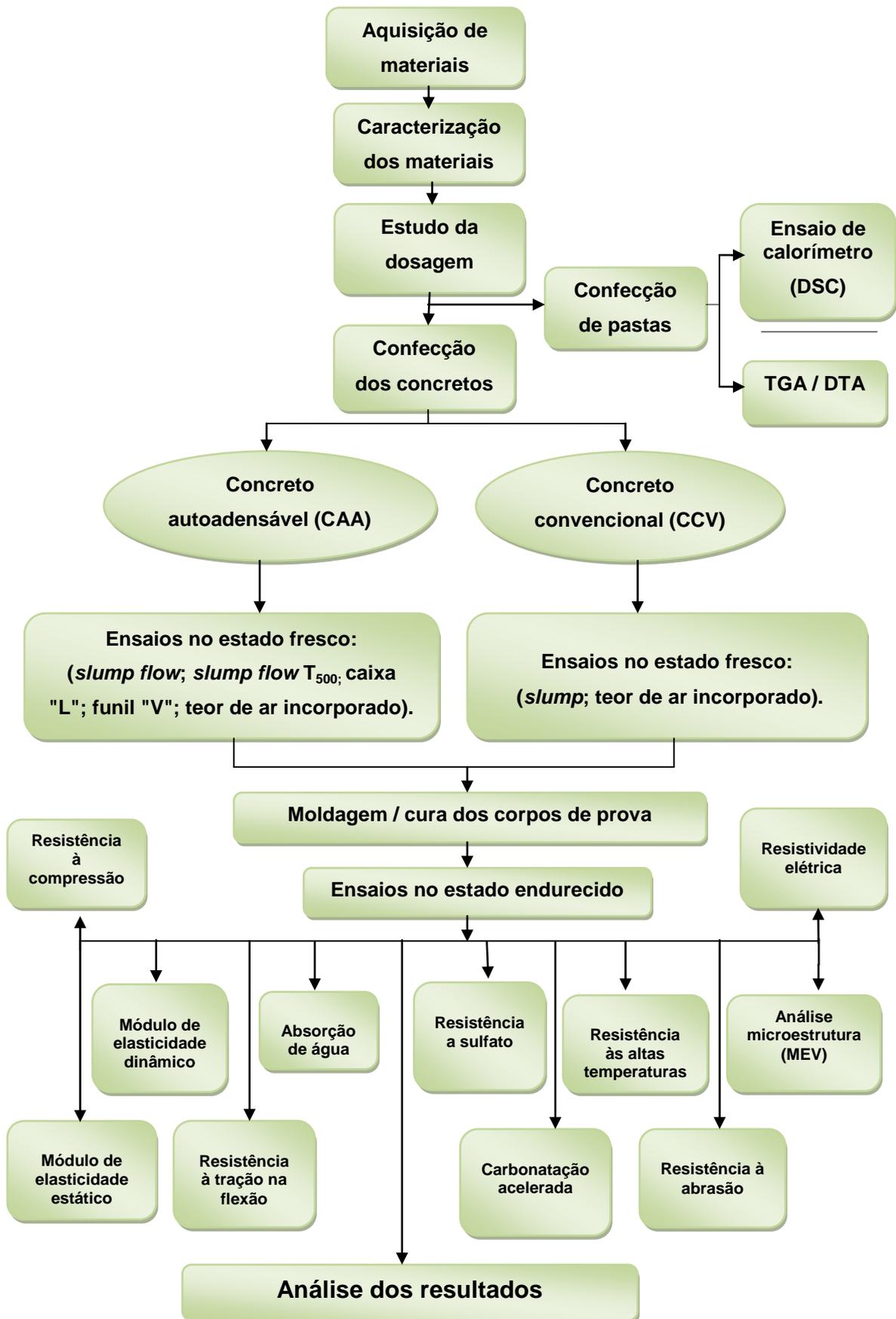


Figura 4.1: Representação esquemática do procedimento experimental.

4.1 Materiais Constituintes

Foram confeccionados dois tipos de concreto, um convencional e um autoadensável. De forma a ter uma base de comparação, os dois concretos foram produzidos com os mesmos materiais e relação água/cimento, diferenciando-se apenas quanto ao aditivo superplastificante que foi utilizado na confecção do concreto autoadensável.

Os materiais utilizados na confecção dos concretos foram os comumente utilizados pelas concreteiras. Estes concretos foram confeccionados com cimento Portland de alta resistência inicial - CPV ARI PLUS, areias artificiais a base de gnaiss e quartzo, brita 4,8 a 12,5mm (B0) de calcário, aditivo polifuncional e água potável. Para a obtenção do autoadensável foi utilizado um aditivo superplastificante a base de policarboxilatos. O cimento foi fornecido pela Holcim Brasil S/A, os agregados comprados do mercado de Belo Horizonte e os aditivos fornecidos pela SIKA. A Figura 4.2 apresenta os agregados miúdos e graúdos utilizados na confecção dos concretos convencional e autoadensável.

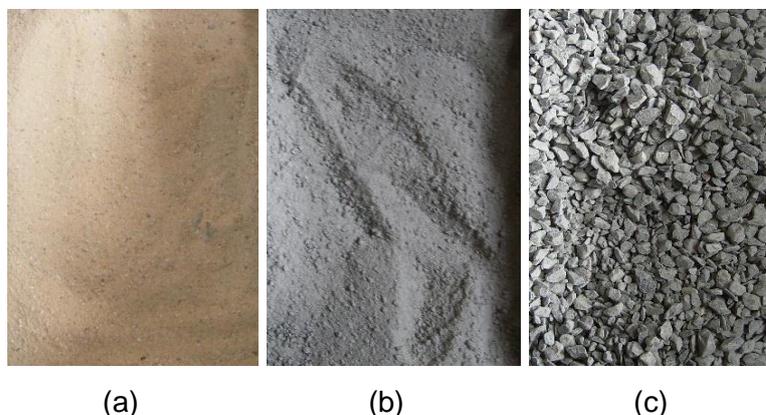


Figura 4.2: Materiais utilizados na confecção dos concretos. (a) areia nº1; a base de gnaiss (b) areia nº2 a base quartzo; (c) Brita 4,8 a 12,5 mm (B0).

A caracterização química e física do cimento se deu de acordo com as normas vigentes e foi realizado no Laboratório da Holcim Brasil S/A. Os agregados graúdos e miúdos foram caracterizados segundo as normas NBR 7211 (ABNT, 2009) e NBR NM 248 (ABNT, 2003). O aditivo polifuncional foi o Sikament[®] SA e o aditivo

superplastificante foi o ViscoCrete 3535[®] CB, caracterizados pelo fabricante de acordo com a norma NBR 11768 (ABNT, 2011).

4.1.1 Cimento CPV ARI Plus

As principais características físicas e químicas do cimento Portland de Alta Resistência Inicial, CPV ARI Plus, são apresentadas nas tabelas 4.1 e 4.2 com suas respectivas normas e limites pré-estabelecidos. Estas características foram determinadas no laboratório de cimento da Holcim.

Tabela 4.1: Características físicas do cimento CPV ARI PLUS.

Tipo de ensaio		Características		Norma	Limites
#400 (%)		2,0		IT Holcim (-)	-
Blaine (cm ² /g)		4784		NBR NM 76 (ABNT, 1998)	≥ 3000
Tempos de pega (min.)	Início	121		NBR NM 65 (ABNT, 2003)	≥ 60
	Fim	174		NBR NM 65 (ABNT, 2003)	≤ 600
Resistência à compressão (MPa)		1 dia	29,9	NBR 7215 (ABNT, 1997)	≥ 14,0
		3 dias	41,4	NBR 7215 (ABNT, 1997)	≥ 24,0
		7 dias	45,2	NBR 7215 (ABNT, 1997)	≥ 34,0
		28 dias	52,9	NBR 7215 (ABNT, 1997)	-

Fonte: Holcim Brasil S.A.

Tabela 4.2: Características químicas do cimento CP V ARI PLUS.

Componentes	Análise química (%)	Norma	Limites (%)
PF 1000°C	3,82	NBR NM 18 (ABNT, 2012)	≤ 4,5
SiO ₂	-	NBR 14656 (ABNT, 2001)	-
R.I	0,89	NBR NM 15 (ABNT, 2012)	≤1,0
Al ₂ O ₃	-	NBR 14656 (ABNT, 2001)	-
Fe ₂ O ₃	-	NBR 14656 (ABNT, 2001)	-
CaO	-	NBR 14656 (ABNT, 2001)	-
MgO	0,73	NBR 14656 (ABNT, 2001)	≤ 6,5
SO ₃	2,96	NBR 14656 (ABNT, 2001)	≤3,5 (quando C ₃ A<8)
CO ₂	2,79	NBR NM 20 (ABNT, 2012)	≤ 3,0
K ₂ O	-	NBR 14656 (ABNT, 2001)	-
PF 500°C	0,94	IT Holcim (-)	-
C ₃ A (Teórico)	7,96	Equação Bogue	<8

IT = Instrução de trabalho; Resíduo na peneira #200: ≤ 6,0% (NBR 11579).
 Fonte: Holcim Brasil S.A.

4.1.2 Agregados miúdos e graúdos

Na Tabela 4.3 são descritas as características físicas dos agregados miúdos e graúdo necessárias para o desenvolvimento da composição do concreto. Estas características são: massa específica, massa unitária seca, porcentagem de material pulverulento, dimensão máxima características e módulo de finura as quais foram informadas pelos fornecedores de cada material. Os ensaios foram realizados de acordo com as normas NBR 7211 (ABNT, 2009) e NBR NM 248 (ABNT, 2003).

Tabela 4.3: Características físicas dos agregados miúdos e graúdo.

Agregados	Massa Específica (kg/dm ³)	Massa Unitária Seca (kg/dm ³)	Material Pulverulento (%)	Dimensão Máxima Característica (mm)	Módulo de Finura
Norma	NBR NM 52 (ABNT, 2009)	NBR 7251 (ABNT, 2006)	NBR NM 46 (ABNT, 2003)	NBR NM 248 (ABNT, 2003)	NBR NM 248 (ABNT, 2003)
Areia 1	2,67	1,66	11,46	4,8	2,402
Areia 2	2,62	1,42	8,08	2,4	2,087
Brita 4,8 a 12,5 mm (B0)	2,72	1,51	6,38	12,5	5,412

Fonte: Holcim Brasil S.A.

A Tabela 4.4 apresenta os valores encontrados no ensaio de granulometria da areia artificial 1. A Figura 4.3 mostra a curva granulométrica da areia artificial 1 (linha vermelha), onde se verifica que a curva encontra-se dentro dos limites de utilização da areia fina (linha verde: limite superior e linha azul: limite inferior). No entanto, pode-se constatar que nos pontos das peneiras 0,075 a 0,15 mm a curva saiu dos limites ótimos preestabelecidos pela NBR NM 248 (ABNT, 2003).

Tabela 4.4: Tabela referente ao resultado do ensaio de granulometria da areia artificial 1.

Peneiras	Peso Retido	Porcentagem (%)			
		Retida	Passante	Acumulado	
Nº	Abertura (mm)	(g)			
3/8	9,5			100	
1/4	6,3			100	
4	4,8			100	
8	2,4	8,7	1,7	98,3	1,7
16	1,2	82,9	16,6	81,7	18,3
30	0,6	110,9	22,2	59,5	40,5
50	0,3	121	24,2	35,2	64,8
100	0,15	93	18,6	16,6	83,4
200	0,075	59	11,8	4,8	95,2
FUNDO		24,1	4,8	0	100
SOMA		499,6	100		208,7

Fonte: Holcim Brasil S.A.

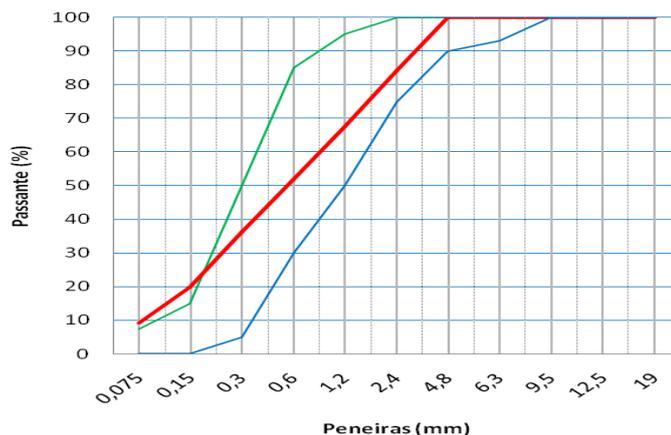


Figura 4.3: Curva granulométrica da areia artificial 1.

Fonte: Holcim Brasil S.A.

A Tabela 4.5 apresenta os valores encontrados após ensaio de granulometria da areia artificial 2. A Figura 4.4 mostra a curva granulométrica da areia artificial 2 (linha vermelha). Verifica-se nesta curva que os valores obtidos encontram-se dentro dos limites de utilização da areia fina (linha verde: limite superior e linha azul: limite inferior) pré-estabelecidos pela norma NBR NM 248 (ABNT, 2003).

Tabela 4.5: Tabela referente ao resultado do ensaio de granulometria da areia artificial 2.

Peneiras		Peso Retido	Porcentagem (%)		
Nº	Abertura (mm)		Retida	Passante	Acumulado
3/8	9,5			100	
1/4	6,3			100	
4	4,8	0,4	0,1	99,9	0,1
8	2,4	78,3	15,7	84,2	15,8
16	1,2	83,3	16,7	67,6	32,4
30	0,6	77,6	15,5	52	48
50	0,3	79,2	15,9	36,2	63,8
100	0,15	81,5	16,3	19,8	80,2
200	0,075	53,1	10,6	9,2	90,8
FUNDO		46	9,2	0	100
SOMA		499,4	100		240,2

Fonte: Holcim Brasil S.A.

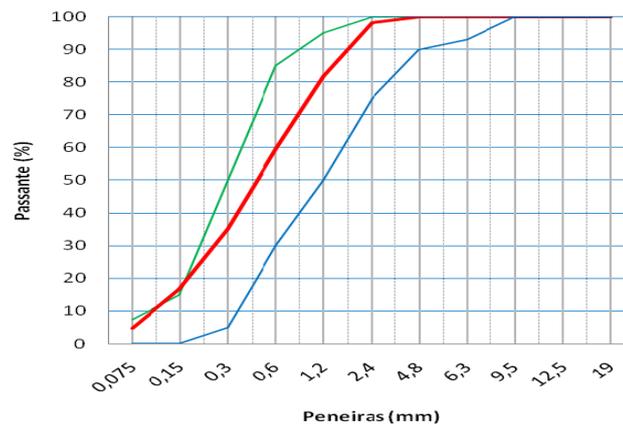


Figura 4.4: Curva granulométrica da areia artificial 2.

Fonte: Holcim Brasil S.A.

A Tabela 4.6 apresenta os valores encontrados após ensaio de granulometria da brita. A Figura 4.5 mostra que a curva granulométrica da brita (linha vermelha) encontra-se dentro dos limites de utilização da brita na faixa de 4,8 a 12,5 mm (linha verde: limite superior e linha azul: limite inferior) conforme a norma NBR NM 248 (ABNT, 2003). Entretanto, nos pontos das peneiras 0,075 a 4,8 mm a curva saiu dos limites ótimos.

Tabela 4.6: Tabela referente ao resultado do ensaio de granulometria da brita na faixa de 4,8 a 12,5 mm (Bo).

Peneiras		Peso Retido	Porcentagem (%)		
Nº	Abertura (mm)		Retida	Passante	Acumulado
1/8	12,5			100	
3/8	9,5	338,1	11,4	88,6	11,4
1/4	6,3	1308	44,2	44,4	55,6
4	4,8	548,5	18,5	25,8	74,2
8	2,4	452,6	15,3	10,5	89,5
16	1,2	60,6	2	8,5	91,5
30	0,6			8,5	91,5
50	0,3			8,5	91,5
100	0,15			8,5	91,5
200	0,075		2,1	6,4	93,6
FUNDO		250,6	6,4	0	100
SOMA		2958,4	100		541,2

Fonte: Holcim Brasil S.A.

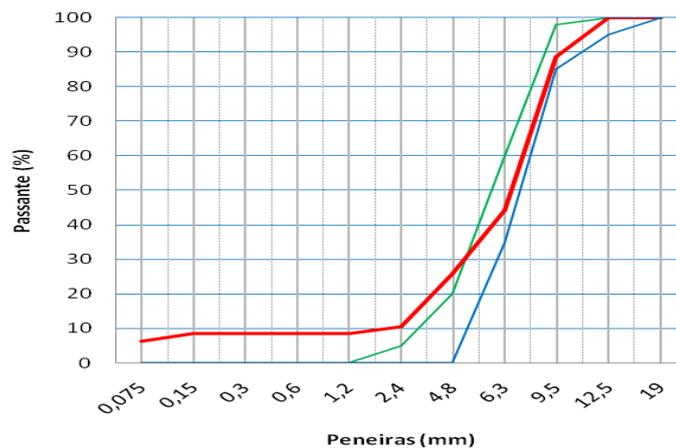


Figura 4.5: Curva granulométrica da Brita 4,8 a 12,5 mm (Brita 0).

Fonte: Holcim Brasil S.A.

4.1.3 Aditivos químicos

Os aditivos utilizados foram o polifuncional Sikament[®] AS e o superplastificante ViscoCrete 3535[®] CB. A densidade dos aditivos foi medida em laboratório. A densidade do aditivo superplastificante ViscoCrete 3535[®] CB utilizado é de 1,080 kg/l e a densidade do aditivo polifuncional Sikament[®] AS é de 1,215 kg/l. Estes valores estão de acordo com a norma vigente descritos na Tabela 4.7.

Tabela 4.7: Características dos aditivos polifuncional e superplastificante.

Aditivos	Descrição	Densidade (kg/l)	pH
Sikament [®] AS	Aditivo polifuncional A base de lignosulfonato	1,20 a 1,24	4,0 a 6,0
ViscoCrete 3535 [®] CB	Aditivo superplastificante a base de policarboxilatos	1,08±0,02	5,0±1,0

Fonte: Sika S/A. Brasil.

4.2 Métodos Utilizados

Após a caracterização dos materiais foi feito o estudo de dosagem dos traços, a confecção dos concretos autoadensável e convencional e a moldagem dos corpos de prova. Os concretos tiveram seu desempenho avaliado no estado fresco e endurecido.

4.2.1 Estudo da dosagem

O estudo da dosagem dos traços do concreto autoadensável (CAA) e do convencional (CCV) foi baseado no método de dosagem da ABCP, publicado pela Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP). Esse método é uma adaptação da norma americana ACI *Building code* 211.1-81 (Revised 85) às condições brasileiras. Consiste em fixar a relação água/cimento, determinar o consumo dos componentes e apresentar o traço. (TORRES e ROSMAN, 1956).

Foi estabelecido como referência para os dois concretos o mesmo fator água/cimento e teor de argamassa. O teor de cimento e agregados foi ajustado conforme procedimentos usuais de laboratório, de forma a se obter um concreto convencional com mesmo teor de argamassa que o concreto autoadensável.

De forma atender os requisitos referentes ao tempo de transporte, a quantidade de aditivo polifuncional Sikament® SA e a de água foram dosadas para os dois traços. Para o concreto autoadensável, foi, também, dosada a quantidade do aditivo superplastificante ViscoCrete 3535® CB, de forma que o CAA atendesse aos pré-requisitos da norma NBR 15823-1 (ABNT, 2010a) quanto ao espalhamento, habilidade passante, e resistência à segregação característicos.

Na tabela 4.8 são apresentadas as composições dos concretos obtidas com o método de dosagem racional, tendo-se como parâmetros de dosagem um concreto com resistência a compressão de 40 MPa e um fator água / cimento (a/c) igual a 0,55, confeccionado com os materiais descritos no item 4.1. Comparando-se a

composição dos concretos convencional e autoadensável, verifica-se que a única diferença entre eles é a presença do aditivo superplastificante no concreto autoadensável. Este é um dado importante para o trabalho, pois torna possível estudar isoladamente o efeito do aditivo superplastificante no desempenho dos concretos.

Tabela 4.8: Traço do CCV e CAA produzido no laboratório da Holcim Brasil em Pedro Leopoldo/MG

Tipo	Cimento	Aditivo Polifuncional Sikament® SA (%)	Teor de argamassa (%)	Aditivo Superplastificante ViscoCrete 3535® CB. (%)	a/c (*)	Cimento (kg/m³)	Água (l/m³)	Traço em massa (Cimento: areias: Brita 0:)
CCV	CPV ARI PLUS	0,617	69	–	0,55	442	221	(1:2,283:1,448)
CAA	CPV ARI PLUS	0,617	69	0,768	0,55	442	221	(1:2,283:1,448)

(*) Relação água / cimento

4.2.2 Confeção e caracterização de pastas

Antes da confecção dos concretos foram produzidas pastas de cimento com aditivos, com as mesmas proporções dos concretos. Com estas pastas se avaliou de forma indireta a influência do superplastificante no calor de hidratação e tempo de pega dos compostos. As pastas foram submetidas à análise termogravimétrica (TGA), análise termo diferencial (DTA), e calorimetria exploratória diferencial (DSC).

Análise termogravimétrica (TGA) e análise termo diferencial (DTA).

A análise termogravimétrica (TGA) e a *análise termo diferencial (DTA)* foi realizada em um equipamento DTG 60 H, marca Shimadzu (Figura 4.7), que opera da temperatura ambiente até 1.100°C com precisão de +/- 1.000 mV no DTA e +/- 0,001

mg no TGA. O ensaio permite avaliar a perda e ganho de massa em função da temperatura nas regiões onde incidem as reações de desidratação.

Foram utilizadas em torno de 10 gramas de cada amostra. Estas amostras são de pastas moídas que foram confeccionadas com 200 gramas de cimento CPV ARI PLUS (valor estabelecido pelo tamanho dos cadinhos do equipamento), água e aditivos polifuncional Sikament[®] SA e superplastificante ViscoCrete 3535[®] de acordo com as proporções utilizadas nos traços do concreto autoadensável e do convencional. Elas foram colocadas no cadinho de alumina, aquecidos nos primeiros 3 min a uma taxa de 5°C até a temperatura de 40°C. Após atingir 40°C, continuou o aquecido a uma taxa de 10°C/min até completar 700°C.



Figura 4.6: Equipamento para ensaio de análise termogravimétrica (TGA) e *análise termo diferencial (DTA)*.

Ensaio de calorimetria exploratória diferencial (DSC)

O ensaio permitiu avaliar a evolução da temperatura com o tempo, de pastas de cimento confeccionadas com 200 gramas de cimento (valor estabelecido pelo tamanho dos cadinhos do equipamento), água e aditivos polifuncional Sikament[®] SA e superplastificante ViscoCrete 3535[®] de acordo com as proporções utilizadas nos traços do concreto autoadensável e do convencional. Para se avaliar a influência apenas do superplastificante optou-se por submeter ao DSC também uma amostra com pasta de cimento contendo 0,78 de aditivo superplastificante.

O ensaio, que não é normalizado, consiste em acompanhar a evolução contínua da reação isotérmica do cimento durante a hidratação, por meio de aquecedores individuais e medindo-se a diferença de potencial de entrada dos aquecedores. O ensaio foi realizado em um equipamento de calorimetria marca Grace AdiaCal Sn 1272434, conforme Figura 4.6, em caixa lacrada que possui quatro canais de entrada e quatro termopares, permitindo a análise simultânea de quatro misturas. O fluxo de calor é determinado por meio da curva de calor de hidratação ao longo do tempo de forma semiadiabática.



Figura 4.7: Equipamento para ensaio de calorimetria.

4.2.3 Confeção do concreto

Os concretos CAA e CCV foram confeccionados de acordo com os traços estabelecidos no estudo de dosagem em laboratório. Foi utilizada uma betoneira de 350 litros segundo procedimentos usuais do laboratório. Na fabricação do concreto convencional, após umedecer a betoneira com água, foi adicionado todo o agregado graúdo e 70% da água de amassamento. A betoneira foi acionada por 1 minuto. Em seguida foi adicionado cimento e feita a mistura por 1 minuto. Depois foi acrescentado o agregado miúdo e feita a homogeneização por 1 minuto. Logo após adicionou-se o aditivo Sikament[®] SA e o restante da água de amassamento e misturado por 5 minutos. Foi então determinado o slump do concreto.

Na produção do concreto autoadensável foi realizada a mesma sequência descrita acima. Por último, foi adicionado o aditivo superplastificante ViscoCrete 3535[®] CB. Após adição do aditivo superplastificante, o concreto foi misturado na betoneira e

logo em seguida foram realizados os ensaios espalhamento (*slump flow test*), *slump flow* T₅₀₀, Anel J, caixa L e funil V.

4.3 Caracterização Física dos Concretos no Estado Fresco

No estado fresco os concretos foram avaliados quanto ao ar incorporado e à trabalhabilidade.

4.3.1 Ensaio de ar incorporado

O ensaio de ar incorporado avalia o teor de ar incorporado durante a confecção do concreto, parâmetro que influencia diretamente a resistência mecânica do composto. O ensaio foi realizado de acordo com NBR NM 47 (ABNT, 2002), utilizando-se o equipamento marca Solocap (Figura 4.8) com reservatório de aproximadamente 8 litros.



Figura 4.8: Ensaio de teor de ar incorporado.

4.3.2 Trabalhabilidade do concreto autoadensável e convencional

Concreto convencional

No que se refere à trabalhabilidade, foi realizada a determinação da consistência do concreto convencional por meio do abatimento do tronco de cone (*slump test*), de acordo com a norma NBR NM 67 (ABNT, 1998). A Figura 4.9 mostra as etapas para avaliação do *slump* do concreto convencional depois de confeccionado.



Figura 4.9: Ensaio de avaliação do *slump* do concreto convencional

Concreto autoadensável

A trabalhabilidade do concreto autoadensável foi avaliada segundo os testes de espalhamento (*slump flow*, *slump flow* t_{500}), do anel-J (*J-Ring test*), caixa "L" e funil "V", de acordo com a norma NBR 15823-1 (ABNT, 2010a). O ensaio de espalhamento (*slump flow test*) permite determinar a fluidez do concreto autoadensável por meio da ação de seu peso próprio, e a sua capacidade de se espalhar sem segregar em um prazo e dimensão limite (NBR 15823-2 - ABNT, 2010b). Este ensaio permite também verificar visualmente se o concreto segregou, conforme mostra a Figura 4.10. De acordo com a norma NBR 15823-2 (ABNT, 2010b), o ensaio consiste em se fazer a limpeza e umedecimento da placa de vidro ou chapa metálica de 900 mm, marcando um círculo no centro de diâmetro de 500 mm. Posiciona-se o cone de Abrams na placa centrada e com a amostra de CAA preenche-se o cone de Abrams sem adensamento. Após esta operação retira-se o cone de Abrams, levantando-o. Mede-se o tempo do início até atingir o diâmetro de

500 mm marcados na placa. Este resultado é o T_{500} (tempo de escoamento). O espalhamento (*slump flow*) é obtido pela média aritmética de duas medidas ortogonais do diâmetro (d) realizadas quando termina o espalhamento do concreto.



Figura 4.10: Ensaio testes espalhamento (*slump flow*, $slump flow_{t_{500}}$) para o CAA

O ensaio do Anel-J (*J-Ring test*) permite analisar o risco de bloqueio do concreto ao passar pela armadura. Também permite verificar a ocorrência de segregação do concreto ao passar pelas armaduras (GOMES e BARROS, 2009). De acordo com a norma NBR 15823-3 (ABNT, 2010c), o ensaio consiste em se fazer a limpeza e umedecer internamente o molde e placa da base. Posiciona-se o anel J no centro da base. Após deve-se preencher o cone de Abrams (que está posicionado no sentido contrário do ensaio de espalhamento) e levantá-lo com velocidade constante. Os resultados obtidos no ensaio de Anel J (*J-Ring test*) do concreto autoadensável. Mede-se, então, a diferença entre a altura do material antes e após o ensaio (H). Também se contabiliza o tempo de espalhamento (T_j). A Figura 4.11 ilustra o ensaio do Anel - J.



Figura 4.11: Ensaio anel -J (*J-Ring test*) para o CAA.

O ensaio da caixa-L (*L-Box test*) avalia a capacidade da passagem do concreto autoadensável através de seu peso próprio pelas armaduras para determinação da habilidade passante em fluxo confinado (GOMES e BARROS, 2009). De acordo com a norma NBR 15823-4 (ABNT, 2010d), o ensaio consiste em se fazer a limpeza e umedecer internamente a caixa L fechando a comporta. Deve-se preenchê-lo com CAA, na parte vertical sem adensamento. Abre-se a comporta para que o CAA se escoe na parte horizontal, medindo-se o tempo para preenchimento da caixa (T_L) e as alturas atingidas nas extremidades da caixa (H_1 e H_2). As Figuras 4.12 (a), (b) e (c) mostram a realização do ensaio. É possível também, por meio de análise visual, verificar se o CAA segregou.

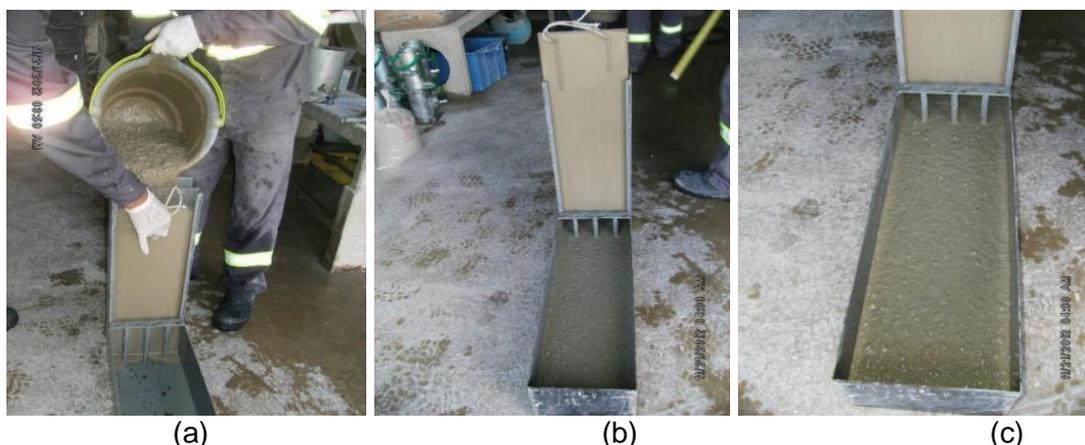


Figura 4.12: Ensaio *L-Box test* (a) Início do ensaio da Caixa L: colocação do CAA; (b) Início do ensaio da Caixa L: abertura da comporta; (c) Término do ensaio na caixa L.

O ensaio de funil-V (*V-Funnel test*) simula a passagem do concreto autoadensável através de seu peso próprio, determinando-se a viscosidade do CAA, pela medida do tempo de escoamento de uma massa de concreto através do funil V. Este ensaio permite também verificar a presença de segregação (GOMES e BARROS, 2009). De acordo com a norma NBR 15823-5 (ABNT, 2010e), o ensaio consiste em se fazer a limpeza e umedecer internamente o funil, fechando a comporta. Deve-se preenchê-lo com CAA, sem adensamento e colocar um recipiente metálico sob o funil V para coletar o concreto. Aciona-se o cronômetro simultaneamente a abertura da comporta e após a completa coleta do mesmo, lê-se o T_{30s} . Repete-se novamente o ensaio sem a necessidade de limpeza do funil V, abrindo-se a comporta após 5 min e

anotando-se o novo resultado, T_{35s} . As Figuras 4.12(a) e 4.12(b) mostram o ensaio funil "V".

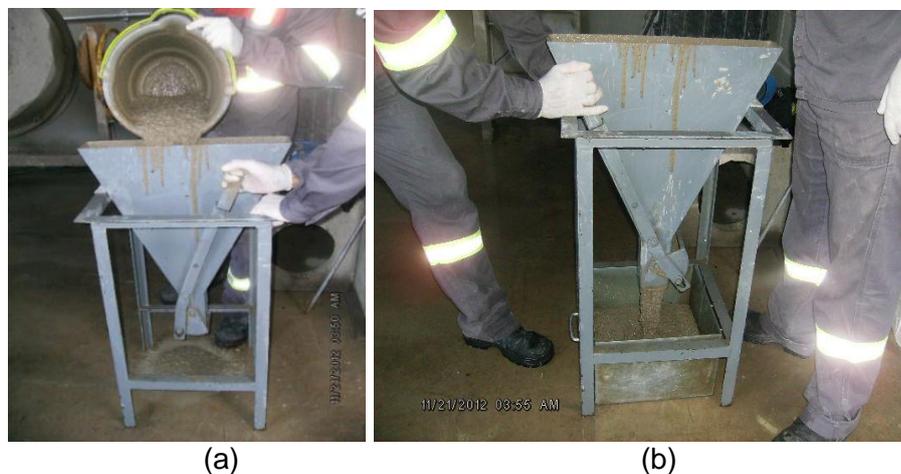


Figura 4.13: Ensaio de funil V do CAA: (a) Preenchimento do Funil V com CAA; (b) Funil V já preenchido.

4.4 Moldagem e Cura dos Corpos de Prova

Caracterizados os concretos no estado fresco, foram moldados 65 corpos de prova cilíndricos de 100 mm de diâmetro por 200 mm de comprimento de cada tipo de concreto, segundo a norma NBR 5738 (ABNT, 2003). Esses corpos de prova foram utilizados para a caracterização do desempenho dos concretos por meio de ensaios de resistência à compressão, módulo de elasticidade estático e dinâmico, absorção de água, carbonatação acelerada, resistividade elétrica, ataque a sulfatos e resistência a altas temperaturas. Foram considerados 6 CP's (100x200 mm) complementares para cada tipo de concreto. A Figura 4.14 (a) mostra o procedimento de moldagens dos corpos de prova do CCV com adensamento. A Figura 4.14 (b) ilustra a moldagem dos corpos de prova do concreto autoadensável sem adensamento.



Figura 4.14: Moldagens dos corpos de prova cilíndricos 100x200 mm (a) CCV com adensamento; (b) CAA sem adensamento.

Também foram confeccionados 2 corpos de prova prismáticos de dimensões 70x70x30 mm, para cada concreto, destinados ao o ensaio de abrasão, e 3 corpos de prova prismáticos de dimensões 150x150x500 mm para o ensaio de tração na flexão. Depois da moldagem, após 24 horas de exposição à temperatura ambiente, os corpos de prova foram desmoldados e armazenados em câmara úmida. Estes procedimentos estão de acordo com a NBR 5738 (ABNT, 2003). Foi realizada a cura por 3, 7, 28 e 100 dias de acordo com o procedimento de cada ensaio. Os corpos de prova ficaram em câmara úmida à temperatura de $23^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ e umidade relativa maior que 95% até as idades de ensaio, sendo retirados da câmara úmida um dia antes do ensaio conforme as datas previstas. A Tabela 4.9 apresenta os números dos CP's produzidos para cada ensaio para os concretos CAA e CCV com suas respectivas idades.

Tabela 4.9: Quantidade e tipo de corpos de prova dos concretos CAA e CCV

Concreto	Ensaio	Tipo CP	Tamanho CP (mm)	Quantidade				
				3	7	28	100	Total
				dias				
CAA	Resistência à compressão	Cilíndrico	100x200	5	5	5	5	20
	Módulo de elasticidade estático	Cilíndrico	100x200	2	2	2	2	8
	Módulo de elasticidade dinâmico	Cilíndrico	100x200	3	3			6
	Tração na Flexão	Prismático	500x150x150	0	0	3	0	3
	Absorção de água	Cilíndrico	100x200	0	0	3	0	3
	Carbonatação	Cilíndrico	100x200	0	0	0	4	4
	Abrasão	Prismático	80x80x30	0	0	2	0	2
	Ataque a sulfatos	Cilíndrico	100x200	0	0	0	4	4
	Resistividade elétrica	Cilíndrico	100x200	0	0	0	2	2
	Resistência a altas temperaturas (100°C, 300°C, 600°C)	Cilíndrico	100x200	0	0	6	0	6
Reserva	Cilíndrico	100x200	3	3	3	3	12	
CCV	Resistência à compressão	Cilíndrico	100x200	5	5	5	5	20
	Módulo de elasticidade estático	Cilíndrico	100x200	2	2	2	2	8
	Módulo de elasticidade dinâmico	Cilíndrico	100x200	3	3			6
	Tração na Flexão	Prismático	500x150x150	0	0	3	0	3
	Absorção de água	Cilíndrico	100x200	0	0	3	0	3
	Carbonatação	Cilíndrico	100x200	0	0	0	4	4
	Abrasão	Prismático	80x80x30	0	0	2	0	2
	Ataque a sulfatos	Cilíndrico	100x200	0	0	0	4	4
	Resistividade	Cilíndrico	100x200	0	0	0	2	2
	Resistência a altas temperaturas (100°C, 300°C, 600°C)	Cilíndrico	100x200	0	0	6	0	6
Reserva	Cilíndrico	100x200	3	3	3	3	12	

4.5 Ensaio Mecânicos no Estado Endurecido

Os corpos de prova, após a cura, foram submetidos a ensaio de resistência à compressão, módulo de elasticidade estático, módulo de elasticidade dinâmico e resistência à tração na flexão. Os ensaios foram executados conforme as normas vigentes, nas idades de 3, 7, 28, 100 dias.

4.5.1 Ensaio de resistência à compressão axial

Os ensaios de resistência à compressão axial foram realizados com uma prensa de marca Mohr Federhaff Losenhausen, modelo DPT 200 tipo eletro hidráulico, com capacidade de 200 toneladas (Figura 4.15). Os corpos de prova foram submetidos ao ensaio de compressão axial com velocidade de aplicação de carga de $(0,45 \pm 0,15)$ MPa/s, de acordo com a NBR 5739 (ABNT, 2007).



Figura 4.15: Ensaio de resistência à compressão

Para a obtenção da superfície plana para aplicação da carga, foi utilizada almofada de NEOPREME. Foi utilizada uma nova almofada a cada idade e antes de cada ensaio foi verificada a dureza do NEOPREME, que ficou dentro dos valores recomendados. Foram ensaiados 6 corpos de prova cilíndricos de dimensão de 100 mm de diâmetro por 200 mm para cada traço, nas idades de 3, 7, 28 e 100 dias.

4.5.2 *Ensaio de módulo de elasticidade estático*

Os ensaios de módulo de elasticidade estático foram realizados na mesma prensa utilizada para o ensaio de resistência à compressão, à qual foi adaptado um sistema digital de alta precisão (1×10^{-3} mm), desenvolvido pela empresa Micro Sensores Industrial Ltda., para leitura de deformação a partir de dois LVDT's (linear variable differential transformer) acoplados no corpo de prova.

Foi realizado ensaio de resistência à compressão em 2 corpos de prova e a partir dos resultados calculou-se o valor a ser aplicado no ensaio de módulo de elasticidade. Logo após foi Foram ensaiados 3 corpos de prova cilíndricos de dimensão de 100 mm de diâmetros por 200 mm para cada traço, para as idades de 3, 7, 28 e 100 dias com base na norma NBR 8522 (ABNT, 2008). Para realizar este ensaio foram utilizados dois medidores de deformação em pontos distintos do corpo de prova Para verificar a compatibilidade das bases de medidas foi necessário aplicar três vezes uma carga de acomodação de 30% nos corpos de prova.

A aferição da leitura da deformação se deu mais de uma vez para cada ensaio, até que as deformações lidas não apresentassem diferenças superiores a 20%. Foram, então, aplicadas cargas correspondentes a 0, 10, 20, 30, 40, 50, 60 e 70% da resistência à compressão, fazendo-se a leitura da deformação respectivamente a cada carregamento. Após este procedimento, os corpos de prova foram submetidos ao ensaio de compressão axial. A Figura 4.16 mostra os sensores acoplados no corpo de prova para a realização do ensaio de módulo de elasticidade estático.

Com os dados obtidos foram avaliados os módulos de elasticidade secantes, calculados pela derivada da reta traçada da origem até o ponto da curva que corresponde à tensão de 40% da carga de ruptura, de acordo com a norma NBR 8522 (ABNT, 2008).



Figura 4.16: Ensaio de módulo de elasticidade estático secante e corpo de prova de concreto com sensores acoplados

4.5.3 Ensaio de módulo de elasticidade dinâmico

Os ensaios de módulo de elasticidade dinâmico foram realizados utilizando um equipamento de frequência ressonante forçada no modo longitudinal - *Erudite MKII Ressonante Frequency Test System* no Laboratório de Materiais da UFMG, apresentado na Figura 4.17, que permite a determinação da frequência de ressonância do material. O ensaio se baseou nas recomendações da norma ASTM C215 (2002). Dada à frequência de ressonância, a massa e dimensões do corpo de prova pode-se calcular o módulo de elasticidade. O módulo de elasticidade dinâmico (E_D), em GPa, para amostras cilíndricas submetidas ao ensaio no sentido (modo) longitudinal é dado pela Equação 4.1:

$$E_D = 4n^2L^2\rho \cdot 10^{-12} \quad (4.1)$$

onde L é o comprimento do corpo de prova (mm), n é a frequência do modo fundamental da vibração longitudinal (Hz) e ρ é a densidade (kg/m^3).



Figura 4.17: Equipamento para determinação do módulo de elasticidade dinâmico: *Erudite MKII Resonant Frequency Test System*.

Foram ensaiados 3 corpos de prova cilíndricos de dimensão de 100 mm de diâmetros por 200 mm de comprimento, para cada traço, para a idade de 3, 7, 28 e 100 dias. Para o ensaio aos 3 dias os 3 corpos de prova não foram para a câmara úmida. Para a idade de 7, 28 e 100 dias, os corpos de prova foram colocados na câmara úmida e retirados um dia antes do ensaio de 7 dias e utilizado também aos 28 e 100 dias.

Foram feitas 5 medidas de frequência ressonante para cada corpo de prova, sendo a faixa e as voltagens adotadas baseadas em valores para a obtenção da menor amplitude da leitura da frequência lida da ressonância. A massa dos corpos de prova foi determinada em balança com precisão de 0,01 g.

4.5.4 *Ensaio de resistência à tração na flexão*

Os ensaios de resistência à tração na flexão foram realizados na mesma prensa utilizada para o ensaio de resistência à compressão (Figura 4.18). Os corpos de prova foram submetidos ao ensaio de resistência à tração na flexão, de acordo com a norma NBR 12142 (ABNT, 2010). Foram confeccionados 3 corpos de prova prismáticos de dimensão 150x150x500 mm para cada traço, que foram ensaiados na idade 28 dias, com velocidade carga de (1,05 +0,15) MPa/min.



Figura 4.18: Equipamento de leitura de deformação digital do fornecedor Micro Sensores Industrial Ltda. ensaio de resistência à tração na flexão

4.6 Estudo da deterioração dos concretos

Os corpos de prova dos concretos autoadensável e convencional, depois de curados, foram submetidos aos ensaios de carbonatação acelerada, abrasão, absorção de água, ação por sulfatos e resistividade elétrica. Também foi avaliado o efeito de altas temperaturas sobre os dois concretos.

4.6.1 *Pré-condicionamento dos corpos-de-prova para os ensaios de absorção de água e carbonatação acelerada*

Foi realizado o condicionamento dos corpos de prova para os ensaios de absorção de água e carbonatação acelerada. Os corpos de prova foram submetidos à secagem em estufa a uma temperatura de $\pm 105^{\circ}\text{C}$, por dois dias. Em um primeiro momento, avaliou-se a constância de massa em corpo de prova após 3, 6 e 24 horas de secagem. De acordo, com a norma utilizada, NBR 9778 (ABNT, 2009), essa constância de massa não pode exceder a 0,5% do menor valor obtido. Como não se obteve tal constância de massa, os corpos de prova foram mantidos na estufa por 48 e 72 horas, período no qual se verificou a constância de massa. Depois de 72 horas na estufa, os corpos de prova foram retirados e deixados ao ar livre até seu resfriamento para se evitar as elevadas taxas iniciais de absorção de água.

4.6.2 Ensaio de absorção de água

A porosidade aberta dos concretos foi avaliada em ensaios de absorção de água, tomando-se como base a NBR 9778 (ABNT, 2009). Foram analisados 3 corpos de prova para cada traço.

Após o procedimento de pré-condicionamento, os corpos de prova foram imersos em um recipiente com água, à temperatura de $(23 \pm 2)^\circ\text{C}$. Os corpos de prova foram retirados da água e enxugados com uma toalha absorvente e pesados após 3, 6, 24, 48 e 72 horas, para avaliação da constância da massa do corpo de prova com água absorvida. Com esses valores e com os dados obtidos para os corpos de prova secos em estufa, calculou-se a absorção de água por imersão por meio da média de três amostras de ensaio, utilizando a Equação 4.2:

$$\text{Absorção por imersão} = [(M_{\text{sat}} - M_s)/M_s] \cdot 100 \quad (4.2)$$

onde M_{sat} é a massa do corpo de prova saturado (g), M_s é a massa do corpo de prova seco em estufa (g).

Posteriormente, os corpos de prova foram mergulhados em água fervente onde foram mantidos por 3 horas aquecidos. Depois, os corpos de prova foram enxugados com papel toalha e pesados. Utilizando-se a mesma Equação 4.2 acima descrita, foi realizado o cálculo da absorção de água após fervura. Após procedimento acima, os corpos de prova foram pesados em balança hidrostática para cálculo do índice de vazios por meio da Equação 4.3:

$$\text{Índice de vazios} = [(M_{\text{sat}} - M_s)/(M_{\text{sat}} - M_i)] \cdot 100 \quad (4.3)$$

onde M_i é a massa do corpo de prova saturado imersa em água (g). Esta equação permite avaliar a quantidade de poros abertos em relação ao volume total do corpo de prova expressa em %.

4.6.3 Ensaio de carbonatação acelerada

O ensaio de carbonatação acelerada permitiu avaliar a resistência a carbonatação por meio da medida da profundidade de penetração do dióxido de carbono. Foi utilizada uma câmara de carbonatação Thermo Fisher Scientific, modelo RCO 3000 T-5-VBC (Figura 4.19). O ensaio de carbonatação acelerada foi realizado, após a idade de 100 dias em 4 corpos de prova cilíndricos de dimensão igual a 200 x 100 mm de cada concreto.

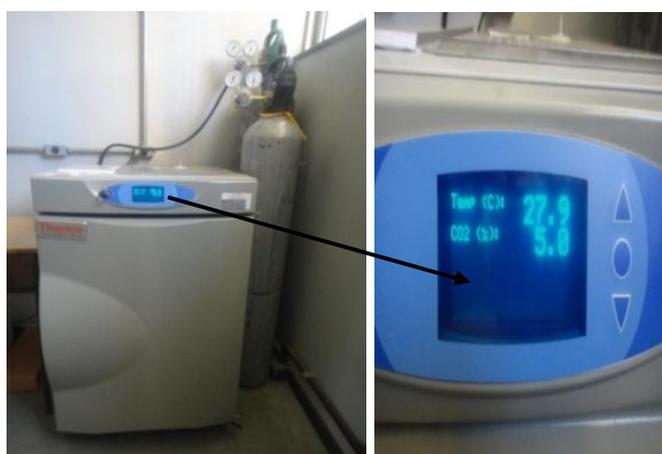


Figura 4.19: Câmara de carbonatação acelerada

Com base na literatura (RILEM, 1999; KULAKOWSKI, 2002), estabeleceu-se que os corpos de prova após 28 dias de cura deveriam ser pré-condicionados em estufa conforme descrito no item 4.6.1. Após ser atingida a constância de massa, as amostras foram envoltas por um filme de PVC para o equilíbrio da sua umidade interna. Os CP's foram mantidos em uma caixa plástica hermeticamente fechada por 65 dias. Após este período, as amostras foram colocadas na câmara de carbonatação a uma atmosfera de 5% CO₂, temperatura de 27,9°C e 100% de umidade relativa, onde foram mantidas por 106 dias.

Após a retirada da câmara de carbonatação, os corpos de prova foram cortados longitudinalmente com uma serra circular da marca Makita. Na seção cortada foi aspergida fenolftaleína 1%, e feita a leitura da profundidade de penetração. Em

contato com essa solução o concreto não carbonatado fica vermelho-carmim ($\text{pH} \geq 12$), e o concreto carbonatado permanece incolor ($\text{pH} < 9$).

Foram realizadas várias leituras para cada face do corpo de prova do concreto CAA e CCV com o paquímetro digital com aproximação de 0,01 mm para medir a espessura de carbonatação. Como a superfície carbonatada apresentou variações em toda extremidade foram realizadas 12 medidas das espessuras. A Figura 5.20 mostra de forma esquemática os locais onde foram realizadas essas medidas das espessuras de carbonatação após a aspensão da fenolftaleína na face dos corpos de prova. Também foi calculado o coeficiente de carbonatação (k) por meio da Equação 3.13, considerando n (parâmetro que depende do tipo de cimento) igual a 2 (TUUTTI, 1982 apud CARMONA e HELENE, 2006).

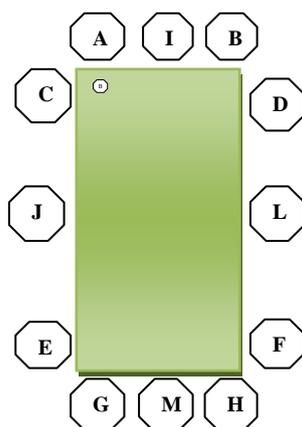


Figura 4.20: Desenho esquemático da medição da espessura de carbonatação da face do corpo de prova

4.6.4 Ensaio de resistência ao desgaste superficial por abrasão

A resistência à abrasão do concreto autoadensável e convencional foi avaliada no ensaio de desgaste Amsler de acordo a norma NBR 12042 (ABNT, 2012), em um equipamento marca Contenco (Figura 4.21).



Figura 4.21: Ensaio de resistência à abrasão

Dois corpos de prova prismáticos de cada tipo de concreto, após 28 dias de cura, foram submetidos à abrasão sob carga de 66 N e 72 cm³/min de vazão de areia normal do IPT (de granulometria 3 mm), em um disco metálico girando a uma rotação de 30 rpm e o corpo de prova rotaciona em torno de seu eixo a 0,6 rpm. Para obter a resistência à abrasão do concreto, o corpo de prova foi medido segundo as diagonais, e pesado antes e depois de submetido ao atrito por 500 e 1000 m. Foi utilizada balança digital com precisão 0,01 g e paquímetro com precisão de 0,01 mm.

O desgaste por abrasão após 500 e 1000 m é calculado pela equação:

$$\text{Desgaste por abrasão} = [(M_f - M_i) / M_i] \cdot 100 \quad (4.4)$$

onde M_i é a massa inicial do corpo de prova e M_f é a massa final do corpo de prova após 500 e 1000 m.

4.6.5 Ensaio de resistência ao ataque por sulfatos

O ensaio para a obtenção da resistência ao ataque por sulfato foi realizado em 4 corpos de prova de cada tipo de concreto, com base no estudo de Barros (2008). Após 100 dias de cura na câmara úmida, os corpos de prova foram expostos a dois ambientes para avaliar a resistência ao ataque por sulfato de sódio: solução de água

com 5% de sulfato de sódio e solução de água com 10% de sulfato de sódio. Antes da imersão os corpos de prova foram pesados e medidos. Foi utilizada balança digital com precisão 0,01 g e paquímetro com precisão de 0,01 mm.

Após imersão por 98 dias nas duas diferentes soluções de sulfato de sódio, os corpos de prova foram pesados e medidos para avaliar a variação de massa e dimensões devido ao ataque por sulfato. Foi realizado o ensaio de resistência à compressão axial e módulo de elasticidade dinâmico dos corpos de prova submetidos ao sulfato e de 2 corpos de prova de referência (moldados, e rompidos na mesma idade).

4.6.6 Ensaio para avaliação da resistência a altas temperaturas

O efeito de altas temperaturas sobre o concreto foi avaliado submetendo-se 2 corpos de prova cilíndricos de cada tipo de concreto, após 28 dias de cura em câmara úmida, às temperaturas de 100, 300, 600°C por duas horas. Foi utilizado um forno da marca BRASIMET, modelo BRL 320, com amplitude de temperatura de 0 à 800°C (Figura 4.22 a). Para o ensaio à temperatura de 600°C, foi necessária a confecção de uma cápsula metálica vedada para proteger o forno devido à possibilidade de explosão do corpo de prova (Figura 4.22 b).

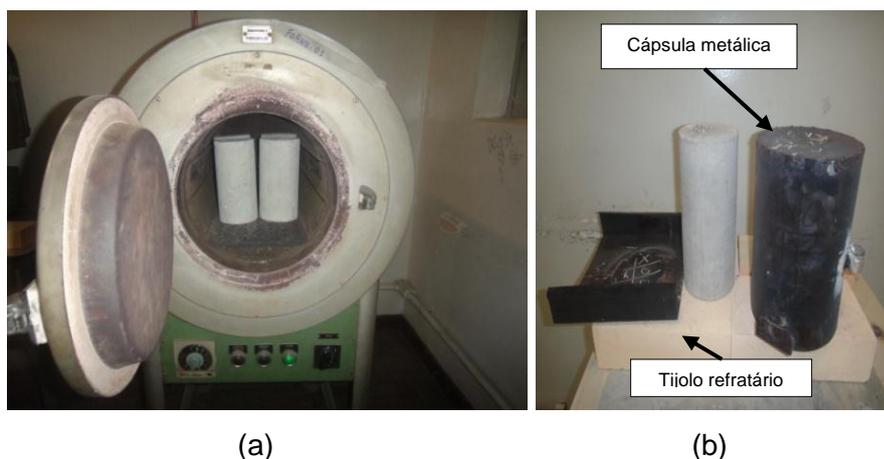


Figura 4.22: (a) Forno para avaliação da resistência à alta temperatura dos concretos; (b) cápsula utilizada para os ensaios 600°C.

Os corpos de prova foram introduzidos no forno após este atingir a temperatura estipulada. Nas temperaturas 100 e 300°C, todos os quatro corpos de prova foram ensaiados simultaneamente. Em função do uso da cápsula de proteção, a 600°C foi submetido ao aquecimento um corpo de prova por vez.

Após o resfriamento ao ar livre, os corpos de prova foram submetidos aos ensaios de módulo de elasticidade dinâmico e resistência à compressão, com exceção dos corpos de prova de concreto convencional submetidos a 600°C, que após o aquecimento no forno, foram parcialmente destruídos. Estes ensaios foram realizados segundo descrito nos itens 4.5.1 e 4.5.3.

4.6.7 *Ensaio de resistividade elétrica*

O ensaio de resistência elétrica foi realizado em 2 corpos de prova de cada tipo de concreto. A Figura 4.23 mostra a montagem utilizada para o ensaio de resistividade elétrica.

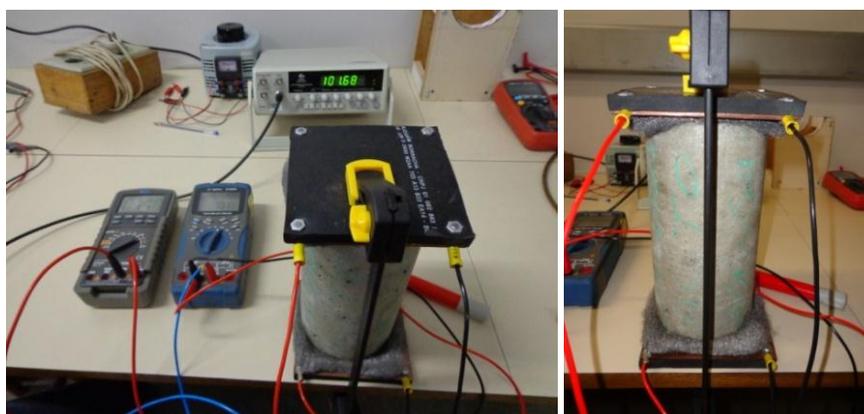


Figura 4.23: Ensaio de resistividade elétrica

Após 100 dias de cura na câmara úmida, os corpos de prova foram avaliados quanto à resistividade elétrica. Os corpos de prova foram submersos na água de acordo com a norma internacional CEI 93 IEC (1980). Este procedimento é importante, pois os corpos de prova devem ser utilizados úmidos. A umidade do corpo de prova (seco ou úmido) altera a leitura de diferença de potencial. Em regiões secas e

úmidas a diferença de potencial pode apresentar variações nas regiões de contato entre o concreto e a armadura que não estão associadas ao risco de corrosão. Segundo Whiting Nagi (2003) o maior fator que influencia a resistividade elétrica do concreto é o grau de saturação dos poros do concreto. De acordo com Santos (2006), quanto maior a saturação dos poros menor será a resistividade elétrica do concreto, devido ao fluxo da corrente se dá pela água contida os poros.

Foram realizadas 3 leituras da corrente elétrica contínua gerada para cada corpo de prova de CAA e CCV por uma diferença de potencial aplicada entre dois eletrodos colocados sobre uma superfície. Para a realização do ensaio foi utilizado nos dois topos do CP uma lâ de aço para conduzir à corrente. Para leitura da corrente elétrica foi usado um amperímetro com precisão e um medidor de diferença de potencial.

4.6.8 *Análise microestrutural*

A análise microestrutural dos concretos convencional e autoadensável foram realizadas em um microscópio eletrônico de varredura (MEV) da marca Hitachi, modelo TM3000 de baixo vácuo (Figura 4.24). As amostras analisadas foram extraídas de corpos de prova com 100 dias de cura úmida à temperatura ambiente. As amostras foram presas ao suporte com fita de carbono e aterradas a fim de poder obter uma boa imagem antes de serem colocadas no MEV (Figura 4.25). A imagem obtida nesta análise, por meio de elétrons retroespalhados, proporcionou a identificação da distribuição e tamanho dos poros e partículas como também as fases de hidratações presentes no compósito.



Figura 4.24: Microscópio eletrônico de varredura para o ensaio de análise microestrutural.

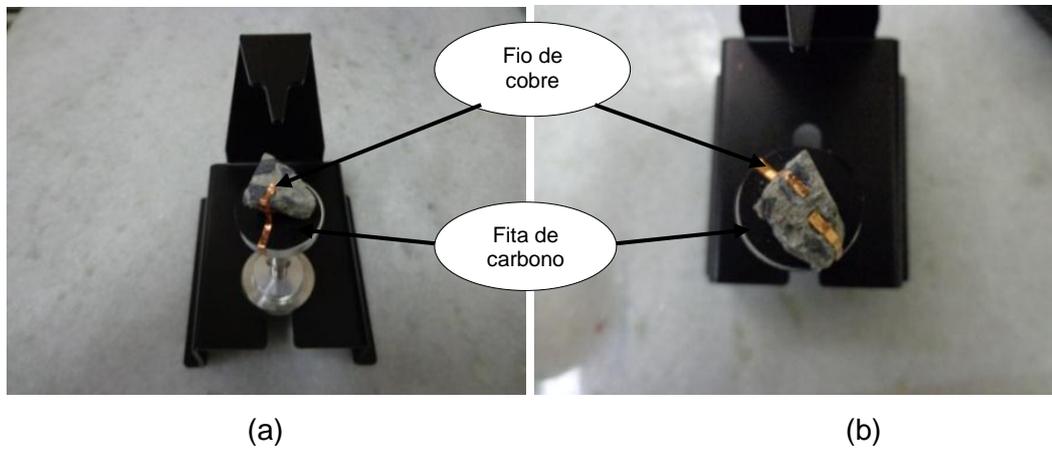


Figura 4.25: Análise da microestrutura: (a) concreto autoadensável; (b) concreto convencional.

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados são apresentados em três blocos:

- a) caracterização física das pastas;
- b) caracterização física e mecânica, no estado fresco e endurecido, dos concretos;
- c) avaliação da deterioração dos concretos por ação do monóxido de carbono, pela ação de sulfatos, por abrasão, pela ação de temperaturas elevadas e utilizando os ensaios de absorção de água (índice de vazios) e resistividade elétrica (avaliação indireta da resistência a cloretos).

5.1 Caracterização Física das Pastas

As pastas de concreto foram caracterizadas por análise termogravimétrica (TGA), análise térmica diferencial (DTA) e ensaios de calorimetria exploratória diferencial (DSC).

5.1.1 *Análises termogravimétrica e térmica diferencial*

Nas Figuras de 5.1 a 5.4 são apresentados os resultados obtidos nos ensaios de termogravimetria e análise térmica diferencial. Em cada gráfico é locado na abscissa a temperatura, na ordenada da esquerda a variação percentual de massa (dado obtido no TGA) e na ordenada da direita a diferença de potencial (resultados do DTA).

Os dados referentes à variação de massa indicam para todas as pastas que ocorre uma diminuição da massa com o aumento da temperatura. No entanto, essa diminuição não ocorre de forma linear. Observa-se um patamar de perda de massa entre as temperaturas de 200 a 500°C para todas as amostras, exceto para a

amostra 4 (pasta com superplastificante) onde este patamar está entre as temperaturas de 200 a 400°C.

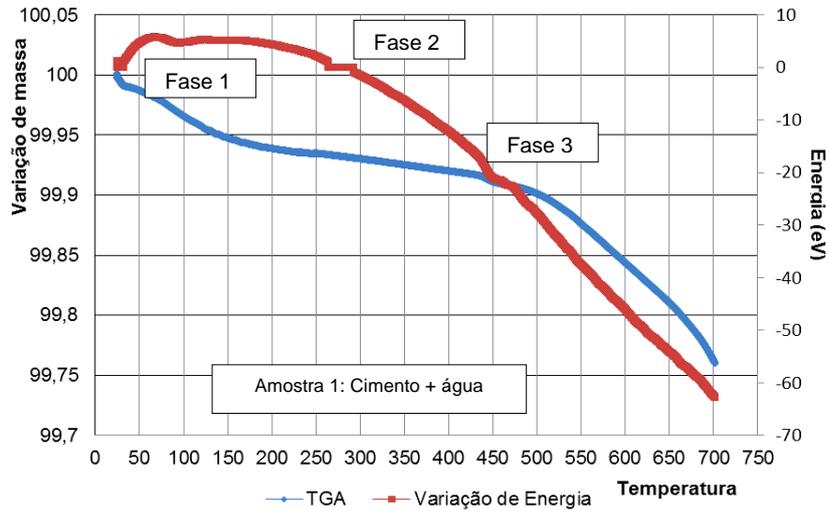


Figura 5.1: Resultado da análise termogravimétrica (TGA) e análise térmica diferencial (DTA) da amostra 1: pastas de cimento, água.

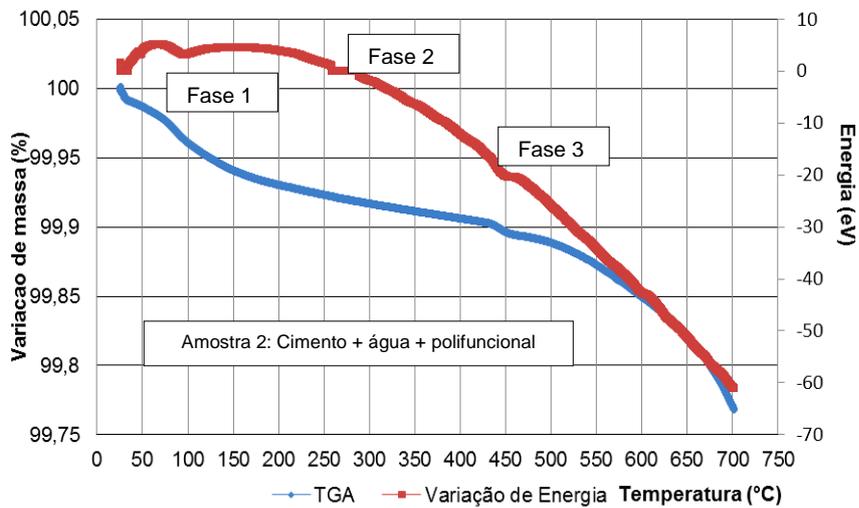


Figura 5.2: Resultado da análise termogravimétrica (TGA) e análise térmica diferencial (DTA) da amostra 2: pastas de cimento, água e 0,617% de aditivo polifuncional.

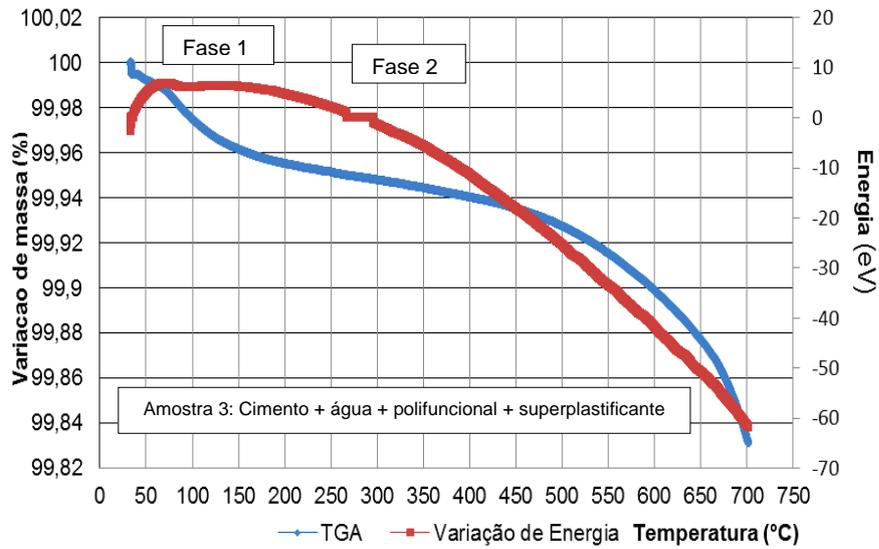


Figura 5.3: Resultado da análise termogravimétrica (TGA) e análise térmica diferencial (DTA) da amostra de pastas de cimento, água, 0,617% de aditivo polifuncional e 0,768% de aditivo superplastificante.

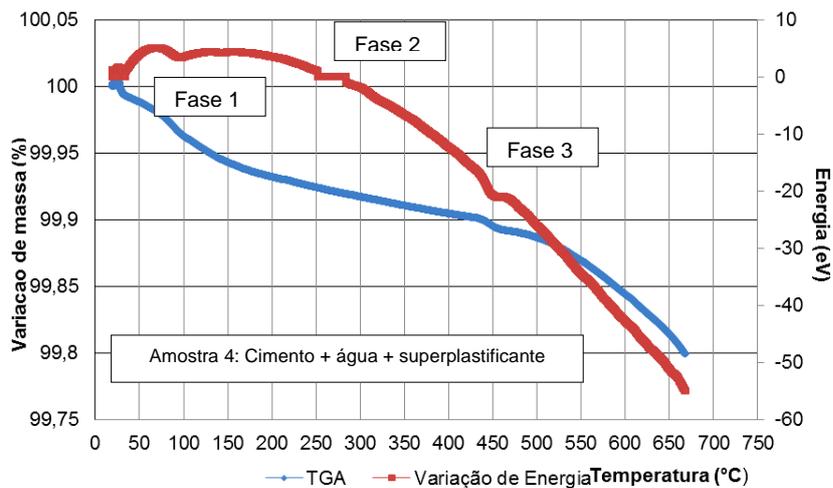


Figura 5.4: Resultado da análise termogravimétrica (TGA) e análise térmica diferencial (DTA) da amostra de pastas de cimento, água e 0,768% de aditivo superplastificante.

De forma a identificar com maior exatidão as temperaturas em que iniciam as reações, ou seja, onde a velocidade da reação é máxima, é usual se trabalhar com a termogravimetria derivada (DTG): a derivada primeira da variação de massa em relação ao tempo (dm/dt) é registrada em função da temperatura ou tempo. Nessas curvas os degraus observados nos gráficos de TGA são substituídos por picos que

delimitam áreas proporcionais às alterações de massa sofridas pela amostra (IONASHIRO, 2004).

Nas figuras 5.1 a 5.4 são apresentadas as curvas DTG obtidas com de TGA. A análise dos resultados do DTA nos permite identificar as temperaturas onde ocorre liberação ou absorção de calor associadas com alterações físicas ou químicas da amostra, no caso de compostos cimentícios, reações de desidratação. A fase 1 representa a desidratação da etringita e dos silicatos hidratados de cálcio. A fase 2 corresponde à perda de água dos silicatos presentes na mistura. A fase 3 ocorre à desidratação do hidróxido de cálcio. Não se observou a fase 3 na amostra 3.

Observa-se que as curvas obtidas apresentam aspecto similar: na temperatura de 100°C se observa a ocorrência de reações exotérmicas (fase 1) em todas as amostras. A partir dessa temperatura se consta um decaimento da voltagem até a temperatura de 700°C. A fase 2 ocorre em uma faixa de 250 a 300°C em todas as amostras. A fase 3 é observada à temperatura de 450°C nas amostras 1, 2 e 4, exceto a curva da amostra 3 (que representa a mistura do concreto autoadensável). Como as amostras 2 e 4 apresentam-se de forma similar à amostra 1, pode-se concluir que a mistura do superplastificante com o aditivo polifuncional alterou a fase 3 da mistura 3. E também se verifica que o superplastificante não influenciou a desidratação das fases do concreto.

5.1.2 *Calorimetria exploratória diferencial*

Os resultados do ensaio de calorimetria exploratória diferencial estão apresentados no gráfico da Figura 5.5, onde se pode analisar a variação da temperatura da mistura em função do tempo de reação. São apresentados os resultados obtidos para as três pastas estudadas e também para uma pasta feita apenas com superplastificante.

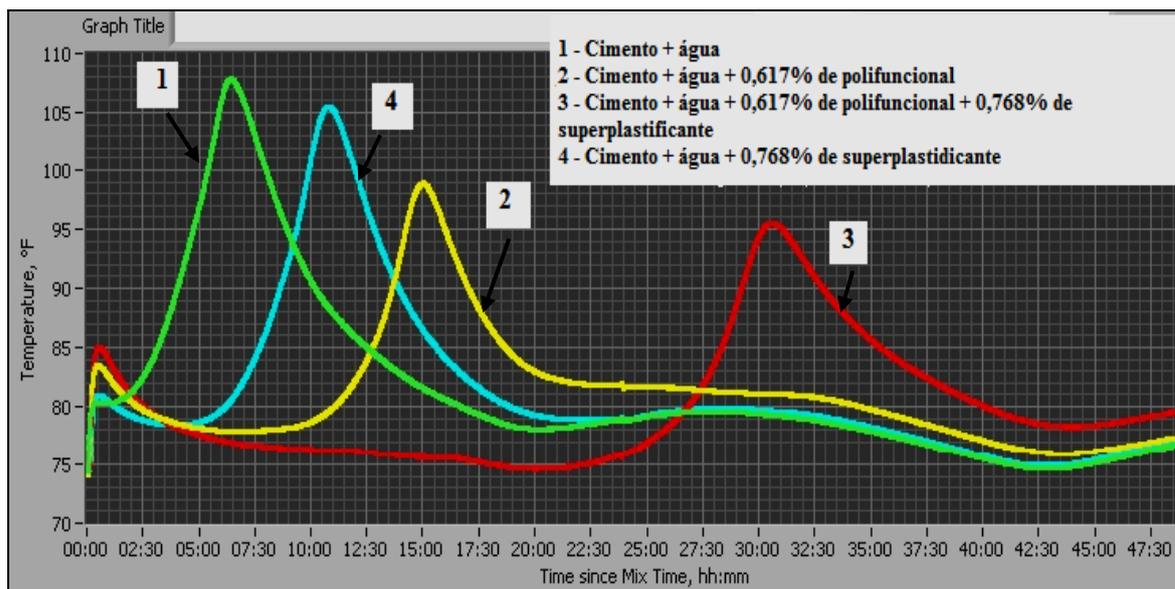


Figura 5.5: Resultado do ensaio de Calorimetria exploratória diferencial.

Com dos dados do ensaio DSC é possível inferir, a partir da temperatura atingida pela mistura, o calor de hidratação da pasta com e sem o uso de aditivos e os tempos de início e final de pega. É importante ressaltar que os dados permitem apenas a análise comparativa desses parâmetros e não a determinação de seus valores.

Os dados obtidos para as pastas avaliadas diferem entre si quanto ao tempo de início e fim de reação e quanto à temperatura máxima atingida durante a hidratação. Além disso, observa-se a existência de dois picos para as todas as amostras, sendo que eles são mais evidentes para as pastas com polifuncional e com polifuncional e superplastificante. A existência de uma elevação de temperatura na primeira hora de reação (amostras 2 e 3) estaria relacionada à ação do polifuncional uma vez que, após realização do ensaio de DSC com a pasta com aditivo superplastificante (amostra 4), verifica-se que não ocorreu este primeiro pico, assim como na amostra 1 (pasta de cimento e água) e 4 apresentaram somente um pico relacionado à elevação de temperatura.

A Figura 5.6 apresenta um perfil típico para hidratação de pasta de cimento realizado em um calorímetro semi-adiabáticos (SANDEBERG e BENINI, 2008). Neste estudo, os pesquisadores constataram que os pontos E e F representam o

início e fim de pega. O ponto D corresponde ao estado de dormência (pode-se verificar uma reação de pega instantânea neste ponto quando há deficiência de SO_3 disponível).

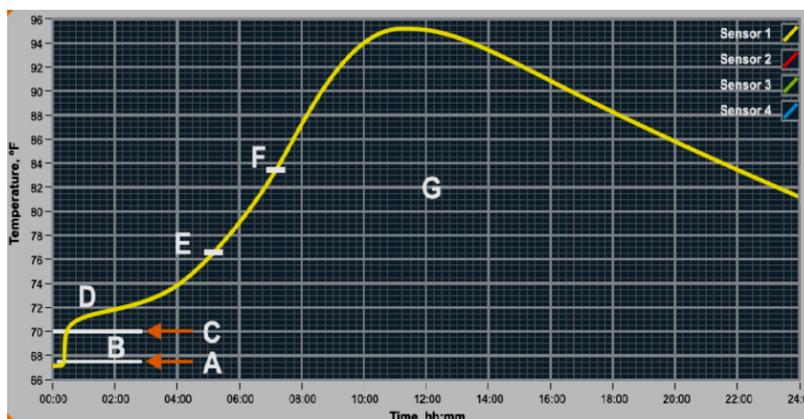


Figura 5.6: Modelo de uma curva calorimétrica. Fonte: Sandeberg e Benini, 2008.

No caso da pasta de cimento (amostra 1) se observa que próximo de $80^{\circ}F$ ($26,7^{\circ}C$) a temperatura se mantém por 1h tornando a subir. Observa-se um aumento contínuo da temperatura a partir de $80^{\circ}C$ ($26,7^{\circ}C$) até a temperatura de $106^{\circ}F$ ($41,1^{\circ}C$). A partir de $106^{\circ}F$ ($41,1^{\circ}C$), por volta de 22 horas e 30 minutos a temperatura cai até $76^{\circ}F$ ($24,4^{\circ}C$), quando se estabiliza. Após 22 horas e 30 minutos a temperatura sobe gradativamente até $78^{\circ}F$ ($25,6^{\circ}C$) e a partir de 30 horas volta a cair para $74^{\circ}F$ ($23,3^{\circ}C$), às 42 horas e 30 minutos. Na temperatura de $76^{\circ}F$ ($24,4^{\circ}C$), se estabiliza.

Para a pasta de cimento e polifuncional (amostra 2) se observa que próximo de $84^{\circ}F$ ($28,9^{\circ}C$), a partir de 1 hora, a temperatura cai para a temperatura de $76^{\circ}F$ ($24,4^{\circ}C$), e se mantém até 10 horas após mistura. A partir de 10 horas a temperatura cresce contínuo até a temperatura de $99^{\circ}F$ ($37,2^{\circ}C$), quando completa 15 horas da mistura. A partir de 15 horas da mistura a temperatura começa a cair gradativamente até a temperatura de $82^{\circ}F$ ($27,8^{\circ}C$) às 22 horas e trinta minutos e se estabiliza nesta temperatura até 32 horas e trinta minutos. Após 32 horas e trinta minutos a temperatura começa a cair de novo até $76^{\circ}C$ ($24,4^{\circ}C$), às 42 horas e trinta minutos e se estabiliza com $78^{\circ}F$ ($25,6^{\circ}C$).

Para a pasta de cimento, polifuncional e superplastificante (amostra 3) se observam que próximo de 85°F (29,4°C), a partir de 1 hora, a temperatura cai para a temperatura de 76°F (24,4°C), após 10 horas da mistura e se mantém estável até 12 horas e trinta minutos após mistura. A partir de 12 horas e trinta minutos a temperatura cai para 75°F (23,9°C), e mantém constante até 22 horas e trinta minutos da mistura. A partir de 22 horas e trinta minutos a temperatura começa subir gradativamente até 96°F (35,6°C) às 31 horas. Após 31 horas a temperatura começa a cair de novo até 78°F (25,6°C) às 42 horas e trinta minutos e se estabiliza com 80°F.

Para a pasta de cimento e superplastificante (amostra 4) se observa que próximo de 81°F (24,4°C), a partir de 1 hora, a temperatura cresce até atingir a temperatura de 106°F (6 horas da mistura). A partir de 6 horas da mistura a temperatura cai até a temperatura de 79°F (26,1°C). (22 horas e trinta minutos após mistura), mantendo-se constante até 30 horas da mistura. A partir de 30 horas a temperatura começa cair gradativamente até 75°F (23,9°C), às 42 horas e trinta minutos. Após 42 horas e trinta minutos a temperatura se estabiliza em 76°F (24,4°C).

Os dados mostram o tempo de início de pega são diferentes para todas as misturas (pasta 1 a 4). Observa-se também que todas as amostras estabilizaram a temperatura a partir de 42 horas e trinta minutos. No entanto, os dados mostram que o uso de aditivos influencia o calor de hidratação e o tempo necessário para a hidratação completa do cimento. A pasta de cimento, água, aditivo Sikament SA[®] e superplastificante ViscoCrete3535[®] CB, que compõe o concreto autoadensável, apresentou menor temperatura durante a reação, o que indicaria um maior calor de hidratação do que as outras misturas no início de pega. Também é possível verificar que a mistura com o aditivo Sikament SA[®], que compõe o concreto convencional, obteve fim de pega em torno de 15 horas da mistura. No entanto, a mistura com superplastificante ViscoCrete3535[®] CB e aditivo Sikament SA[®], que compõe o concreto autoadensável, retardou o início de pega e atingiu o fim de pega em aproximadamente 30 horas, e obteve menor calor de hidratação. Um maior tempo de início de pega não é satisfatório para a desforma e para o endurecimento do concreto aplicado.

5.2 Caracterização Física dos Concretos no Estado Fresco

São apresentados os resultados de caracterização no estado fresco dos concretos convencional e autoadensável.

5.2.1 Ar incorporado

Na Tabela 5.1 são apresentados os resultados do ensaio de teor de ar incorporado. Verifica-se que ambos os concretos incorporaram o mesmo teor de ar: em torno de 3,0%. Os concretos convencionais possuem em seu interior uma taxa de 1 a 3% de ar incorporado devido ao seu processo de mistura. Em concretos usinados este percentual aumenta para até 4%. Valores de ar incorporado maiores que 5% trazem prejuízo ao desempenho mecânico do concreto. (REALMIX, 2002). De acordo com NBR NM 47 (ABNT, 2002), o teor de ar incorporado deve ser de 2 a 5%. Conforme a EFNARC (2002), o teor de ar incorporado em concretos convencionais deve ser igual ou menor que 2%. É importante ressaltar que a compatibilidade entre diferentes aditivos e entre aditivos-cimento-agregados pode conduzir a um maior teor de ar incorporado (CORREA, 2010), fato não observado neste trabalho provavelmente devido ao baixo teor de aditivo utilizado na dosagem do CAA.

Tabela 5.1: Resultado do ensaio de ar incorporado dos concretos CCA e CAA no estado fresco.

Ensaio	Unidade	Concreto convencional	Concreto autoadensável
Teor de ar incorporado	%	3,0	3,3

5.2.2 Trabalhabilidade

Concreto convencional

Na Figura 5.7 se tem registrado o resultado da determinação da consistência avaliada pelo ensaio de abatimento do tronco de cone (*slump test*) do concreto convencional: 20 cm. Este resultado indica que o concreto tem boa trabalhabilidade no tocante a fluidez e pode ser bombeado com facilidade (NBR NM 67 - ABNT, 1998).



Figura 5.7: Ensaio *slump* do concreto convencional.

Concreto autoadensável

A Tabela 5.2 e a Figura 5.8 apresentam os resultados obtidos no ensaio de espalhamento (*slump flow test*) do concreto autoadensável: diâmetro de abertura inicial (d) e tempo necessário para ser ter um diâmetro de abertura de 500 mm (T_{500}). É possível, por meio de análise visual, verificar que o CAA não segregou.

Tabela 5.2: Resultados do teste de espalhamento (*slump flow*) do concreto CAA.

Ensaio		Unidade	CCV	CAA	Norma	Valores de Norma
Teste de espalhamento	<i>slump flow test</i> (d)	mm	-	700,0	NBR15823-1 (ABNT, 2010a)	660 a 750
	<i>slump flow</i> T ₅₀₀	s	-	1"13"	NBR15823-1 (ABNT, 2010a)	< 2

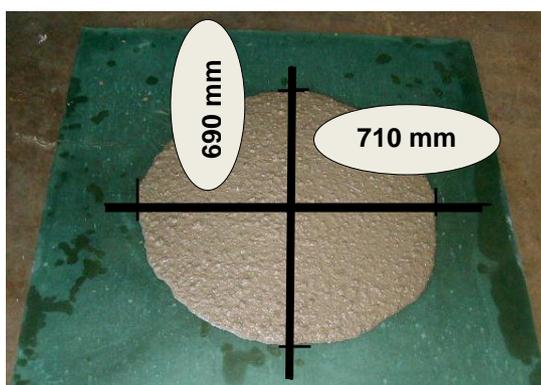


Figura 5.8: Teste de espalhamento do CAA: medida do *slump flow*.

A dimensão do diâmetro médio de espalhamento médio (*slump flow*) foi de 700 mm. De acordo com a norma NBR 15823-1 (ABNT, 2010a), para ser caracterizado como autoadensável esse valor deve estar compreendido entre 550 a 950 mm. Ou seja, o concreto estudado atende à especificação exigida por norma para ser autoadensável quanto a esse requisito. Além disso, segundo a mesma norma, por se encaixar na faixa compreendida entre 650 e 750 mm, é um concreto que pode ser utilizado na maioria das peças estruturais. O tempo do espalhamento (T₅₀₀) no valor de 1"13" (menor que 2") enquadra o CAA quanto a sua viscosidade plástica em VS1. Esses dados juntamente com o resultado do *slump flow* (700,0 mm) permitem classificar o CAA na classe SF2, de acordo com a norma NBR 15823-1 (ABNT, 2010a).

A Tabela 5.3 apresenta os resultados obtidos no ensaio de Anel J (*J-Ring test*) do concreto autoadensável. Observa-se que o resultado da altura (H) após ensaio de anel-J (*J-Ring test*) é de 28,0 cm. Estes valores estão dentro do intervalo estabelecido pelas normas para os concretos autoadensáveis. Com base nesse

resultado, o concreto pode ser classificado como PJ2 quanto à sua habilidade passante pelo anel J (sob fluxo livre), segundo a norma NBR 15823-3 (ABNT, 2010c).

Tabela 5.3: Resultados do ensaio do anel-J do concreto CAA.

Ensaio		Unidade	CCV	CAA	Norma	Valores Norma
Anel-J (<i>J-Ring test</i>)	H	cm	-	28,0	NBR 15823-3 (ABNT, 2010c)	Entre 25,0 e 50 cm

A Tabela 5.4 apresenta os resultados obtidos no ensaio de Funil V com o concreto autoadensável. Os dados indicam que a média dos tempos de escoamentos (T_{30s} e T_{35s}) do concreto autoadensável foi menor que 9 s. Este resultado classifica o CAA em VF1 no que se refere à viscosidade plástica aparente pelo funil V (sob fluxo confinado), segundo a norma NBR 15823-5 (ABNT, 2010e). Observa-se que o T_{30s} foi maior que o T_{35s} provavelmente devido à reação do superplastificante, uma vez que T_{35s} é determinado com o material com a mesma amostra que se mediu T_{30s} .

Tabela 5.4: Resultados do ensaio funil V do concreto CAA.

Ensaio		Unidade	CCV	CAA	Norma	Valores Norma
Funil "V"	T_{30s}	s	-	3"13"	NBR 15823-5 (2010e)	< 9
	T_{35s}	s	-	2"97"		

A Tabela 5.5 apresenta os resultados obtidos no ensaio de caixa L do concreto autoadensável. O resultado do ensaio da Caixa "L" mostra que a relação entre as alturas atingidas nas extremidades da caixa (H_2/H_1) é igual a 0,93. Este valor é maior que 0,80, valor de referência quando se realiza o ensaio com três barras, segundo a norma NBR 15823-4 (ABNT, 2010d). Segundo esse dado o CAA é classificado quanto à habilidade passante na caixa L (sob fluxo confinado) em PL2.

Tabela 5.5: Resultados do ensaio caixa L do concreto CAA.

Ensaio		Unidade	CCV	CAA	Norma	Valores Norma
Caixa "L"	T _L	s	-	1" 28"	NBR 15823-4 (ABNT, 2010 d)	-
	H ₁ (cm)	cm	-	7,2		-
	H ₂ (cm)	cm	-	6,7		-
	H ₂ /H ₁	-	-	0,93		> 0,80

Analisando-se todos os resultados dos ensaios de caracterização da trabalhabilidade do CAA, conforme estabelece a norma NBR 15823-1 (ABNT, 2010a), por meio dos requisitos de classificação do CAA acima citados, constata-se que o concreto autoadensável pode ser utilizado na maioria das aplicações correntes, tais como paredes, vigas, pilares entre outras peças estruturais. Como T₅₀₀ é menor que 2 e o tempo de escoamento no funil V é menor que 8, este traço é adequado para utilizar nos locais com alta densidade de armadura, controlando-se a exsudação e a segregação.

5.3 Caracterização Física e Mecânica no Endurecido

São apresentados os resultados dos ensaios de resistência à compressão axial, módulo de elasticidade estático, módulo de elasticidade dinâmico e resistência à tração na flexão. Os ensaios foram avaliados quanto ao desvio padrão e coeficiente de variância, sendo que para isto foram consideradas as recomendações apresentadas nas Tabelas 5.6 e 5.7.

Tabela 5.6: Classificação do controle da qualidade do concreto em termos de desvio padrão e coeficiente de variação.

Classificação	Desvio Padrão (MPa)		Coeficiente de variação (%)	
	Campo	Laboratório	Campo	Laboratório
Nível 1	< 3,0	< 1,5	< 3,0	< 2
Nível 2	2 3,0 a 4,0	1,5 a 2,0	3,0 a 5,0	2,0 a 4,0
Nível 3	4,0 a 5,0	2,0 a 2,5	5,0 a 6,0	4,0 a 5,0
Nível 4	> 5,0	> 2,5	> 6,0	> 5

Fonte: Adaptado da norma NBR 7212 (ABNT, 2012).

Tabela 5.7: Classificação do controle da qualidade do concreto em termos de coeficiente de variação.

Classificação	Coeficiente de variação (%)	
	Campo	Laboratório
Excelente	< 8	< 4
Muito bom	8 a 10	4 a 6
Bom	10 a 12	6 a 8
Razoável	12 a 15	8 a 10
Ruim	> 15	> 10

Fonte: ACI *Building code* 214 (1993) apud Magalhães (2009).

5.3.1 Resistência à compressão axial

Os resultados dos ensaios de compressão axial para as diferentes idades são apresentadas na Tabela 5.8, onde podem ser visualizados os valores medidos, a média, o desvio padrão e o coeficiente de variância para os concretos CCV e CAA. A análise dos experimentos, em termos do desvio padrão e coeficiente de variação, indicam que os valores pré-estabelecidos pela norma NBR 7212 (ABNT, 2012) para o CCV e CCA foram controlados. A classificação para a idade de 28 dias quanto ao desvio padrão foi de nível 2 para o CCV e CAA. No entanto, quanto ao critério do coeficiente de variação, o CCV classifica-se em nível 4 e o CAA em nível 2 (NBR 7212 - ABNT, 2012), ou seja, o controle de qualidade do concreto é muito bom para

o CCV e excelente para o CAA devido à dispersão dos valores encontrados conforme os critérios da ACI *Building code 214* (1993) apud Magalhães (2009).

Tabela 5.8: Resultados do ensaio de resistência à compressão dos concretos CCV e CAA

Descrição	Concreto Convencional								Concreto autoadensável							
	3 dias		7 dias		28 dias		100 dias		3 dias		7 dias		28 dias		100 dias	
Resistência à Compressão (f_{ci})	CP1	39,0	CP6	43	CP11	54,2	CP16	65,7	CP1	37,4	CP6	53,0	CP11	54,2	CP16	61,4
	CP2	37,9	CP7	42,8	CP12	51,2	CP17	61,4	CP2	40,0	CP7	48,4	CP12	49,6	CP17	62,9
	CP3	38,2	CP8	46,3	CP13	58,3	CP18	61,6	CP3	36,7	CP8	48,9	CP13	54,5	CP18	61,6
	CP4	38,2	CP9	43,3	CP14	53,2	CP19	61,1	CP4	38,5	CP9	45,8	CP14	51,9	CP19	61,4
	CP5	37,2	CP10	44,3	CP15	51,4	CP20	64,7	CP5	37,7	CP10	48,9	CP15	53,2	CP20	63,4
Média da resistência à compressão (MPa)	38,1		43,9		53,7		62,9		38,1		49,0		52,7		62,1	
Desvio padrão (MPa)	0,6		1,4		2,9		2,1		1,3		2,6		2,0		0,9	
Coefficiente de Variância (%)	3,3		5,3		3,8		1,5		1,7		3,3		5,4		3,4	

Verifica-se que a resistência média à compressão aos 28 dias de ambos os concretos foi de aproximadamente 52 MPa, o que equivale a um concreto do grupo I e de classe C50 conforme (NBR 8953 - ABNT, 2011). A resistência à compressão axial obtida para os concretos convencional e autoadensável aos 28 dias superou o valor de 40 MPa preestabelecido no procedimento da dosagem em aproximadamente 33%: 53,7e 52,7 Mpa, respectivamente.

Assié *et al.* (2007) relatam fato semelhante em seu estudo com CAA fabricado com a mesma relação água / cimento deste trabalho ($a/c=0,55$), mas com adição de finos de calcário e uso de menor teor de cimento: foi dosado um concreto para 40 MPa e se obteve aos 28 dias uma resistência à compressão de 49,6 MPa. Dinakar (2013)

relata em seu estudo que o concreto autoadensável de 60 MPa confeccionado com escória (a/c de 0,37) atingiu aos 28 dias um ganho de resistência de 22,5% em relação ao dosado. Os resultados obtidos neste trabalho poderiam estar relacionado ao maior teor de cimento utilizado com o objetivo de aumentar o teor de finos necessários à confecção do CAA, uma vez que não se utilizou outras adições. Na Figura 5.9 se visualiza a evolução do crescimento da média das resistências de cada concreto com relação às idades dos mesmos. Também são apresentadas as curvas dos valores mínimos e máximos obtidos para cada idade, de forma a se ter uma idéia da variabilidade das medidas.

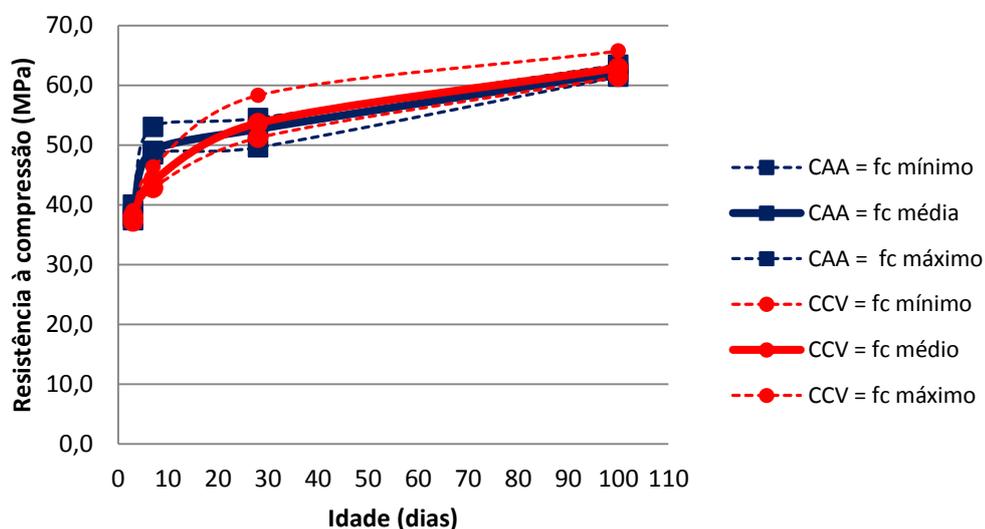


Figura 5.9: Resultado da resistência à compressão média em função do tempo do CAA e CCV, e dos valores mínimos e máximos obtidos para cada idade, em função do tempo.

Para ambos os concretos, observa-se que a evolução da resistência é crescente com a idade, como é de se esperar. Considerando-se as dispersões dos dados e a incerteza de medições experimentais, pode-se considerar que as resistências à compressão dos concretos convencionais e autoadensável são similares em todas as idades, ou seja, pode-se inferir que o superplastificante não afetou a resistência do CAA.

Diferentes trabalhos na literatura mostram que o uso de superplastificantes está associado a um aumento da resistência aos 28 dias (Rosa, 2011; MEIRELES, 2010).

Nestes trabalhos o CAA é fabricado com menor relação água / cimento em comparação ao CCV. Jawahar (2013) em seu estudo encontrou resistências similares para os concretos CAA e CCV confeccionados com diferentes fatores água cimento e diferente teores de agregados. A diferença de comportamento entre os dados da literatura e os obtidos neste trabalho provavelmente está relacionada ao fato de que nos trabalhos da literatura não se fixa o fator água/cimento e teor de argamassas para os estudos comparativos de concretos convencionais e CAA. No entanto, Mehta e Monteiro (2008) relatam que a resistência à compressão dos concretos que utilizam aditivos superplastificantes em sua composição é maior que os concretos convencionais com mesma relação água/cimento nas primeiras idades e aos 28 dias a resistência é praticamente a mesma conforme encontrado neste trabalho. Cavalcanti (2006) em seu estudo encontrou uma resistência à compressão para o CCA aos 7 dias 37% maior que o CCV fabricado com mesma quantidade de cimento (CP II Z - 32) e a/c igual a 0,5. Entretanto, aos 28 dias esta diferença foi de 14%. Nada é relatado sobre o teor de argamassa.

A razão entre a resistência à compressão aos 7 e 28 dias (f_{c7}/f_{c28}) é importante para se conhecer a relação da resistência com o tempo e dessa forma se estimar a resistência final do concreto a partir das primeiras idades. Os resultados da relação entre f_{c7}/f_{c28} do CAA e CCV estão apresentados na Tabela 5.9, onde, também, podem ser visualizados os seus valores para 7 e 28 dias. A Tabela 5.10 apresenta uma comparação de resultados de estudos de pesquisadores da relação entre f_{c7}/f_{c28} para concretos autoadensáveis e convencionais (CAVALCANTI, 2006). Os valores da relação f_{c7}/f_{c28} encontrada para os concretos CAA e CCV neste estudo são maiores do que os resultados obtidos pelo Cavalcanti (2006) em 8,2 e 16,9% respectivamente. No caso de Cavalcanti (2006), o CAA apresenta f_{c7}/f_{c28} de 19,7% maior que a do CCV. Neste trabalho esta diferença foi de 13,4%, provavelmente devido à natureza dos materiais e dosagens do concreto.

Tabela 5.9: Relação do f_{c7}/f_{c28} do CAA e CCV.

Idade	CAA	CCV
7	49,0	43,9
28	52,7	53,7
f_{c7}/f_{c28}	0,93	0,82

Tabela 5.10: Resumo da relação o f_{c7}/f_{c28} do CAA e CCV.

Idade	Felekoglu	Sonebi et al	Cavalcanti	
			CAA	CCV
7	26,9	19,7	31,3	22,9
28	31,4	32,1	36,8	32,3
f_{c7}/f_{c28}	0,85	0,61	0,85	0,71

Fonte: Cavalcanti (2006)

A NBR 6118 (ABNT, 2008) estabelece, para concretos convencionais, uma função entre as resistências aos 28 dias e uma idade inferior representada pela Equação 5.1:

$$f_{cj} = f_{c28} \exp \{s[1 - (28/t)^{1/2}]\} \quad (5.1)$$

onde f_{cj} é a resistência diferente de 28 dias, t é a idade do concreto e s varia entre 0,20 a 0,38 com o tipo do cimento (para CPV ARI = 0,20).

De acordo com a Equação 5.1, a relação entre f_{c7}/f_{c28} para o concreto convencional estudado é de 0,82 (cimento CPV ARI). O valor calculado para o CCV a partir dos experimentos (Tabela 5.11) é praticamente o mesmo estimado pela Equação (5.1). Entretanto para o CAA a relação encontrada nos experimentos é superior ao valor previsto pela equação (0,82) em 13%. Segundo Cavalcanti (2006), os valores experimentais encontrados em seu trabalho para o CAA (CPII Z 32) estão próximos do calculado pela Equação 5.1 (0,85 e 0,78, respectivamente). Comparando os

valores obtidos pela literatura com os deste trabalho percebe-se que a relação f_{c7}/f_{c28} é maior para o concreto autoadensável.

5.3.2 *Módulo de elasticidade estático secante*

Os resultados dos ensaios de módulo de elasticidade estático pelo método secante (módulo secante) para as diferentes idades são apresentadas nas Tabelas 5.11 e 5.12, onde podem ser visualizados os valores medidos, a média, desvio padrão e coeficiente de variância para os CAA e CCV.

Considerando a classificação apresentada na Tabela 5.6 pode-se dizer de modo geral que os valores de desvio padrão e coeficiente de variância são compatíveis com os sugeridos pela normalização vigente e indicam que os experimentos foram bem controlados para os dois concretos, exceto para o CCV na idade de 28 dias. O coeficiente de variância está classificado em nível 1 para o CAA nas idades de 3 e 365 dias; em nível 2 para a idade de 7 e 28 dias. O CCV classifica-se em nível 2 para as idades de 3, 7 e 365 dias; para 28 dias em nível 3 (NBR 7212 - ABNT, 2012). Quanto ao controle de qualidade do concreto referente à Tabela 5.7 pode-se dizer que foi excelente para o CAA em todas as idades e para o CCV nas idades 3, 7 e 365 dias. Para a idade de 28 dias o concreto convencional sua classificação é muito bom conforme os critérios da ACI *Building code 214* (1993) apud Magalhães (2009).

Tabela 5.11: Resultados do ensaio de módulo de elasticidade estático pelo método secante do concreto CAA.

Módulo de Elasticidade estático (secante)								
Descrição	Concreto autoadensável							
	3 dias		7 dias		28 dias		365	
	CP21	25,5	CP23	27,3	CP25	30,3	CP27	32,8
	CP22	25,5	CP24	28,2	CP26	29,1	CP28	32,8
Módulo de elasticidade estático - Média (GPa)	25,5		27,8		29,7		32,8	
Desvio Padrão (GPa)	0,00	0,00	0,59	0,59	0,91	0,91	0,00	0,00
Coeficiente de Variância (%)	0,00		2,11		3,05		0,00	

Tabela 5.12: Resultados de ensaio de módulo de elasticidade estático pelo método secante do concreto CCV.

Módulo de Elasticidade estático (secante)								
Descrição	Concreto convencional							
	3 dias		7 dias		28 dias		365 dias	
	CP21	25,0	CP23	28,4	CP25	30,0	CP27	32,9
	CP22	25,9	CP24	27,5	CP26	31,8	CP28	34,2
Módulo de elasticidade estático - Média (GPa)	25,5		28,0		30,9		33,5	
Desvio Padrão (%)	0,63		0,65		1,32		0,95	
Coeficiente de Variância (%)	2,47		2,33		4,28		2,85	

A Figura 5.10 apresenta a evolução do crescimento da média dos módulos de elasticidade estático (secante) de cada concreto com relação às idades dos

mesmos. Também são apresentadas as curvas dos valores mínimos e máximos obtidos para cada idade, de forma a ser ter uma ideia da variabilidade das medidas.

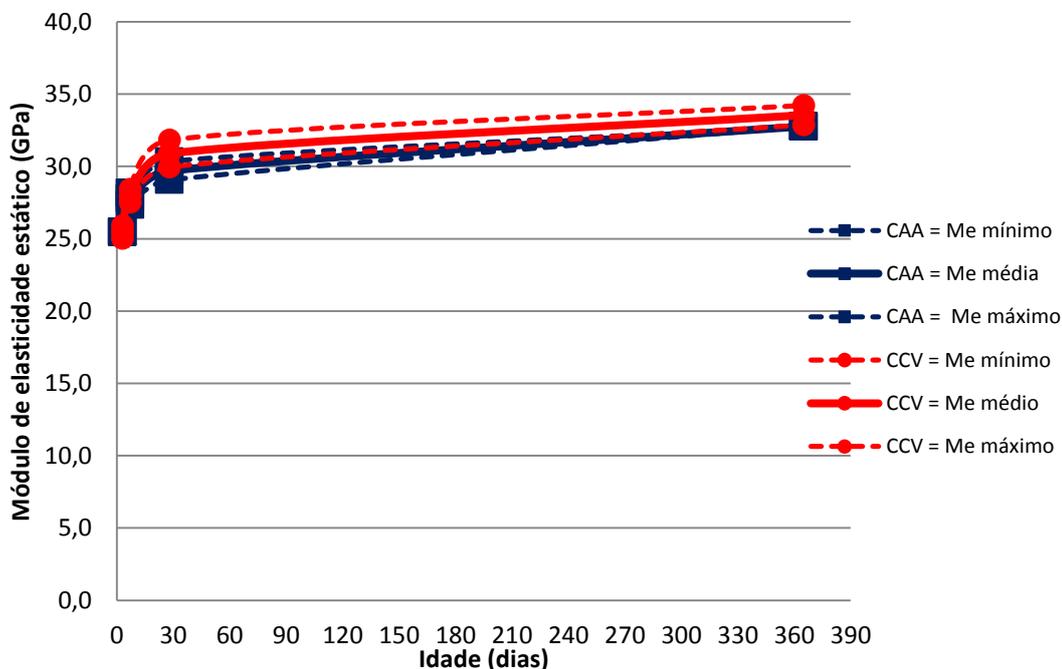


Figura 5.10: Resultados do módulo de elasticidade estático (secante) médio em função do tempo dos CAA e CCV, e dos valores mínimos e máximos obtidos para cada idade, em função do tempo.

Os dados mostram que a evolução do módulo com o tempo de cura ocorre de forma crescente, como esperado. Considerando a faixa de medidas e a imprecisão das medidas de deformação para concretos (AGUILAR et al, 2012) aos 3, 7, 28 e 365 dias de idade a diferença entre o resultado de módulo de elasticidade estático do concreto convencional e autoadensável é insignificante.

Mehta e Monteiro (2008) relatam que o módulo de elasticidade para os concretos que utilizam aditivos superplastificantes em sua composição é maior que os concretos convencionais com mesma relação água/cimento nas primeiras idades. Outros trabalhos na literatura relatam módulos similares quando se compara concretos confeccionados com fator água / cimento.

Jawahar (2013) em seu estudo, com fator água cimento inferior, obteve um módulo de elasticidade de 24,78 GPa aos 28 dias para o CAA (dosado com 321,75 kg/m³ de cimento; a/c igual a 0,36). Para o CCV (dosado com 384 kg/m³ de cimento e mesmo a/c) o valor foi de 28,91 GPa aos 28 dias. A diferença entre os dois concretos poderia estar relacionada às incertezas inerentes às medidas do módulo (deformações muito pequenas), podendo os resultados confirmarem as tendências encontradas neste trabalho (AGUILAR et al, 2012).

O mesmo é relatado por Cavalcanti (2006) que obteve um módulo de elasticidade igual a 30,2 GPa aos 7 dias e 35 GPa aos 28 dias para o concreto CAA (confeccionado com 392 kg de cimento CP II – Z 32; a/c igual a 0,5 e adição de resíduo de mármore e granito). No mesmo estudo para o CCV com mesma dosagem de cimento e relação a/c do CAA obteve um módulo de elasticidade de 28,3 GPa aos 7 dias e 30,7 GPa aos 28 dias.

5.3.3 *Módulo de elasticidade dinâmico*

Os resultados dos ensaios de módulo de elasticidade dinâmico para as diferentes idades são apresentadas nas Tabelas 5.13 e 5.14, onde podem ser visualizados os valores medidos, a média, desvio padrão e coeficiente de variância para os CCV e CAA. Considerando a classificação apresentada na Tabela 5.6 pode-se dizer de modo geral que os valores de desvio padrão e coeficiente de variância são compatíveis com os sugeridos pela normalização vigente e indicam que os experimentos foram bem controlados para os dois concretos. O concreto convencional e o concreto autoadensável é classificado no nível 1 tanto para o desvio padrão quanto para o coeficiente de variância para todas as idades. (NBR 7212 - ABNT, 2012). Quanto ao controle de qualidade do concreto referente à Tabela 5.7, pode-se dizer que foi excelente para o CAA e para o CCV em todas as idades conforme os critérios da ACI *Building code* 214 (1993) apud Magalhães (2009).

Tabela 5.13: Resultados do ensaio de módulo de elasticidade dinâmico do CAA.

Descrição	Concreto auto adensável											
	3 dias			7 dias			28 dias			100 dias		
	CP29	CP30	CP31	CP32	CP33	CP34	CP32	CP33	CP34	CP32	CP33	CP34
Frequência (KHz)	9,19	9,28	9,20	9,34	9,43	9,36	9,83	10,00	9,20	9,9	10,09	9,90
Peso (g)	3548,5	3550,4	3553,3	3530,0	3529,6	3537,9	3625,4	3587,6	3536,6	3507,1	3536,8	3484,3
Módulo (GPa)	30,54	31,16	30,65	32,35	32,98	32,44	35,84	37,09	35,62	36,35	37,76	36,35
Média do módulo dinâmico (GPa)	30,8			32,7			36,2			36,8		
Desvio Padrão (GPa)	0,3			0,3			0,8			0,8		
Coeficiente de Variância (%)	1,1			1,0			2,2			2,2		

Tabela 5.14: Resultados do ensaio de módulo de elasticidade dinâmico do CCV.

Descrição	Concreto convencional											
	3 dias			7 dias			28 dias			100 dias		
	CP29	CP30	CP31	CP32	CP33	CP34	CP32	CP33	CP34	CP32	CP33	CP34
Frequência (KHz)	9,10	9,20	9,23	9,29	9,40	9,41	9,99	9,97	9,98	10,1	10,09	10,02
Peso (g)	3615,3	3642,9	3590,4	3601,5	3629,3	3577,2	3625,4	3662,1	3615,9	3573,4	3607,4	3563,8
Módulo (GPa)	30,51	31,42	31,17	32,01	32,77	32,84	37,01	36,87	36,94	37,83	37,76	37,24
Média do módulo dinâmico (GPa)	31,0			32,4			36,9			37,6		
Desvio Padrão (GPa)	0,5			0,5			0,1			0,3		
Coeficiente de Variância (%)	1,5			1,4			0,2			0,9		

A Figura 5.11 apresenta a evolução do crescimento das médias dos módulos de elasticidade dinâmico de cada concreto com relação às idades dos mesmos. Também são apresentados, para cada média, os valores mínimos e máximos obtidos para cada idade. Os resultados indicam que os valores de módulo de

elasticidade dinâmico para o CAA e o CVV são similares para todas as idades. Ou seja, o superplastificante não afetaria o módulo de elasticidade dinâmico assim como sua evolução. Observa-se, para ambos os concretos, que ocorre um crescimento do módulo de elasticidade dinâmico nos primeiros dias e logo após os 28 dias se estabiliza em torno de 37 GPa. Este crescimento foi verificado também no estudo de módulo de elasticidade dinâmico do CAA (dosado com 448 kg/m³ de cimento; a/c igual a 0,48). O resultado de módulo de elasticidade dinâmico do CAA foi de 39,2 GPa aos 28 dias (AGUILAR et al, 2011).

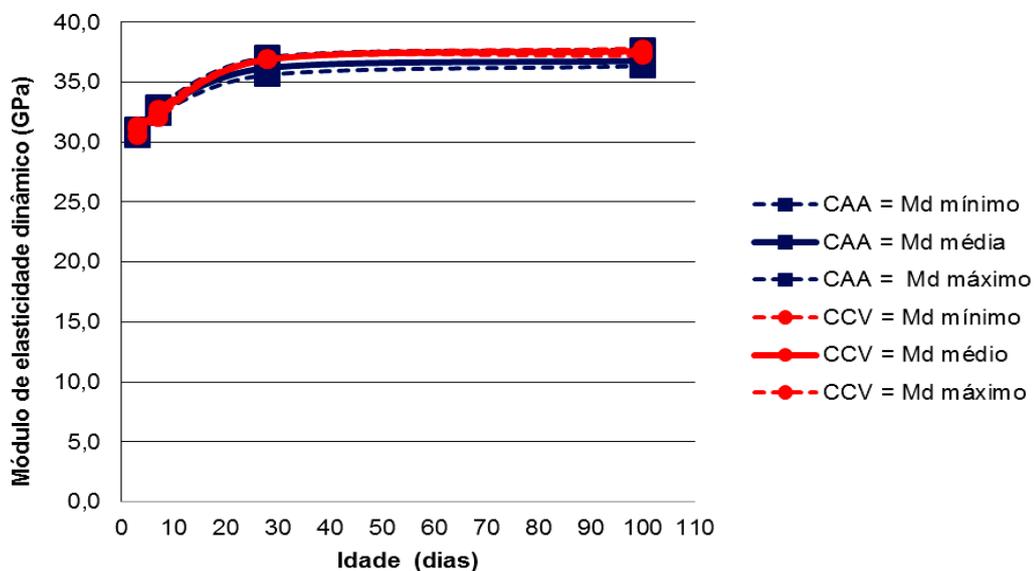


Figura 5.11: Resultado do módulo de elasticidade em função do tempo do CAA e CCV, e dos valores mínimos e máximos obtidos para cada idade, em função do tempo.

5.3.4 Comparativo do módulo de elasticidade obtido por meio de equações e em ensaios em laboratório.

Na tabela 5.15 e na Figura 5.12 são apresentados os resultados médios obtidos para os módulos estáticos e dinâmicos. É apresentada também uma estimativa do módulo tangente obtido por meio da Equação (3.3), $E_{ci} = 5600 \cdot f_{ck}^{1/2}$, onde $f_{ck} = f_{cj} - 1,65 \cdot S_d$ (S_d é o desvio padrão calculados para cada f_{cj} , mostrados na Tabela 5.2, referente a cada idade dos dois concretos) e secante obtido por meio da Equação

(3.5), $E_{cs} = 0,85 \cdot E_{ci}$. Também são apresentadas as diferenças percentuais e relativas entre os módulos estáticos e dinâmicos.

Tabela 5.15: Comparativo entre módulo de elasticidade tangente e secante obtido por meio de equações e de ensaio estático e dinâmico.

Descrição	Concreto autoadensável			Concreto Convencional		
	3 dias	7 dias	28 dias	3 dias	7 dias	28 dias
Módulo de elasticidade estático secante (GPa)	25,5	27,8	29,7	25,5	28,0	30,9
Módulo de elasticidade dinâmico (GPa)	30,8	32,7	29,7	31,0	32,4	36,9
Relação estatico /dinâmico	0,8	0,9	1,00	0,8	0,9	0,8
Diferença percentual ente estático e dinâmico	17,3	15,1	0,0	17,8	13,6	16,3
Módulo de elasticidade tangente: $E_{ci} = 5600 f_{ck}^{1/2}$ (GPa)	33,0	37,5	39,4	33,0	35,7	39,2
Módulo de elasticidade secante: $E_{cs} = 0,85 E_{ci}$ (GPa)	28,1	31,8	33,4	28,1	30,3	33,3

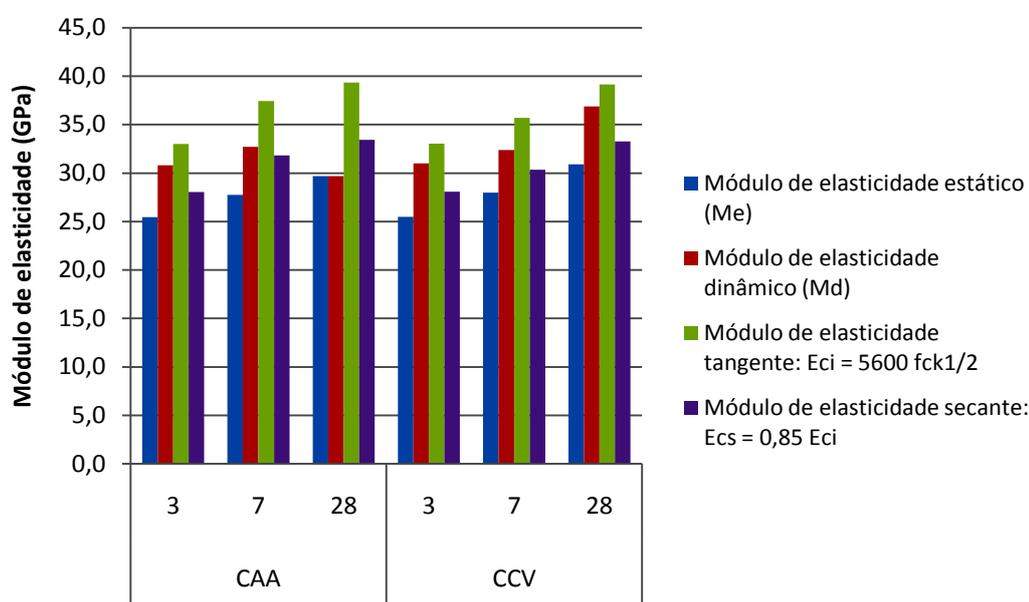


Figura 5.12: Comparativo entre módulo de elasticidade tangente e secante obtido por meio de equações e de ensaio estático e dinâmico.

O módulo dinâmico é superior ao estático para todas as situações estudadas. As diferenças encontradas entre esses módulos são distintas das citadas na literatura para concretos convencionais. A relação do módulo estático com o dinâmico ficou

aos 28 dias em 1,0 para o CCV e 0,8 para o CAA. De acordo com Coutinho e Gonçalves (1994) o módulo tangente é o que mais se aproxima do módulo de elasticidade dinâmico: em concretos convencionais a relação entre o estático e o dinâmico é de 0,5; crescendo para aproximadamente 0,8 com o aumento da resistência a compressão do concreto.

A diferença percentual entre o módulo dinâmico e o estático apresenta valores diferentes para o CCV para todas as idades. Os valores obtidos da diferença percentual entre o dinâmico e o estático aos 28 dias foram de 6,3% para o CCV e de 0% para o CAA. Mehta e Monteiro (2008) relatam que o módulo dinâmico é mais alto que o estático com valores de 20% para concreto de alta resistência, 30% para concretos de média resistência e 40% para concretos de baixa resistência. Esta diferença não foi encontrada nos valores obtidos neste trabalho.

Almeida (2012) em sua dissertação de mestrado encontrou variações de 20 a 30% entre o módulo estático e dinâmico para concretos produzidos com brita 0. Em seu trabalho o módulo de elasticidade (tangente) calculado se aproxima mais dos valores medidos por frequência ressonância (dinâmico). Resultado similar ao obtido neste trabalho (Tabela 5.16).

Aguilar et al (2011) encontrou uma diferença entre o módulo dinâmico e estático de 14,6% para o CAA aos 28 dias produzido com brita 0. Também se observa, pelos dados obtidos neste trabalho, que o módulo secante calculado apresenta resultados próximos aos obtidos experimentalmente para o módulo estático pelo método secante (Tabela 5.16).

Tabela 5.16: Comparativo da relação entre os módulos de elasticidade calculados, obtido por meio de equações e de ensaios.

Módulo de elasticidade	Concreto autoadensável			Concreto convencional		
	3 dias	7 dias	28 dias	3 dias	7 dias	28 dias
tangente calculado x dinâmico (%)	6,6	10,2	6,1	7,2	14,6	32,5
tangente calculado x estático (%)	29,7	27,6	26,8	29,6	35,0	32,5
secante calculado x estático (%)	10,2	8,5	7,7	10,2	14,7	12,6

5.3.5 Relação entre o módulo de elasticidade estático e a resistência à compressão

Na Figura 5.13 pode ser visualizada a relação do módulo de elasticidade estático secante com a resistência à compressão de cada concreto nas idades de 3, 7, 28 e 365 dias. O traçado da curva é muito parecido para ambos os concretos exceto no ponto onde existe uma diferença que coincide com a idade de 7 dias. Neste ponto a resistência à compressão do CAA obteve valor maior do que o CCV interferindo neste resultado conforme descrito no item 5.3.1.

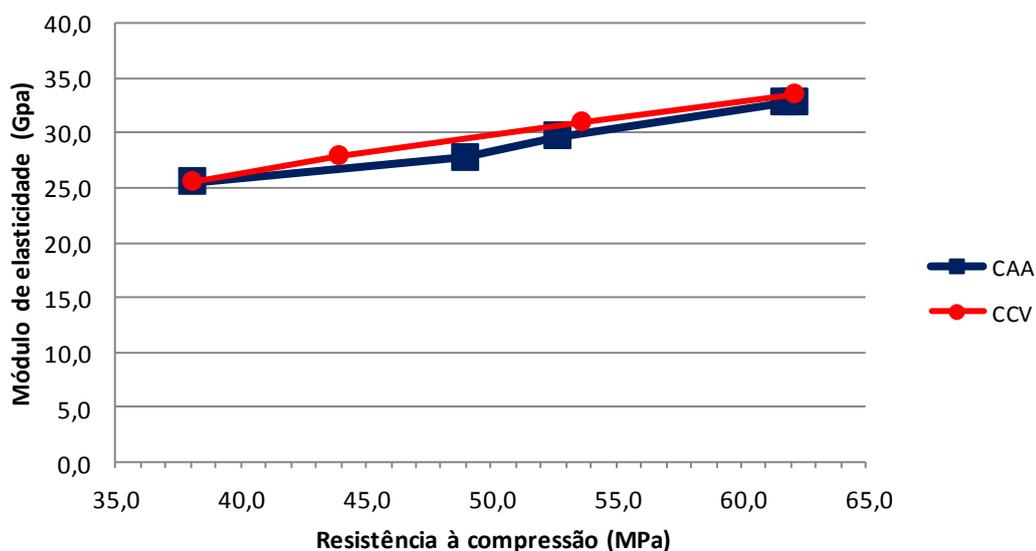


Figura 5.13: Relação entre o módulo de elasticidade (secante) e a resistência à compressão com relação às idades dos CCV e CAA.

É possível com os dados apresentados na Tabela 5.17 e Figura 5.14 evidenciar esta diferença, pois a relação percentual entre a resistência à compressão e o módulo de elasticidade secante na idade de 7 dias é maior em torno de 7% entre os dois concretos. Segundo Mehta e Monteiro (2008), a curva de módulo x resistência do concreto convencional tende a um crescimento ascendente, ou seja, em idades mais avançadas o módulo cresce mais rápido que a resistência do concreto. Neste trabalho, isto não foi observado, principalmente para o concreto convencional.

Tabela 5.17: Diferença percentual entre resistência à compressão e módulo de elasticidade secante.

Diferença percentual entre resistência à compressão e módulo de elasticidade secante				
Idade (dias)	3	7	28	365
CAA	33%	43%	44%	47%
CCV	33%	36%	42%	50%

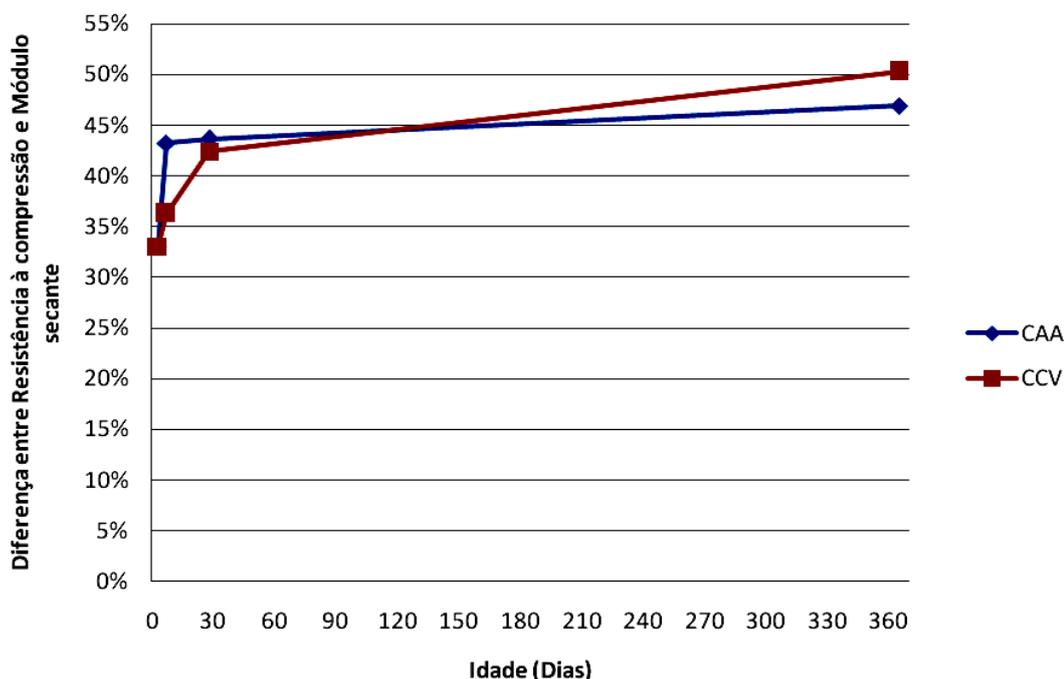


Figura 5.14: Relação entre o módulo de elasticidade (secante) e a resistência à compressão com relação às idades dos CCV e CAA.

5.3.6 Resistência à tração na flexão

Os resultados dos ensaios de tração na flexão para idade de 28 dias são apresentados na Tabela 5.19, onde podem ser visualizados os valores medidos, a média, desvio padrão e coeficiente de variância para os CCV e CAA. Considerando a classificação apresentada nas Tabelas 5.6 e 5.7, nota-se que o desvio padrão que o valor obtido para o CCV o classifica no nível 1 e o coeficiente de variação foi de 9,3%. Os valores obtidos para o CCV referente ao coeficiente de variância estão no limite, considerado nível 4 para a NBR 7212 (ABNT, 2012), ou seja, razoável para o controle de qualidade do concreto (ACI 214, 1993). Este fato se deve ao valor de resistência à tração na flexão do concreto convencional obtido do CP2b (6,9 MPa) que está discrepante com relação aos demais valores. No que se refere ao CAA verifica-se que o valor obtido está na faixa do nível I e o coeficiente de variância está no nível 2 (NBR 7212 - ABNT, 2012) e de excelente controle de qualidade conforme os critérios da *ACI Building code 214* (1993) apud Magalhães (2009).

Tabela 5.18: Resultados do ensaio de resistência à tração na flexão dos concretos CCV e CAA.

CP's	Concreto convencional	Concreto autoadensável
CP1a	5,9	6,7
CP2a	6,9	6,4
CP3a	5,9	6,4
Média da resistência à tração na flexão (MPa)	6,2	6,5
Desvio Padrão (%)	0,6	0,2
Coeficiente de Variação (%)	9,3	2,7

CPa= corpo de prova com as dimensões: 150x150x500mm

Aguilar et al (2011) obteve em seu estudo uma resistência à tração na flexão de 7,6 MPa para o CAA (dosado com 448 kg/m³ de cimento; a/c igual a 0,48). Este resultado é próximo do obtido neste trabalho.

De acordo com a norma NBR 6118 (ABNT, 2008), a resistência à tração na flexão pode ser estimada pela Equação 5.2:

$$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad (5.2)$$

onde f_{ct} é a resistência média à tração na flexão (MPa).

Por meio desta equação 5.2, o valor esperado para a resistência à tração na flexão é de 4,2 MPa para o concreto convencional, o que corresponde a 8% da resistência à compressão aos 28 dias. Entretanto, o percentual encontrado neste trabalho referente à relação entre a resistência à tração na flexão com a resistência à compressão foi de 12% tanto para o CCV quanto para o CAA. Este resultado é próximo ao valor que Mehta e Monteiro (2008) relatam sobre a correspondência entre a resistência à tração na flexão e a resistência à compressão, que é em torno de 15% para concretos convencionais.

5.4 Deterioração dos Concretos

São apresentados os resultados da caracterização dos concretos quanto ao condicionamento dos CP's, à sua resistência à deterioração por meio de ensaios de absorção de água por imersão, carbonatação acelerada, desgaste superficial por abrasão, ação do sulfato de sódio, efeito do fogo e resistividade elétrica.

5.4.1 Pré-condicionamento dos Corpos de prova para os Ensaios de Absorção de água e Carbonatação Acelerada

Os resultados do pré-condicionamento dos corpos de prova para a realização dos ensaios de absorção de água e carbonatação são apresentados na Tabela 5.20 e 5.21 respectivamente, onde podem ser visualizados os valores medidos da massa de cada CP com 3, 6, 27, 48 e 72 horas para cada concreto após secagem na estufa para os CCV e CAA.

A constância de massa no decorrer destes dias foi avaliada, pois ela não poderia exceder a 0,5% do menor valor. Os dados mostram que o pré-condicionamento, para ambos os ensaios, foram realizados dentro do recomendado pela norma NBR 9778 (ABNT, 2009).

Tabela 5.19: Resumo do pré-condicionamento dos CP's dos concretos CCA e CCV após submetê-los à estufa por 3, 6, 24, 48 e 72 horas para o ensaio de absorção de água.

Preparo dos CP's na estufa para ensaios de Absorção de água							
Descrição		Concreto autoadensável			Concreto Convencional		
		CP35	CP36	CP37	CP35	CP36	CP37
0 horas	Peso (g)	3597,80	3592,70	3481,30	3609,30	3599,20	3579,90
3 horas	Peso(g)	3566,00	3562,50	3451,50	3577,90	3567,40	3546,00
	Diferença Peso (g)	31,80	30,20	29,80	31,40	31,80	33,90
	Percentual diferença (%)	0,89	0,85	0,86	0,88	0,89	0,96
6 horas	Peso(g)	3495,40	3495,10	3388,20	3532,40	3484,10	3471,30
	Diferença Peso (g)	70,60	67,40	63,30	45,50	83,30	74,70
	Percentual diferença (%)	2,02	1,93	1,87	1,29	2,39	2,15
24 horas	Peso(g)	3417,90	3421,10	3316,70	3413,10	3414,50	3399,80
	Diferença Peso (g)	77,50	74,00	71,50	119,30	69,60	71,50
	Percentual diferença (%)	2,3	2,2	2,2	3,5	2,0	2,1
48 horas	Peso (g)	3389,90	3394,30	3269,00	3394,40	3390,40	3376,10
	Diferença Peso (g)	28,00	26,80	47,70	18,70	24,10	23,70
	Percentual diferença (%)	0,83	0,79	1,46	0,55	0,71	0,70
72 horas	Peso (g)	3389,10	3391,90	3263,60	3391,60	3388,70	3371,60
	Diferença Peso (g)	0,80	2,40	5,40	2,80	1,70	4,50
	Percentual diferença (%)	0,02	0,07	0,17	0,08	0,05	0,13

Tabela 5.20: Resumo do pré-condicionamento dos CP's dos concretos CCA e CCV após submetê-los à estufa por 3, 6, 24, 48 e 72 horas para o ensaio carbonatação

Preparo dos CP's na estufa para ensaios de Carbonatação acelerada									
Descrição		Concreto autoadensável				Concreto Convencional			
		CP38	CP39	CP40	CP41	CP38	CP39	CP40	CP41
0 horas	Peso (g)	3504,0	3556,0	3613,9	3516,1	3645,6	3598,5	3612	3577,6
3 horas	Peso (g)	3429,8	3503,2	3539,3	3453,7	3609,2	3532,8	3554,9	3543,6
	Diferença Peso (g)	74,2	52,8	74,6	62,4	36,4	65,7	57,1	34,0
	Percentual diferença (%)	2,2	1,7	2,1	1,8	1,0	1,8	1,6	0,9
6 horas	Peso (g)	3406,9	3442,9	3483,0	3403,2	3530,1	3468,2	3488,9	3464,9
	Diferença Peso (g)	19,9	60,3	56,3	50,5	79,1	64,6	66,0	78,7
	Percentual diferença (%)	0,58	1,75	1,62	1,48	2,24	1,86	1,89	2,27
24 horas	Peso (g)	3341,5	3362,9	3411	3334,4	3453,0	3407,2	3416,8	3380,8
	Diferença Peso (g)	68,4	80,0	72,0	68,8	77,1	61,0	72,1	84,1
	Percentual diferença (%)	2,05	2,38	2,11	2,06	2,23	1,79	2,11	2,49
48 horas	Peso (g)	3296,0	3338,2	3384,8	3302,5	3441,9	3382,2	3396,7	3363,8
	Diferença Peso (g)	45,5	24,7	26,2	31,9	11,1	25,0	20,1	17,0
	Percentual diferença (%)	1,38	0,74	0,77	0,97	0,32	0,74	0,59	0,51
72 horas	Peso (g)	3290,1	3335,8	3382,0	3300,3	3429,3	3381,8	3394,1	3360,9
	Diferença Peso (g)	5,9	2,4	2,8	2,2	12,6	0,4	2,6	2,9
	Percentual diferença (%)	0,18	0,07	0,08	0,07	0,37	0,01	0,08	0,09

5.4.2 Deterioração dos concretos pela absorção de água

Os resultados de absorção de água dos corpos de prova são apresentados na Tabela 5.22, onde podem ser visualizados os valores medidos e a média da massa do corpo de prova antes (corpo de prova pré-condicionado) e depois de serem

submersos em água por 24, 48 e 72 horas. A Tabela 5.21 apresenta os resultados obtidos da absorção de água após fervura. A Tabela 5.22 apresenta os resultados do índice de vazios obtidos após cálculo conforme a Equação 4.3.

Os resultados da absorção após 24h não permitiram sua validação, pois não se obteve constância de massa de 0,5%. O mesmo aconteceu após 48h. Dessa forma, os resultados a serem considerados, segundo a norma NBR 9778 (ABNT, 2009) são os obtidos após 72h. Nota-se que os resultados médios de absorção por imersão do concreto convencional e autoadensável após 72 h são similares (Tabela 5.21).

Tabela 5.21: Resultados do ensaio de absorção por imersão sem fervura dos concretos CAA e CCV.

Descrição		Concreto autoadensável			Concreto Convencional		
		CP35	CP36	CP37	CP35	CP36	CP37
0 horas	Peso (g)	3402,9	3405,1	3278,6	3404,5	3402,3	3385,3
24 horas	Peso(g)	3625,4	3618,5	3507,5	3632,9	3620,7	3604,5
	Diferença Peso (g)	222,5	213,4	228,9	228,4	218,4	219,2
	Percentual diferença (%)	6,5	6,3	7,0	6,7	6,4	6,5
48 horas	Peso (g)	3631	3625,1	3513,2	3640,4	3632,5	3610,5
	Diferença Peso (g)	5,6	6,6	5,7	7,5	11,8	6
	Percentual diferença (%)	0,15	0,18	0,16	0,21	0,33	0,17
72 horas	Peso (g)	3633,6	3627,3	3514,4	3642,9	3634,4	3612,3
	Diferença Peso (g)	2,6	2,2	1,2	2,5	1,9	1,8
	Percentual diferença (%)	0,1	0,1	0,0	0,1	0,1	0,0
Absorção por imersão (%)		6,78	6,53	7,19	7,00	6,82	6,71
Média da absorção de água (%)		6,80			6,80		

Nota-se que a diferença dos resultados médios mostrados na Tabela 5.22 da leitura da massa de cada CP's do concreto convencional e do concreto autoadensável,

após imersão com fervura por 3 horas foram insignificantes e muito próximos dos resultados da Tabela 5.21.

Tabela 5.22: Resultados do ensaio de absorção por imersão após fervura de 3 horas dos concretos CAA e CCV.

Descrição		Concreto autoadensável			Concreto Convencional		
		CP35	CP36	CP37	CP35	CP36	CP37
0 hora	Peso (g)	3402,9	3405,1	3278,6	3404,5	3402,3	3385,3
Após 72 horas e fervura de 3 horas a temperatura de 75°C	Peso (g)	3638,2	3628,9	3519,2	3648,8	3637,6	3619,0
Absorção por imersão após fervura (%)		6,91	6,57	7,34	7,18	6,92	6,90
Média da absorção por imersão após fervura (%)		6,94			7,00		

Analisando os resultados da Tabela 5.23, verifica-se que o índice de vazios dos dois concretos é praticamente o mesmo. Isto se deve provavelmente ao fato de que se usou o mesmo fator água cimento na fabricação dos dois concretos.

Tabela 5.23: Resultado do cálculo do índice de vazios após ensaio de absorção dos concretos CAA e CCV.

Descrição	Concreto autoadensável			Concreto Convencional		
	CP35	CP36	CP37	CP35	CP36	CP37
Peso seco (g)	3402,90	3405,10	3278,60	3404,50	3402,30	3385,30
Peso após fervura por 3 horas (g)	3638,20	3628,90	3519,20	3648,80	3637,60	3619,00
Peso depois de saturado por imersão (g)	2082,40	2084,90	1993,10	2096,60	2093,00	2080,80
Índice de vazio (%)	15,12	14,49	15,77	15,74	15,23	15,19
Média do índice de vazios (%)	15,1			15,4		

Na Figura 5.15, onde os valores médios descritos nas Tabelas de 5.22 a 5.24 são apresentados comparativamente. Fica evidente que o superplastificante não

influencia na absorção de água sem e com fervura e o percentual de índices de vazio.

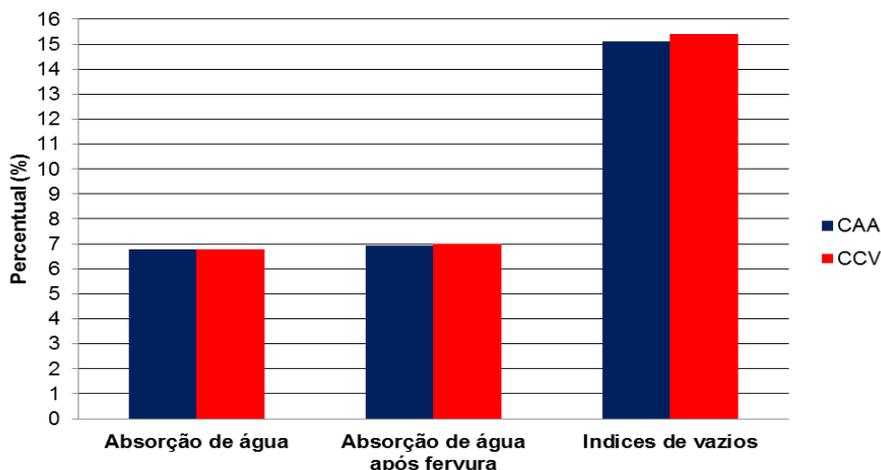


Figura 5.15: Comparativo entre resultados de absorção de água e índice de vazios dos CAA e CCV.

Segundo Neville (1997) "a maioria dos bons concretos tem absorção bem abaixo de 10% em massa". Entretanto, os concretos são considerados duráveis quando a absorção de água é inferior a 4,5% e o índice de vazios inferior a 11%. De acordo com a norma NBR 9778 (ABNT, 2009), estes valores para a absorção de água devem ser iguais ou inferiores a 10% e o índice de vazios deve ser igual ou inferior a 15%. Analisando os valores obtidos do CAA e CCV da absorção de água, eles são menores que 10% e o índice de vazios são maiores que 11%. Sendo assim os concretos CAA e CCV podem ser considerados normais e não são adequados para serem utilizados em ambientes agressivos e úmidos.

Oliveira (2007) relata que o resultado médio da absorção de água foi de 3,26%, utilizando norma NBR 9778 (ABNT, 2009) antiga NB 2611, para um concreto convencional de resistência média à compressão aos 28 dias de 73,1 MPa e relação a/c = 0,35. Meireles (2010) estudou um CAA com consumo de 511 kg/m³ e diâmetro de espalhamento de 600 mm com a/c igual a 0,42 e 0,76% de superplastificante obteve uma absorção de água, de acordo com a norma NBR 9778 (ABNT, 2009) de 6,02%. E para uma relação a/c igual a 0,65 obteve 7,54%. Estes valores encontrados pelo autor são próximos dos obtidos neste trabalho (6,8% para ambos os concretos).

Santos (2006) obteve em seu estudo do concreto convencional (dosado com 532 kg/m³ de cimento CII F 32, a/c igual a 0,5 e *slump* de 140 mm) uma absorção por imersão de 8,57%, uma absorção por imersão após fervura (5 horas) de 8,70% e o índice de vazios de 18,27%. Estes valores são maiores que os obtidos, neste presente estudo, em torno de 25%. Este fato pode ser devido à diferente relação a/c. No entanto a proporção encontrada segundo pesquisa de Santos (2006) foi de 15% entre a absorção por imersão e absorção por imersão após fervura muito próxima do valor deste estudo (20%).

5.4.3 Deterioração dos concretos por carbonatação acelerada

Na Figura 5.16 pode ser visualizada a camada carbonatada dos concretos CCV e CAA após o contato com a fenolftaleína. Visualmente, percebe-se que a espessura carbonatada é muito parecida para ambos os concretos CAA e CCV.

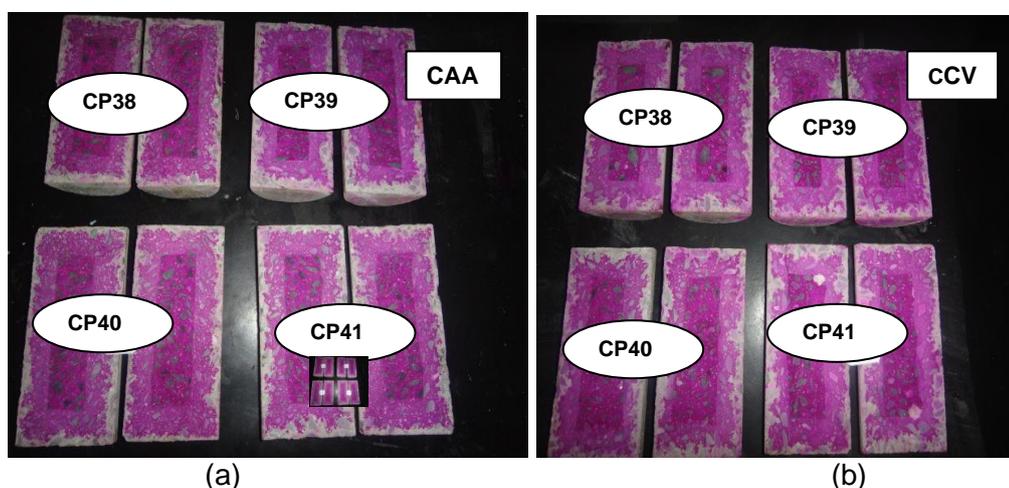


Figura 5.16: Corpos de prova após contato com a solução de fenolftaleína nos corpos de prova para leitura espessura de carbonatação (a) Concreto autoadensável; (b) concreto convencional.

Os resultados numéricos do ensaio de carbonatação são apresentados na Tabela 5.24 onde podem ser visualizados os valores medidos nas faces dos corpos de prova de cada concreto e a média obtida para os CCV e CAA. O resultado obtido da espessura média de carbonatação foi de 8,4 mm para o CAA e de 8,3 mm para o

CCV. Os valores obtidos do coeficiente de carbonatação foram de 15,6 mm por ano^{1/2} de penetração do CO² no concreto para o CAA e 15,4 mm por ano de penetração do CO² no concreto para o CCV. As diferenças entre os resultados médios da espessura e do coeficiente de carbonatação do concreto convencional e autoadensável foram insignificantes. Estes resultados são coerentes com os obtidos na absorção de água, cujos dados indicam materiais de porosidade aberta similar.

Tabela 5.24: Resultados do ensaio de carbonatação acelerada dos concretos CAA e CCV.

Espessura (mm)	Concreto autoadensável								Concreto convencional							
	CP38		CP39		CP40		CP41		CP38		CP39		CP40		CP41	
Face	1 ^a	2 ^a	1 ^a	2 ^a	1 ^a	2 ^a	1 ^a	2 ^a	1 ^a	2 ^a	1 ^a	2 ^a	1 ^a	2 ^a	1 ^a	2 ^a
A	5,7	3,14	9,7	5,1	4,2	3,5	7,1	6,8	4,7	4,3	3,6	3,9	10,3	7,0	8,5	6,9
B	4,2	4,55	4,2	6,7	5,5	4,4	6,9	5,6	2,5	7,5	2,6	5,0	13,9	7,1	7,6	6,0
C	7,3	3,52	8,6	6,0	8,5	5,7	7,4	10,2	9,1	8,7	6,0	6,1	18,6	8,5	11,4	9,1
D	6,4	4,20	7,6	6,5	5,2	7,6	10,8	11,9	5,4	5,2	5,4	6,3	16,3	8,4	3,8	10,6
E	9,6	3,85	16,4	15,4	12,1	9,1	11,0	8,0	5,5	5,5	10,8	5,8	7,5	5,9	9,7	5,3
F	8,8	5,45	16,4	13,7	8,3	6,8	13,4	12,6	9,4	4,9	8,0	5,6	9,3	9,0	9,1	9,9
G	10,7	4,95	16,6	12,1	3,79	3,8	8,0	4,6	5,7	7,4	4,0	7,8	5,0	12,5	9,7	10,7
H	7,5	2,67	11,2	12,6	1,56	1,6	7,2	6,6	9,7	7,1	10,9	3,5	3,8	7,1	12,2	9,7
I	9,0	4,49	6,0	10,8	3,8	5,5	5,2	13,7	10,6	4,0	4,8	3,9	12,6	5,2	15,2	10,2
J	10,2	3,07	8,3	7,4	9,1	9,1	8,9	7,2	10,5	10,1	12,5	4,9	10,9	12,2	13,1	14,0
L	6,0	4,45	8,0	10,3	8,7	8,0	8,0	6,3	7,3	9,8	4,7	8,5	8,1	8,8	5,9	6,1
M	9,8	5,57	12,7	13,4	2,46	2,5	19,7	5,0	15,6	19,2	3,6	4,3	7,2	16,5	13,0	13,5
Média espessura (mm)	8,0	8,2	10,5	10,0	7,3	5,6	9,5	8,2	8,0	7,8	6,4	5,5	10,3	9,0	9,9	9,3
K (mm/ano ^{1/2})	14,7	15,2	19,4	18,6	13,5	10,5	17,6	15,2	14,8	14,5	11,9	10,1	19,1	16,7	18,4	17,3
Média de espessura: D (mm)	8,4								8,3							
Média do coeficiente de carbonatação K (mm / ano ^{1/2})	15,6								15,4							

Assié *et al* (2007) estudando um concreto autoadensável com a mesma resistência (40 MPa) verificou, após exposição dos corpos de prova por 56 e 106 dias na câmara de carbonatação acelerada, um coeficiente de carbonatação de de 10 e 15,36 mm por ano^{1/2} de penetração do CO₂ no concreto, respectivamente.

5.4.4 Deterioração dos concretos pelo desgaste superficial por abrasão

Os resultados dos ensaios de desgaste à abrasão são apresentados nas Tabelas de 5.25 a 5.27 e nas Figuras 5.16 e 5.17, onde podem ser visualizados os valores da média para os CCV e CAA da perda de massa (g e %) e da medida de espessura (mm e %). Verifica-se, com base nos resultados da Tabela 5.25 e Figura 5.17, que a diferença da perda percentual de massa para o percurso de 500m dos concretos autoadensável e convencional são próximas. Para o percurso de 1000m esta diferença é 1,6% maior para o CAA. Em ambas as situações pode-se considerar que os dois concretos apresentam a mesma resistência à abrasão.

Tabela 5.25: Resultados do ensaio de abrasão referente à perda de massa dos concretos CAA e CCV.

Descrição	Concreto autoadensável				Concreto convencional			
	CP1b	CP2b	CP1b	CP2b	CP1b	CP2b	CP1b	CP2b
Percurso (m)	500	500	1000	1000	500	500	1000	1000
Massa inicial (g)	358,85	363,03	348,29	355,49	359,74	368,34	350,68	361,05
Massa final (g)	348,29	355,49	339,99	345,49	350,68	361,05	341,45	354,5
Desgaste Amsler (g)	10,56	7,54	18,86	17,54	9,06	7,29	18,29	13,84
Porcentagem (%)	2,94	2,08	5,2	4,83	2,52	1,98	5,08	3,76
Média da perda de massa (g)	9,0		18,2		8,2		16,1	
Média da perda de massa (%)	2,5		5,0		2,2		4,4	

CPb = corpo de prova com as dimensões: 70x70x30 mm

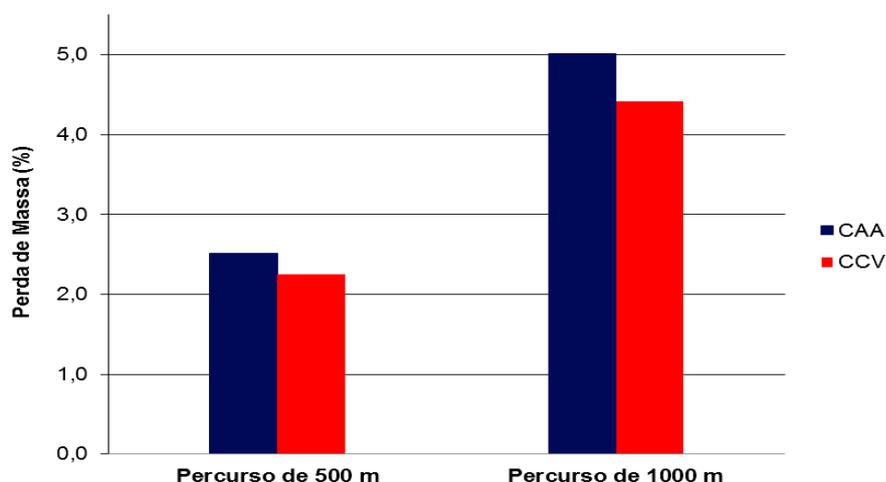


Figura 5.17: Resultado do ensaio de desgaste por abrasão (Amsler) referente à perda de massa dos corpos de prova de CAA e CCV após percurso de 500 e 1000 m.

Os dados referentes à perda de espessura em mm (Tabelas 5.26 e 5.27 e na Figura 5.18) mostram que a diferença dos resultados do desgaste de Amsler para o CCA e CCV em termos de percentuais é insignificante para o percurso de 500 m. O mesmo ocorre para o percurso de 1000 m.

Tabela 5.26: Resultados do ensaio de desgaste à abrasão - perda de espessura do CAA.

Descrição	Concreto auto adensável															
	Percurso de 500 m								Percurso de 1000 m							
	CP1b				CP2b				CP1b				CP2b			
Medidas	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Espessura (mm)	31,4	31,1	31,7	31,7	31,5	31,1	31,3	30,8	31,4	31,1	31,7	31,7	31,5	31,1	31,3	30,8
Espessura final (mm)	30,3	30,4	31,1	30,3	30,8	30,7	30	30	29,8	28,9	29,6	29,5	30,1	29,5	29,3	29,3
Desgaste Amsler (mm)	1,1	0,7	0,6	1,4	0,75	0,4	1,35	0,8	1,6	2,25	2,15	2,2	1,45	1,6	2	1,55
Desgaste Amsler (%)	3,5	2,3	1,9	4,4	2,4	1,3	4,3	2,6	5,1	7,2	6,8	6,9	4,6	5,1	6,4	5,0
Média da perda de espessura (mm)	0,9								1,8							
Média da perda de espessura (%)	2,8%								5,9%							

CPb = CP com as dimensões: 70x70x30 mm

Tabela 5.27: Resultados do ensaio de desgaste à abrasão - perda de espessura do CCV.

Descrição	Concreto convencional															
	Percurso de 500m								Percurso de 1000m							
	CP1b				CP2b				CP1b				CP2b			
Medidas	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Espessura Inicial (mm)	31,7	31,7	31,7	31,1	31,8	31,4	31,5	31,4	31,7	31,7	31,7	31,1	31,8	31,4	31,5	31,4
Espessura final (mm)	30,9	30,9	30,8	29,9	30,6	30,7	30,8	30,7	29,4	29,1	28,9	28,8	30,1	30,2	30,0	30,1
Desgaste Amsler (mm)	0,8	0,8	0,9	1,2	1,2	0,7	0,7	0,7	2,35	2,6	2,85	2,3	1,75	1,25	1,55	1,35
Desgaste Amsler (%)	2,5	2,5	2,8	3,9	3,8	2,2	2,2	2,2	7,4	8,2	9,0	7,4	5,5	4,0	4,9	4,3
Média - perda de espessura (mm)	0,9								2,0							
Média - perda de espessura (%)	2,8%								6,3%							

CPb = CP com as dimensões: 70x70x30 mm

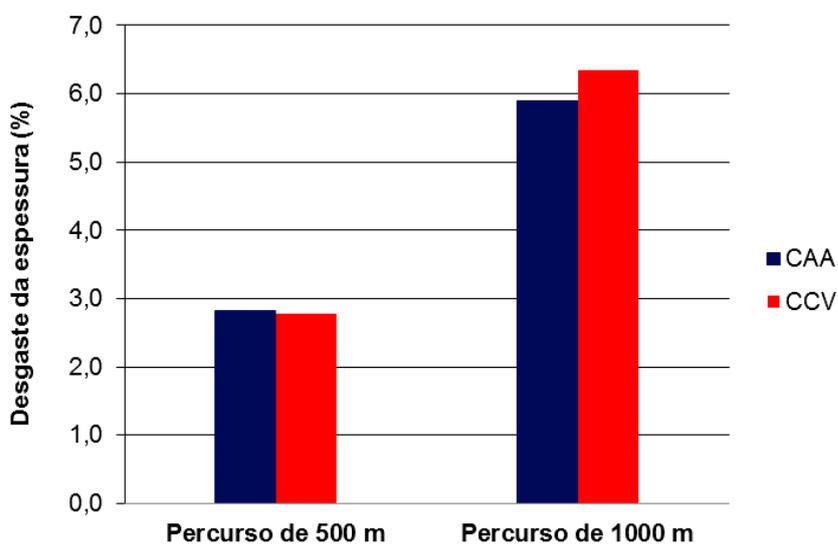


Figura 5.18: Comparativo do desgaste de Amsler referente à perda na espessura (mm) dos corpos de prova de CAA e CCV nos percursos de 500 e 1000m.

5.4.5 Deterioração dos concretos pela ação de sulfato de sódio

A análise visual dos corpos de prova após a imersão por 98 dias em solução de sulfato de sódio nas concentrações de 5 e 10% (Figura 5.19) não evidenciou nenhuma fissura na superfície dos corpos de prova. Foi observada somente a acentuação das brocas pequenas já existentes. Esta constatação é maior nos CP's que ficaram submersos na solução de 10% de sulfato de sódio.

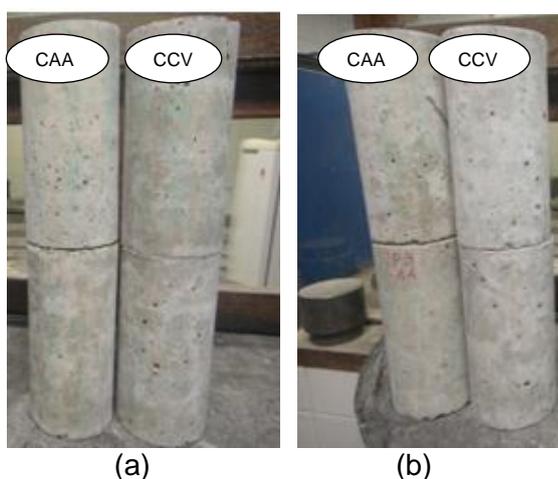


Figura 5.19: Corpos de prova de concreto CAA e CCV após imersão: (a) 5% solução de sódio; (b) 10% solução de sódio.

Os resultados dos ensaios da ação de sulfato, no que se refere à massa e dimensões dos corpos de prova antes e após a imersão nas soluções de sulfato de sódio, são apresentados nas Tabelas 5.28 e 5.29, para os CCV e CAA. As tabelas 5.30 e 5.31 apresentam o resultado de módulo de elasticidade dinâmico e resistência à compressão dos corpos de prova que foram submersos nas soluções de sódio por 98 dias.

No que se refere à massa dos corpos de prova, conforme mostra a tabela 5.28, tanto para o ensaio com 5% quanto o ensaio de 10% de sulfato de sódio, observa-se que os dois materiais praticamente não perderam massa e essa perda, em termos percentuais, foi similar para os dois concretos. De acordo com Mehta e Monteiro (2008) o ataque por sulfato na diminuição progressiva da perda de massa, devido à

perda de coesão dos produtos de hidratação do cimento, fato que não foi observado nos experimentos deste trabalho.

Tabela 5.28: Resultados do ensaio de resistência ao sulfato referente à diferença de massa dos corpos de prova submersos nas soluções de sulfato de sódio dos concretos CAA e CCV.

Descrição	Solução de 5% de Sulfato de sódio				Solução de e 10% de Sulfato de sódio			
	CAA		CCV		CAA		CCV	
Corpo de prova	CP42	CP43	CP42	CP43	CP44	CP45	CP44	CP45
Mi = Massa Antes (g)	3538,3	3581,9	3620,2	3581,3	3560,7	3572,9	3646,7	3612,8
Mf = massa final (g)	3569,8	3611,6	3649,4	3614,3	3589,3	3604,4	3675,6	3640,8
(Mf-Mi)/Mi (%)	0,9	0,8	0,8	0,9	0,8	0,9	0,8	0,8
Média da diferença de massa (%)	0,9		0,9		0,9		0,8	

No que se refere às dimensões dos corpos de prova, conforme mostram as tabelas 5.29 e 5.30 verifica-se que tanto para o ensaio com 5% quanto para o ensaio de 10% de sulfato de sódio as dimensões (comprimento e diâmetro) praticamente mantiveram constante. As diferenças encontradas (para menor ou maior) provavelmente se devem ao fato de que não foi possível realizar as medidas nos pontos medidos antes da imersão (pontos de referência), pois os mesmos foram apagados depois de submersos nas soluções de sulfato de sódio.

A não observância de expansões nos corpos de prova e variações de massa poderia ser consequência da resistência do material analisado ao sulfato. No entanto foi utilizado no estudo um cimento CP V ARI que não é resistente a sulfatos. Dessa forma, os resultados poderiam ser devido ao tempo curto de ensaio. Barros (2008) em seu trabalho empregou as mesmas concentrações de solução de sódio em corpos de prova prismático de concreto autoadensável. Constatou, após imersão de 5% de solução de sódio, uma expansão e aumento de massa dos corpos de prova prismático. E os corpos de prova imersos na solução de 10% obteve ruína completa.

Tabela 5.29: Resultados do ensaio de resistência ao sulfato referente à diferença de comprimento e diâmetro dos corpos de prova submersos na solução com 5% de sulfato de sódio dos concretos CAA e CCV.

Descrição	5% de Sulfato de sódio							
	CAA		CAA		CCV		CCV	
Corpo de prova	CP42		CP43		CP42		CP43	
	Antes		Depois		Antes		Depois	
Comprimento (cm)	19,94	20,29	18,88	21,80	20,02	19,90	19,80	17,88
Média do comprimento (cm)	20,11		20,34		19,96		18,84	
Diâmetro (cm)	10,09	10,08	9,95	10,00	10,15	10,33	10,00	9,63
Média do diâmetro (cm)	10,09		9,98		10,24		9,81	

Tabela 5.30: Resultados do ensaio de resistência ao sulfato referente à diferença de comprimento e diâmetro dos corpos de prova submersos na solução com 10% de sulfato sódio dos concretos CAA e CCV.

Descrição	10% de Sulfato de sódio							
	CAA		CAA		CCV		CCV	
Corpo de prova	CP44		CP45		CP44		CP45	
	Antes		Depois		Antes		Depois	
Comprimento (cm)	20,14	20,23	19,60	20,53	20,10	19,97	19,93	19,30
Média do comprimento (cm)	20,18		20,06		20,04		19,61	
Diâmetro (cm)	10,05	10,09	10,35	10,15	10,17	10,33	10,43	9,98
Média do diâmetro (cm)	10,07		10,25		10,25		10,20	

A Tabela 5.31 e a Figura 5.20 apresentam os resultados do ensaio de módulo de elasticidade dinâmico dos corpos de prova submetidos às soluções de sulfato de sódio por 98 dias. O desvio padrão obtido para o CCV e para o CAA é classificado no nível 1 e o coeficiente de variação também. (NBR 7212 - ABNT, 2012). O controle de qualidade do concreto é considerado excelente para o CCV e para os CAA de acordo com os critérios da ACI *Building code* 214 (1993) apud Magalhães (2009). A análise comparativa entre os módulos de elasticidade dinâmicos médios dos corpos de prova de CAA e CCV submersos nas soluções de sulfato de sódio indica que os valores encontrados para os concretos CAA e CCV são praticamente os mesmos após imersão.

Tabela 5.31: Resultados do ensaio de módulo de elasticidade dinâmico dos corpos de prova submetidos às soluções de sulfato de sódio dos concretos CAA e CCV.

Descrição	5% de Sulfato de sódio				10% de Sulfato de sódio			
	CAA		CCV		CAA		CCV	
Corpo de prova	CP42	CP43	CP42	CP43	CP44	CP45	CP44	CP45
Módulo de elasticidade dinâmico (GPa)	38,0	36,7	40,2	40,5	38,0	37,3	39,7	39,4
Média do módulo de elasticidade dinâmico (GPa)	37,4		40,4		37,6		39,5	
Desvio Padrão (GPa)	0,6		0,2		0,4		0,1	
Coefficiente de variância (%)	1,7		0,37		0,97		0,38	

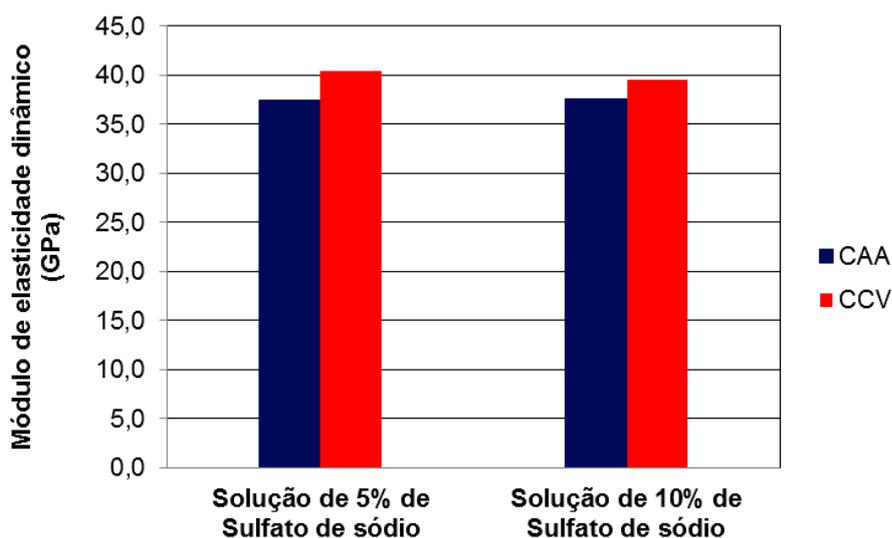


Figura 5.20: Comparativo entre os módulos de elasticidade dinâmicos médios dos corpos de prova de CAA e CCV submersos nas soluções de sulfato de sódio.

Comparando-se os valores do módulo após imersão em sulfato com o valor obtido aos 100 dias de cura em câmara úmida (Tabela 5.14 e 5.15), verifica-se que o módulo não foi significativamente alterado, para os dois concretos, devido à ação do sulfato de sódio.

A tabela 5.32 e a Figura 5.21 apresentam os resultados do ensaio de resistência à compressão axial dos corpos de prova submetidos às soluções de sulfato de sódio. O desvio padrão do CCV é do nível 1 e CAA é classe 4 para as duas soluções de

sulfato. No entanto considerando o coeficiente de variação o CCV é da classe 1 e o CAA para a solução de 5% é da classe 4 e para a solução de 10% é da classe 4. (NBR 7212 - ABNT, 2012). O controle de qualidade do concreto é considerado excelente para o CCV e muito bom para os CAA de acordo com os critérios da ACI *Building code* 214 (1993) apud Magalhães (2009). A análise comparativa entre resistências mecânicas médias dos corpos de prova de CAA e CCV submersos nas soluções de sulfato de sódio indica que os valores encontrados para os concretos CAA e CCV são praticamente os mesmos após imersão.

Tabela 5.32: Resultados do ensaio de resistência à compressão dos corpos de prova submersos nas soluções de sulfato de sódio dos concretos CAA e CCV.

Descrição	5% de Sulfato de sódio				10% de Sulfato de sódio			
	CAA		CCV		CAA		CCV	
Corpo de prova	CP42	CP43	CP42	CP43	CP44	CP45	CP44	CP45
Resistência à compressão (MPa)	63,7	69,5	68,5	70,0	70,8	63,7	69,5	67,7
Média da resistência à compressão (MPa)	66,6		69,2		67,2		68,6	
Desvio Padrão (MPa)	4,1		1,1		5,0		1,3	
Coeficiente de variância (%)	6,2		1,5		7,0		1,9	

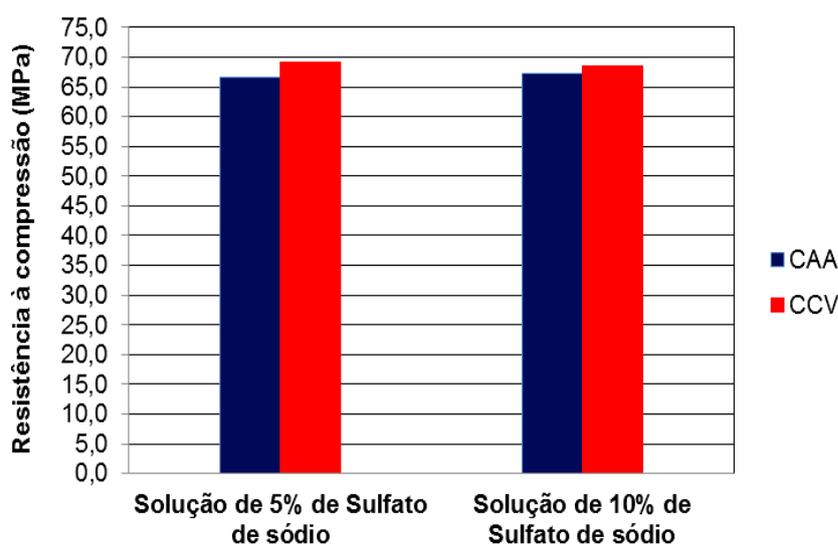


Figura 5.21: Comparativo entre a resistência à compressão dos corpos de prova de CAA e CCV submersos nas soluções de sulfato de sódio.

Comparando-se os valores de resistência a compressão após imersão em sulfato com o valor obtido aos 100 dias de cura em câmara úmida (Tabela 5.2), verifica-se que a resistência foi alterada, para os dois concretos, devido à ação do sulfato de sódio: observa-se um aumento da ordem de 8 e 10% para o CAA e CCV, respectivamente, não se observando influência do teor de sulfato nessas percentagens.

Segundo Mehta e Monteiro (2008) o ataque por sulfato, ao invés de aumentar, diminui a resistência à compressão. Esse aumento pode ser referente à formação de compostos expansivos dentro do corpo de prova de concreto. Barros (2008) obteve seu trabalho, após imersão dos corpos de prova de concreto autoadensável a solução de 5% de sulfato de sódio, uma redução de sua resistência em 15% comparada com o concreto convencional.

5.4.6 Deterioração dos concretos devido de altas temperaturas

Imediatamente após a retirada dos corpos de prova do forno, não foi observada nenhuma alteração na cor, mantendo-se os mesmos na tonalidade cinza claro, observada antes da exposição de todas as temperaturas (Figura 5.22). Segundo Coutinho e Gonçalves (1994), o concreto apresenta-se de rosa a vermelho na temperatura de 300 a 600°C. Essa diferença poderia estar relacionada às diferenças de composição dos concretos. Esta mudança de cor é relatada também pelo C&novas (1998) e Neville (1997). Foram observadas pequenas microfissuras em toda a superfície dos corpos de prova submetidos a 600 °C (Figura 5.23). Estas microfissuras aparecem em pequenas quantidades nos corpos de prova expostos à temperatura de 300 °C.

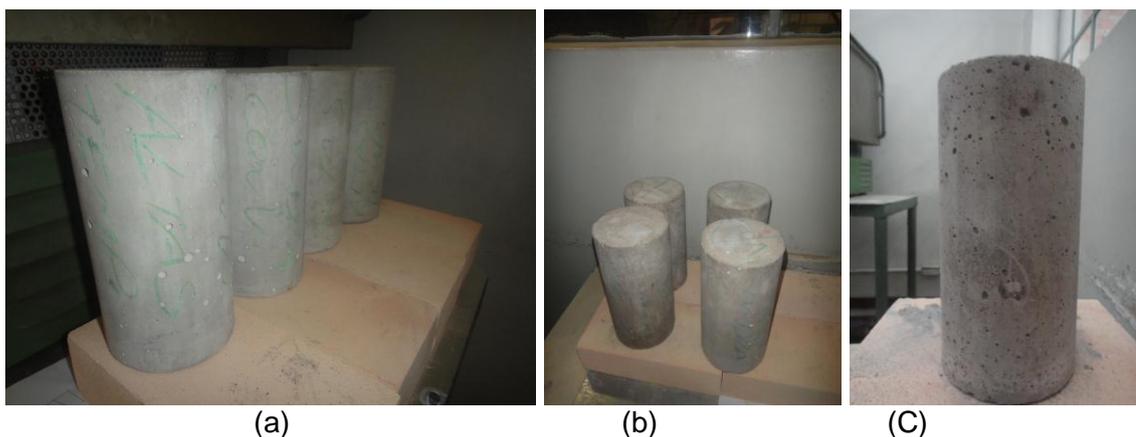


Figura 5.22: Corpos de prova após exposição às altas temperaturas: (a) 100°C; (b) 300°C; (c) 600°C.

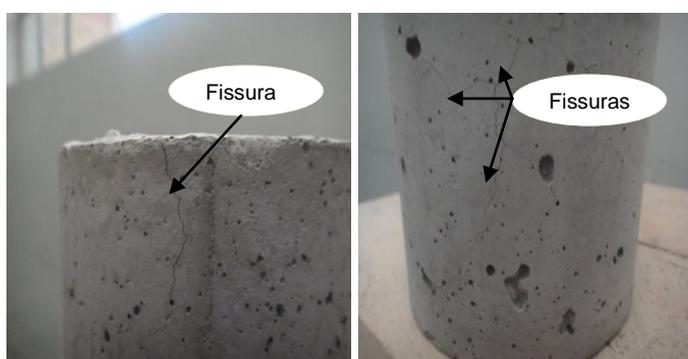


Figura 5.23: Pequenas fissuras nos corpos de prova de concreto auto adensável após exposição à 600°C.

Os resultados dos ensaios de módulo de elasticidade dinâmico dos corpos de prova submetidos às temperaturas de 100, 300 e 600°C são apresentados na Tabela 5.33 e na Figura 5.24. O desvio padrão e coeficiente de variação, segundo a norma NBR 7212 (ABNT, 2012) considerando o resultado de módulo de elasticidade dinâmico, para o CCV é classificada no nível 1 para as temperaturas de 100 e 300°C. Para a temperatura de 600°C o nível passa para 4 devido às condições do CP após ensaio. O CCV apresenta nível 4 para a temperatura de 100°C e nível 1 para a temperatura 300°C.

O controle de qualidade do concreto é considerado razoável para o CCV à temperatura de 100 e excelente para CAA. Na temperatura de 300°C é considerado excelente tanto para o CCV quanto para o CAA, de acordo com os critérios da ACI

Building code 214 (1993) apud Magalhães (2009). Para a temperatura de 600°C, o CAA é considerado razoável, este fato se deve as microfissuras existentes nos corpos de prova após exposição a esta temperatura.

Tabela 5.33: Resultados de ensaio de módulo de elasticidade dinâmico após ensaio de altas temperaturas dos concretos CAA e CCV.

Temperatura	100°C		300°C		600°C	
CP	CCV	CAA	CCV	CAA	CCV	CAA
1º	30,6 (CP46)	29,1 (CP46)	29,3 (CP48)	30,0 (CP48)	** (CP50)	30,3 (CP50)
2º	34,9 (CP47)	29,5 (CP47)	29,9 (CP49)	29,7 (CP49)	** (CP51)	26,2 (CP51)
Média do módulo de elasticidade dinâmico (GPa)	32,8	29,3	29,6	29,9	**	28,3
Desvio Padrão (GPa)	3,0	0,3	0,4	0,2	**	2,9
Coefficiente de Variância (%)	9,3	1,0	1,4	0,7	**	10,3

**Os CP's foram parcialmente destruídos depois de submetidos no forno a 600°C

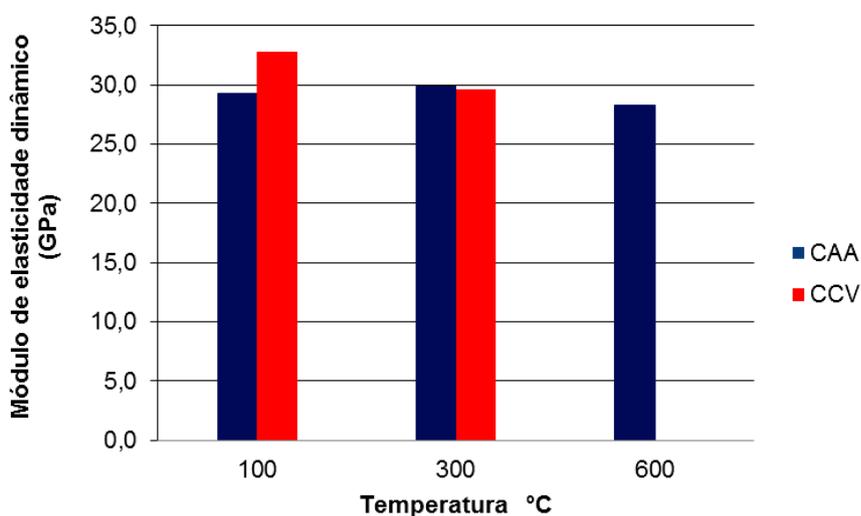


Figura 5.24: Comparativo entre os módulos de elasticidade dinâmico dos concretos CAA e CCV para as temperaturas de 100, 300 e 600 °C.

A média obtida nos ensaios de módulo de elasticidade dinâmico do concreto convencional e autoadensável aos 100 dias de cura úmida foram de 37,6 e 36,8 GPa respectivamente à temperatura ambiente. No entanto, depois da exposição dos corpos de prova a temperatura de 100°C ocorreu uma diminuição do módulo: 25,6% para o CAA e 14,6% para o CCV.

Comparando os resultados da média de módulo de elasticidade dinâmico à temperatura de 300 °C com os obtidos à temperatura ambiente (aos 100 dias de idade) percebe-se que esta diferença é de 18,8% para o CAA e de 21,3% para o CCV. Para o CAA submetido à temperatura de 600 °C esta diferença é de 23,1%. Em contrapartida o resultado médio do concreto autoadensável submetido a 600°C obteve redução de 4% em relação à temperatura de 100°C. Não foi possível avaliar o resultado do módulo de elasticidade para o concreto convencional submetido à temperatura de 600°C devido a sua parcial destruição durante o ensaio. A redução associada ao aquecimento do material poderia estar relacionada às fissuras internas e mudanças microestruturais devido à desidratação dos compostos da pasta (GEORGALI E TSAKIRIDIS, 2005)

Os resultados obtidos da resistência à compressão dos corpos de prova após exposição a altas temperaturas estão apresentados na Tabela 5.34 e Figura 5.25. O desvio padrão e coeficiente de variação, considerando o resultado de resistência à compressão, para o CCV e para o CAA é classificado no nível 1 em todas as temperaturas ensaiadas (NBR 7212 - ABNT, 2012). O controle de qualidade do concreto é considerado excelente para o CCV e para o CAA para todas as exposições de temperatura conforme os critérios da ACI *Building code* 214 (1993) apud Magalhães (2009).

Tabela 5.34: Resultados do ensaio de resistência à compressão após ensaio de altas temperaturas dos concretos CAA e CCV

Temperatura	100°C		300°C		600°C	
	CCV	CAA	CCV	CAA	CCV	CAA
1º	59,6 (CP46)	60,6 (CP46)	53,2 (CP48)	50,2 (CP48)	** (CP50)	20,4 (CP50)
2º	59,0 (CP47)	61,4 (CP47)	52,4 (CP49)	50,2 (CP49)	** (CP51)	20,1 (CP51)
Média da resistência à compressão (MPa)	59,3	61,0	52,8	50,2	**	20,3
Desvio Padrão (MPa)	0,42	0,57	0,57	0,00	**	0,21
Coefficiente de Variância (%)	0,70	0,93	1,07	0,00	**	1,05

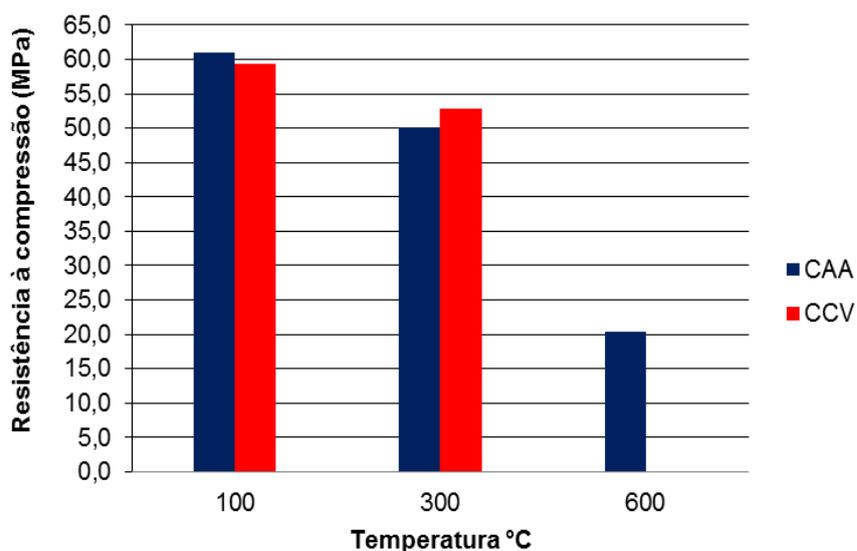


Figura 5.25: Comparativo da resistência à compressão dos CAA e CCV submetidos às temperaturas de 100, 300 e 600 °C.

A média obtida nos ensaios resistência à compressão do concreto convencional e autoadensável aos 100 dias de cura úmida foram de 62,5 e 61,8 MPa respectivamente. A diferença entre estes resultados é de 1,13%, considerando a temperatura ambiente.

Nota-se que a diferença entre os resultados médios de resistência à compressão do concreto convencional e autoadensável é de 2,79% após submetê-los à temperatura de 100°C, que é insignificante. No entanto, ao analisar os resultados de cada concreto, dos corpos de prova os submetidos à temperatura de 300 °C com relação aos submetidos à temperatura de 100°C percebe-se que a diferença é de 11% para o concreto convencional e 17,7% para o concreto autoadensável, ou seja, a partir de 300°C o concreto começa a perder resistência mecânica. De acordo com resultados descritos em pesquisas realizadas esta perda de resistência se inicia em temperaturas em torno de 100 a 200°C (NEVILLE, 1997; CHAN et al, 2000; LIMA et al, 2004; MEHTA E MONTEIRO, 2008).

Nota-se também que os resultados obtidos dos ensaios resistência à compressão do concreto convencional e autoadensável diminuem respectivamente com o aumento das temperaturas. Para o concreto convencional esta diferença é de 10,96% da temperatura 100°C para a de 300°C. Para o concreto autoadensável esta diferença é de 17,70% da temperatura 100°C para a de 300°C.

Foi possível avaliar o resultado da resistência à compressão dos CP's submetidos à temperatura de 600°C com relação à de 100°C, somente do concreto autoadensável. Pode-se verificar a diferença entre o resultado da resistência à compressão do concreto autoadensável submetido à temperatura de 600°C com relação à resistência obtida dos corpos de prova à temperatura de 100°C foi de 33,28%.

Não foi possível avaliar os corpos de prova do concreto convencional, pois eles foram parcialmente destruídos durante o ensaio conforme já mencionado, após as duas horas no forno à temperatura de 600°C (Figura 5.26). Como os corpos de provas estavam dentro da cápsula no forno, não se pode avaliar em qual tempo real eles se romperam nesta temperatura. É importante ressaltar que todos os dois corpos de prova foram rompidos no seu topo, área que coincide com a última camada de adensamento realizado na moldagem do CCV. Também é possível perceber que houve ruptura em algumas britas calcárias nesta superfície.

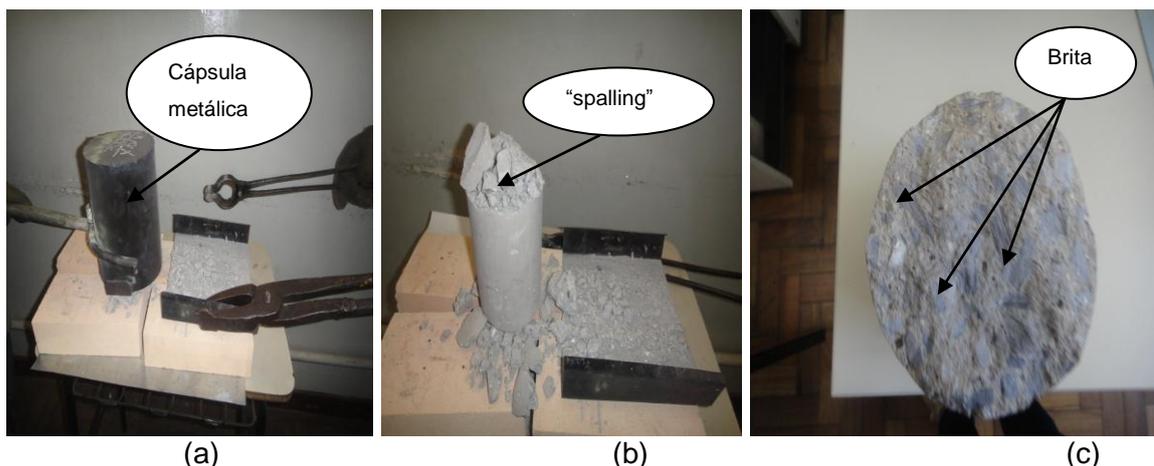


Figura 5.26 (a): Corpo de prova do concreto convencional sendo retirado do forno após 2 horas à temperatura de 600°C; (b) corpo de prova após ser retirado da cápsula metálica (estourado); (c) superfície do corpo de prova de concreto convencional após temperatura de 600°C.

Segundo Costa *et al* (2002), o "spalling" explosivo à temperatura de 600°C é geralmente em concretos de alta resistência, a maior densidade e por possuir menor porosidade e menor permeabilidade da microestrutura do que o concreto convencional. De acordo com Mehta e Monteiro (2008), o concreto de autoadensável tem perda de resistência diferente do concreto convencional e tende a lascrar de maneira explosiva quando submetido à carga térmica. No entanto, deve ser lembrado que os CAA comumente estudados apresentam menor fator água/cimento e conseqüentemente menos porosidade.

Uysal *et al* (2012) estudou um concreto autoadensável com resistência à compressão axial de 65 MPa (temperatura de 20°C). Sua dosagem difere do estudado neste trabalho: 357 kg de cimento; 193 kg de cinza volante, 878 kg de areia; 182 litros de água; relação água / cimento de 0,51. Após 3 horas de exposição do corpo de prova no forno à temperatura de 600°C, obteve-se uma resistência à compressão axial de 30 MPa, o que corresponde a 46% de sua resistência inicial. Neste trabalho, apesar das características e dosagem do CAA serem diferentes do estudado por Uysal *et al* (2012) verificou-se também um valor expressivo de diminuição da resistência à compressão axial do concreto autoadensável após exposição do corpo de prova ao forno à temperatura de 600°C

por 2 horas. O valor obtido é praticamente 33% do valor de sua resistência à compressão axial de 61,8 MPa aos 100 dias de idade (temperatura ambiente).

Neste mesmo estudo Uysal *et al* (2012) verificou que a resistência à compressão axial do corpo de prova altera pouco exposto a temperatura de 200 °C. Quando exposto à temperatura de 400°C, a resistência à compressão axial do CAA diminui em 36%. Este fato se evidencia também neste trabalho, apesar da proporção ser menor, pois os valores encontrados foram 17% de diferença para a exposição do CP's à temperatura de 300°C.

5.4.7 Resistividade elétrica dos concretos

Os resultados dos ensaios de resistividade elétrica dos concretos CAA e CCV são apresentados na Tabela 5.35, onde podem ser visualizados os valores medidos para os CCV e CAA. A diferença do valor médio da resistividade elétrica obtida para os concretos CAA e CCV não é significativa. O CCV apresenta um valor de resistividade elétrica em torno de 17% maior que o CAA, ou seja, de 1640 $\Omega.m$. Esta diferença é pequena e segundo Polder (2002) este fato pode ser explicado, pois os dois concretos foram confeccionados com mesma relação água/cimento e sua quantidade de poros (índice de vazios) é a mesma. No entanto, essa diferença é suficiente para diferenciar os concretos quanto ao risco de corrosão segundo a CEB 192 (1989) apud BRAUN (2003). Comparando os resultados com a Tabela 3.15 percebe-se que para o concreto autoadensável o risco de corrosão é muito alta (resistividade < 10.000 $\Omega.m$ = o risco de corrosão é muito alta) e para o concreto convencional é moderada (resistividade entre 10.000 a 20.000 $\Omega.m$ = o risco de corrosão é moderada).

Tabela 5.35: Resultados do ensaio de resistividade elétrica dos concretos CAA e CCV.

Descrição	CCV		CAA	
	CP52	CP53	CP52	CP53
Corpo de prova	CP52	CP53	CP52	CP53
Frequência (Hz)	75	75	75	75
Resistividade ($\Omega.m$)	113,55	112,06	96,92	95,90
Resistividade ($\Omega.cm$)	11355,0	11206,0	9692,0	9590,0
Média da resistividade ($\Omega.cm$)	11281,0		9641,0	

Mehta e Monteiro (2008) afirmam que uma baixa resistividade elétrica no concreto se deve a um valor alto de a/c , ao grau de saturação do concreto e concentração de sais dissolvidos na solução dos poros. Segundo Santos (2006), a utilização do aditivo superplastificante no concreto aumenta a resistividade elétrica do concreto, pois diminui a quantidade de água e proporção da água / aglomerante. Os resultados obtidos contrariam tal afirmação, pois apesar do mesmo fator água / cimento utilizado o risco é maior para o CAA, provavelmente devido aos sais dissolvidos nos poros por causa do uso de superplastificante.

5.4.8 Análise da estrutura dos concretos

A Figura 5.27 apresenta a microestrutura do concreto autoadensável e do concreto convencional obtida pelo microscópio eletrônico de varredura (MEV). É possível identificar algumas imagens de vazios (na cor preta) entre as fases do cimento hidratado que sugere a presença de poros nos dois concretos (CAA e CCV). As dimensões desses vazios encontradas nas amostras são: para o concreto autoadensável são em torno de 124 a 623 nm e para o concreto convencional apresenta poros com dimensões entre 663 a 1750 nm.

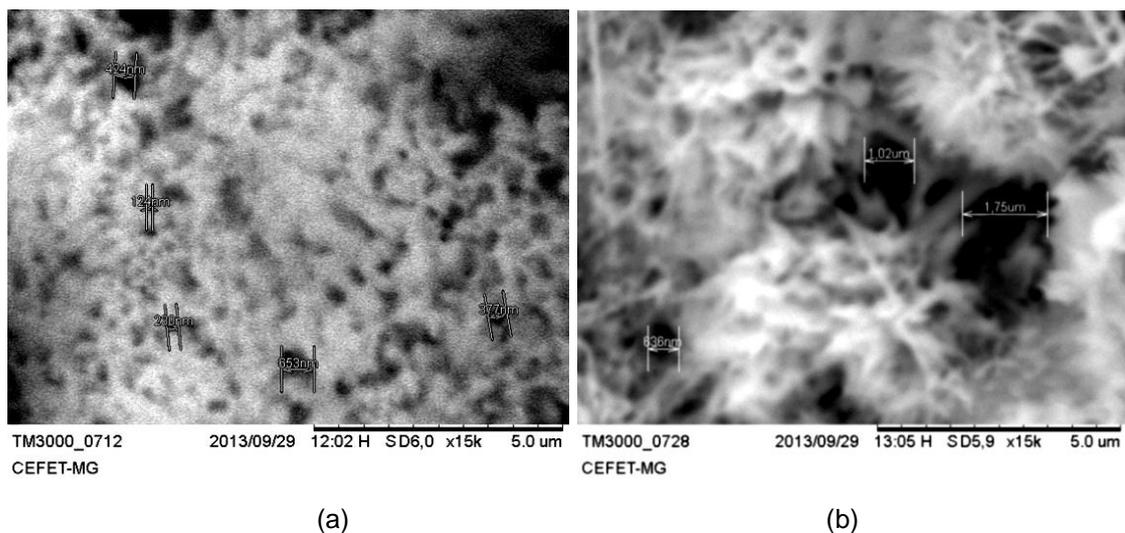


Figura 5.27: Microestrutura do concreto com presença de poros: (a) CAA; (b) CCV.

As Figuras 5.28 e 5.29 exibem a microestrutura do concreto autoadensável e do concreto convencional. A microestrutura de ambos os concretos são semelhantes. As imagens sugerem tanto para o CAA quanto para o CCV a presença das fases hidratadas do concreto: os hidróxidos de cálcio (C-H), que são grandes cristais prismáticos e os silicatos de cálcio hidratado (C-S-H), que são pequenos cristais fibrosos. Não foi identificada a formação de etringita e monossulfato hidratado nos dois concretos.

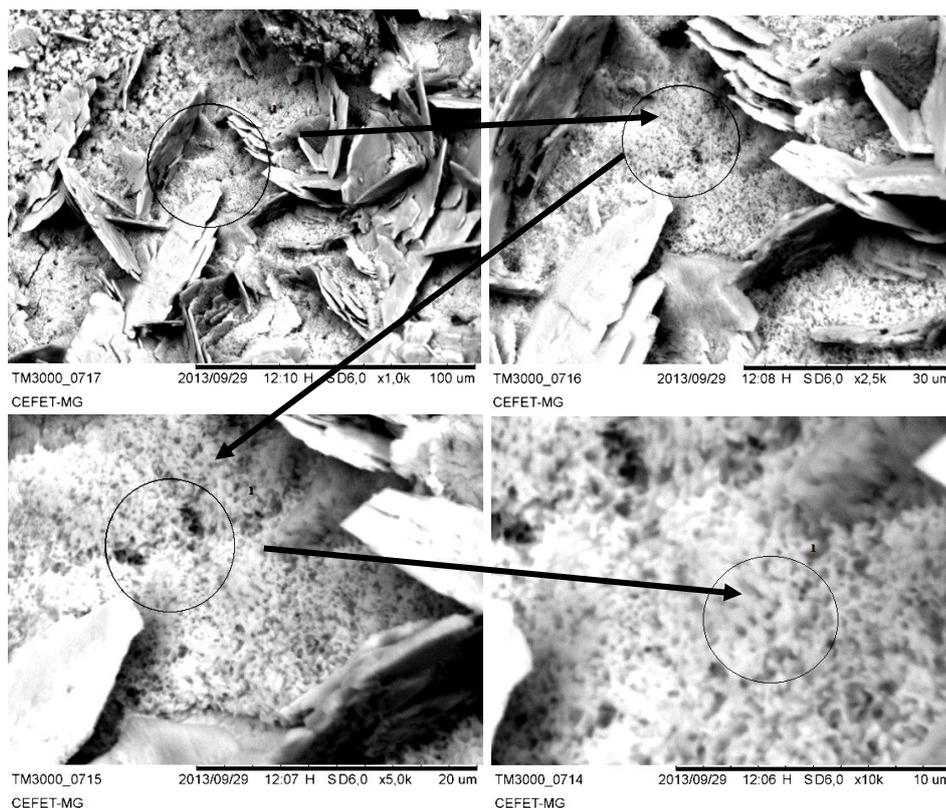


Figura 5.28: Representação da microestrutura do concreto autoadensável.

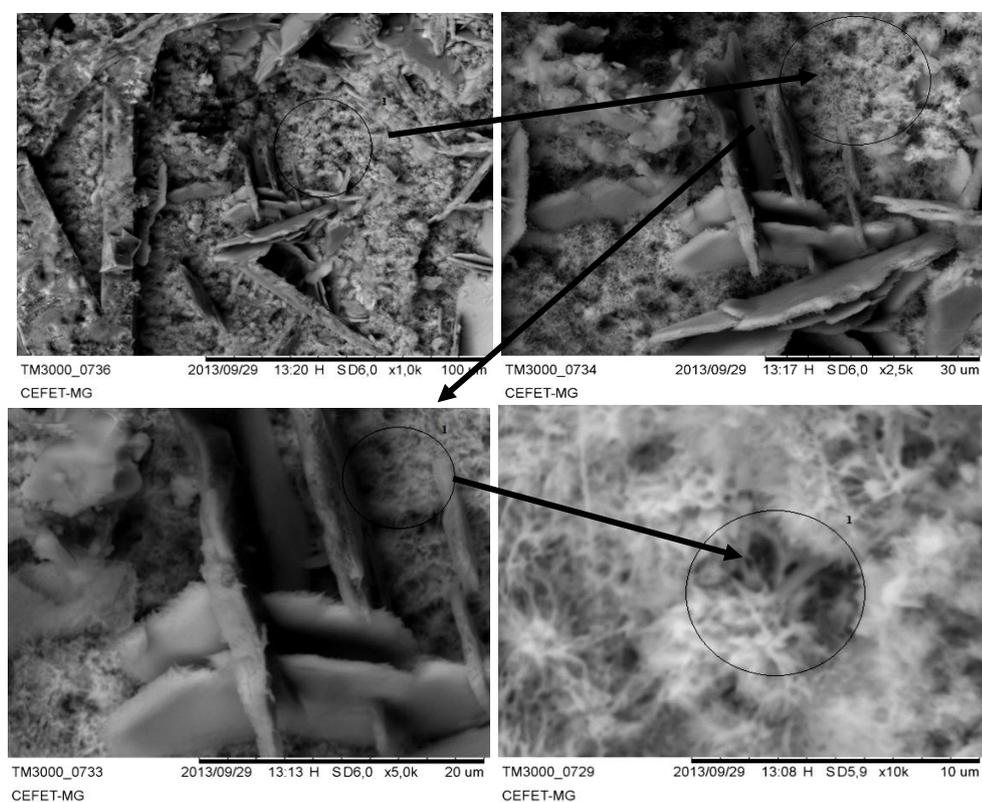


Figura 5.29: Representação da microestrutura do concreto convencional

6 CONCLUSÕES

Os resultados mostram que o comportamento no estado endurecido do concreto autoadensável é similar ao concreto convencional:

- O uso de aditivo superplastificante não alterou as fases de desidratação do concreto.
- Não ocorreu influência do superplastificante no resultado do teor de ar incorporado. O teor de ar incorporado foi o mesmo para os dois concretos.
- O aditivo superplastificante não afetou as propriedades mecânicas. O resultado foi o mesmo para os dois concretos quanto à resistência mecânica, o módulo de elasticidade (estático e dinâmico) e a resistência à tração na flexão para todas as idades.
- O aditivo superplastificante não alterou os parâmetros de durabilidade referentes à absorção de água, os índices de vazios, espessura de carbonatação, desgaste superficial por abrasão e ação de temperaturas altas (100 e 300°C).
- Quanto à resistência à ação de sulfatos, não houve diferença de dimensões, de massa e de módulo de elasticidade dos concretos CAA e CCV após imersão nas duas soluções de sulfato de sódio. No entanto, a resistência à compressão dos CAA e CCV ficou em torno de 9% maiores para as duas soluções de sulfato de sódio.
- Não foram observadas diferenças significativas na microestrutura dos dois concretos.
- O aditivo superplastificante influenciou a resistividade elétrica dos concretos CAA e CCV, sendo para o CAA um risco de corrosão muito alta.
- O uso de aditivos influencia o calor de hidratação e o tempo necessário para a hidratação completada do cimento.
- O aditivo superplastificante proporcionou maior resistência após ação da temperatura de 600°C.

7 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Para trabalhos futuros relacionados a este trabalho são sugeridos os seguintes tópicos:

- Estudo da influência do aditivo superplastificante no concreto autoadensável com o uso de adições minerais;
- Estudo da influência do aditivo superplastificante no concreto autoadensável utilizando diferentes tipos de cimento;
- Análise da influência do teor de carbono em concretos de autoadensáveis com adições minerais;
- Análise da influência da relação água/cimento na durabilidade do concreto autoadensável;
- Análise da influência da relação água/cimento nas propriedades mecânicas do concreto autoadensável;
- Estudo da resistência do concreto autoadensável com adição de fibras sob o efeito do fogo;
- Estudo da microestrutura do concreto autoadensável frente a sua deterioração;
- Estudo da resistividade do concreto autoadensável.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGUILAR, Maria Teresa Paulino; ALMEIDA, Sílvio Martins de; BEZERRA, Augusto César da Silva; CORREA, Elaine Carballo Siqueira; CETLIN, Paulo Roberto. **Ensaio de frequência ressonante forçada para determinação do módulo de elasticidade.** In: XXXV Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural. Rio de Janeiro, 2012.

AGUILAR, Maria Teresa Paulino; ÂNGELO, Ana Margarida Vieira; FRANÇA, Fabrício Carlos; TEIXEIRA, Sandra Moreira Fernandes; COSTA, Rodrigo Moyses, RIBEIRO, Alexandre Batista. **Estudo do módulo de elasticidade em concreto autoadensável com utilização de ensaios não destrutivos.** Anais do 53º Congresso Brasileiro do Concreto CBC2011. IBRACON. Florianópolis/ SC. Novembro, 2011.

ALENCAR, Ricardo dos Santos Arnaldo de. **Dosagem do concreto autoadensável: produção de pré-fabricados.** Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica de São Paulo. São Paulo, 2008

ALMEIDA, Sílvio Martins. **Análise do módulo de elasticidade estático e dinâmico do concreto de cimento Portland através de ensaios de compressão simples e de frequência ressonante.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2012.

ALMEIDA FILHO, Fernando Menezes de. **Contribuição ao estudo da aderência entre as barras de aço e concretos autoadensáveis.** Tese de doutorado da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2006.

ALSADEY, Salahaldeen. **Influence of Superpasticizer on Strength of Concrete.** In: International Journal of Research in Engineering and Technology (IJRET). Vol. 01, nº 03. Civil Engineering Department Beni Walid, Azzaytuna University, 2012.

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). Comitêe 116R-90. **Cement and concrete terminology**. Manual of Concrete Practice, parts 1 and 2, Materials and general properties of concrete. Farmington Hills, Michigan, 1996. 68p.
- ASSIÉ S.; ESCADEILLAS G., WALLER V. **Estimates of self-compacting concrete 'potential' durability**. Constr Build Mater 2007; 21(10):1909–17.
- ASSIÉ, S.; ESCADEILLAS, G.; MARCHESE, G.; WALLER, V. **Durability properties of low-resistance self-compacting concrete**. Magazine of Concrete Research, 2006, 58, Nº 1, February, 1–7
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (ABCP). **Guia Básico de Utilização do Cimento Portland**. 7. ed. São Paulo, 2002. 28p. (BT-106) Dezembro de 2002.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR NM 15. **Cimento Portland - Análise química - Determinação de resíduo insolúvel**. 2012.
- ____. NBR NM 18. **Cimento Portland - Análise química - Determinação de perda ao fogo**. 2012
- ____. NBR NM 20. **Cimento Portland e suas matérias primas - Análise química - Determinação de dióxido de carbono por gasometria**. 2012
- ____. NBR NM 46. **Agregados - Determinação do material fino que passa através da peneira 75 um, por lavagem**. 2003
- ____. NBR NM 47. **Determinação do teor de ar em concreto fresco- Método pressométrico**. 2002.
- ____. NBR NM 52. **Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente**. 2009.
- ____. NBR NM 65. **Cimento Portland - Determinação do tempo de pega**. 2003.

- ____. **NBR NM 66. Agregados - Constituintes mineralógicos dos agregados naturais – Terminologia.** 1998.
- ____. **NBR NM 67. Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone.** 1998.
- ____. **NBR NM 76. Cimento Portland - Determinação da finura pelo método de permeabilidade ao ar (Método de Blaine).** 1998.
- ____. **NBR NM 248. Agregados - Determinação da composição granulométrica.** 2003.
- ____. **NBR NM ISO 3310-1. Peneiras de ensaio - Requisitos técnicos e verificação. Parte 1: Peneiras de ensaio com tela de tecido metálico.** 2010.
- ____. **NBR 5738. Concreto - Procedimento para Moldagem e cura de corpos-de-prova.** 2003.
- ____. **NBR 5739. Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos.** 2007.
- ____. **NBR 6118. Projeto de estrutura de concreto.** 2007.
- ____. **NBR 7211. Agregados para Concreto - Especificação.** 2009.
- ____. **NBR 7212. Execução de concreto dosado em central — Procedimento.** 2012.
- ____. **NBR 7215. Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão.** 1997.
- ____. **NBR 7251. Agregado em estado solto - Determinação da massa unitária.** 2006.
- ____. **NBR 8522. Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão.** 2008.

- ____. NBR 8953. **Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência.** 2011.
- ____. NBR 9935. **Agregados - Terminologia.** 2011.
- ____. NBR 9778. **Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica.** 2009.
- ____. NBR 11768. **Aditivos químicos para concreto de cimento Portland – Requisitos.** 2011.
- ____. NBR 12042. **Materiais inorgânicos - Determinação do desgaste por abrasão - Método de ensaio.** 2012
- ____. NBR 12142. **Concreto - Determinação da resistência à tração na flexão em corpos-de-prova prismáticos - Método de ensaio.** 2010.
- ____. NBR 12655. **Concreto de cimento Portland - Preparo, controle e recebimento - Procedimento.** 2006.
- ____. NBR 14656. **Cimento Portland e matérias-primas - Análise química por espectrometria de raios X - Método de ensaio.** 2001.
- ____. NBR 15823-1. **Concreto Autoadensável. Parte 1: Classificação, Controle e Aceitação no Estado Fresco.** 2010a.
- ____. NBR 15823-2. **Concreto Autoadensável. Parte 2: Determinação do espalhamento e do escoamento – Método do cone de Abrams.** 2010b.
- ____. NBR 15823-3. **Concreto Auto Adensável. Parte 3: Determinação da Habilidade Passante – Método do anel J.** 2010c.
- ____. NBR 15823-4. **Concreto Autoadensável. Parte 4: Determinação da Habilidade Passante. Método da caixa L.** 2010d.

- ____. NBR 15823-5. **Concreto Autoadensável. Parte 5: Determinação da Viscosidade.** Método do Funil V. 2010e.
- ASTM INTERNACIONAL (ASTM). **G57: Standart Test Method for Field measurement of soil Resistivity using the Wennwe Four - Electrode Method.** West Conshohocken, PA. 2001.
- ASTM INTERNACIONAL (ASTM). **C 1611/C 1611 M-09a: Standard Test Method for Slump Flow of Self-Consolidating Concrete Slump Flow of Self-Consolidating Concrete.** Philadelphia, USA, 2009.
- ASTM INTERNACIONAL (ASTM). **C215: Standard Test Method for Fundamental Transverse, Longitudinal, and Torsional Frequencies of Concrete Specimens.** West Conshohocken, PA. 2002.
- BARROS, Pedro Gustavo dos Santos. **Avaliação das propriedades de durabilidade do Concreto autoadensável obtido com resíduo de corte de Mármore e Granito.** Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2008.
- BATTAGIN, Arnaldo Forti; CURTI, Rubens; SILVA, Claudio Oliveira; MUNHOZ, Flavio A. Cunha. **Influência das Condições de Cura em Algumas Propriedades dos Concretos Convencionais e de Alto Desempenho.** *Instituto Brasileiro do Concreto - 44º Congresso Brasileiro. Belo Horizonte, MG. 2002.*
- BRAUN, Victor. **Influência das condições de moldagem e cura nas características de camada de cobrimento do concreto com adições minerais.** In: Simpósio EPUSP sobre estruturas de Concreto. São Paulo, 2003.
- CÁNOVAS, Manuel Fernández. **Patologia e terapia do concreto armado.** Tradução de Maria celeste Marcondes, Carlos W. F. dos Santos, Beatriz Cannabrava. 1ª ed. São Paulo: Pini, 1988. 522 p.

- CASTRO, Alessandra Lorenzetti de. **Aplicação de conceitos reológicos na tecnologia de concretos de alto desempenho.** Tese de doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos. São Carlos, 2007.
- CAVALCANTI, Diogo Jatobá de Holanda. **Contribuição ao estudo de propriedades do concreto auto adensável visando sua aplicação em elementos estruturais.** Dissertação de mestrado, Universidade Federal Alagoas. Alagoas, 2006.
- CHAN, Sammy Yin Nin; LUO, Xin, SUN, Wei. **Effect of high temperature and cooling regimes on the compressive strength and pore properties of high performance concrete.** Construction and Building Materials, 2000.
- CARMONA, Thomas Garcia. **Modelos de previsão da despassivação das armaduras em estruturas de concreto sujeitas à carbonatação.** Dissertação de mestrado. Escola Politécnica da USP. 2005.
- CARMONA, Thomas Garcia; HELENE, Paulo Roberto do Lago. **Modelos de previsão da despassivação das armaduras em estruturas de concreto sujeitas à carbonatação.** Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP. BT/PCC/425. 12p. São Paulo, 2006.
- CORREA, Augusto Cesar Abduche. **Estudo do desempenho dos aditivos plastificantes e polifuncionais em concretos de cimento Portland tipo CPIII-40.** Dissertação de mestrado, Universidade Federal Fluminense. Niteroi, 2010.
- COSTA, Carla neves; FIGUEIREDO, Antônio Domingues de; SILVA, Valdir Pignatta. **Aspectos tecnológicos dos materiais de concreto em altas temperaturas.** NUTAU - - São Paulo: PINI, 2002.
- COUTINHO, A. Souza; GONÇALVES, Arlindo. **Fabrico e propriedades do betão.** Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2. ed, v.3, Lisboa, 1994.

DHIMAN, Sandep; DEWANAN, Arvind; NAGPAL, Er. Iakhan; KUMAR, Sumit. **Permeability Behavior of Self Compacting Concrete**. International Journal of Innovative Technology and Exploring Engineering (IJITEE). Vol. 02, nº 06. May, 2013.

DINAKAR, P.; SETHY, Kali Prasanna; SAHOO, Umesh C. **Design of self-compacting concrete with ground granulated blast furnace slag**. School of Infrastructure, Indian Institute of Technology. India, 2013

European Federation of National Associations Representing for Concrete (EFNARC). **Specification and guidelines for self-compacting concrete**. Association House, 99 West Street, Farnham, Surrey GU9 7EN, UK. February, 2002.

European Federation of National Associations Representing for Concrete (EFNARC). **The European Guidelines for self-compacting concrete – Specification, Production and Use**. Association House, 99 West Street, Farnham, Surrey GU9 7EN, UK. May, 2005.

FARIA, Renato: **Solução fluida**. Revista Técnica (A Revista do Engenheiro Civil). Edição 132, 0104-1053. São Paulo, março de 2008. Disponível em: <http://www.revistatechne.com.br>. Acesso em 20/08/2012.

FERRAZ, André Luiz Nonato. **Avaliação de Retração e Fluências do Concreto Autoadensável para Aplicação em Elementos Pré-moldados**. Tese de Doutorado, Campinas, SP [s.n.], 2009.

FERREIRA, Ricardo Barbosa; LIMA, Marcelo Batista; PEREIRA, Alexandre de Castro; ANGELIM, Renato Resende; ANDRADE, Moacir Alexandre de Souza. **Avaliação do Módulo de Elasticidade de Concretos Autoadensáveis com Diferentes Consistências e Níveis de Resistência**. Anais do 48º Congresso Brasileiro do Concreto CCB2006. Ibracon. Setembro, 2006.

FOCHS, Rafael Gómez. **Estudo comparativo entre métodos de dosagem de concretos autoadensáveis**. Dissertação de mestrado. Pontífica Universidade Católica do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2011.

- FURQUIM, Paulo Ricardo de Vargas. **Estudo estatístico de produção de concretos com adições minerais.** Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria / RS. 2006.
- GEORGALI, B; TSAKIRIDIS, P. E. **Microstructure of fire-damaged concrete.** A case study. Cement and Concrete Composites. 2005.
- GOMES, Paulo César Correia; BARROS, Alexandre Rodrigues de. **Método de Dosagem de Concreto Autoadensável.** - - São Paulo: Pini, 2009. 165p.
- GUETTI, Paulo de Castro. Contribuição ao estudo das propriedades mecânicas do concreto autoadensável e do concreto autoadensável reforçado com fibras de aço. Tese de doutorado da Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2002.
- KULAKOWSKI, Marlova Piva. **Contribuição ao estudo da carbonatação em concretos e argamassas compostos com adição de sílica ativa.** Tese de doutorado da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2002.
- HAMEED, Ali Hussein. **Effect of Superplasticizer dosage on workability of self compact concrete.** In: Diyala Journal of Engineering Sciences. Vol. 05, Nº 02, pp. 66-81. Civil Engineering department - collage Engineering - Diyala University. December, 2012.
- IONASHIRO, Massao. **Fundamentos da Termogravimetria e Análise Térmica Diferencial / Calorimetria Exploratória Diferencial.** Araquara, 2004.
- ILIESCU, Marcelo. **Palestra sobre Concreto Autoadensável.** Publicado em 27 de junho de 2010. Disponível em: <<http://www.iliescu.com.br/palestras/concretoautoadensavel.pdf>>. Acesso em 16/09/2013

- JAWAHAR, J. Guru; SASHIDHAR, C.; REDDY, I.V. Ramana; PETER, J. Annie. **Effect of coarse aggregate blending on short-term mechanical properties of self compacting concrete.** Department of Civil Engineering. India, 2013.
- LIMA, Rogério Cattelan Antochaves de. **Investigação do comportamento de concretos em altas temperaturas.** Tese de doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. UFRGS. Porto Alegre, RS, 2005.
- LIMA, R. C. A.; KIRCHHOFF, L. D.; CASANOTO, C. A.; SILVA FILHO, L. C. P.. **Efeito de altas temperaturas no concreto.** In: II Seminário de Patologia das Construções. Novos materiais e tecnologia. UFRGS. Porto Alegre, RS, 2004.
- LISBÔA, Edvaldo Monteiro. **Obtenção do concreto autoadensável utilizando resíduo do beneficiamento do mármore e granito e estudo de propriedades mecânicas.** Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2004.
- MAGALHÃES, Fábio Costa. **Estudo probabilístico da resistência à compressão e da resistência à tração na flexão dos concretos utilizados na construção do dique seco do estaleiro rio grande, no superporto.** Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Rio Grande. Rio Grande, 2009.
- MARQUES, Ana Carolina. **Concreto autoadensável: caracterização da evolução das propriedades mecânicas e estudo da sua deformabilidade por solicitação mecânica, retração e fluência.** Tese de doutorado-- ed.rev. -- Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2011. 175 p.
- MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J.M. **Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais.** 2. ed. São Paulo: Editora Pini, 2008.
- MEIRELES, Dinah David. **Contribuição aos estudos de uso de aditivos modificadores de viscosidade em concreto auto adensável.** Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Goiás. Goianis, 2010.

- MOURA, Washington Almeida. **Utilização de escória de cobre como adição e como agregado miúdo para concreto.** Tese de doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.
- NEVILLE, Adam Matthew. **Propriedades do concreto.** Tradução Eng. Salvador E. Giammusso. -- 2ª ed. rev. atual - São Paulo: Editora Pini, 1997.
- NÚÑEZ, Ester B. Bermejo. **Dosificación, propiedades y durabilidad nhormigón autocompactante para edificación.** Tese de doutorado. Universidad Politécnica de Madrid. Madrid, junio de 2009.
- NUNES, Sandra Conceição Barbosa. **Betão Auto-Compactável: Tecnologia e Propriedades.** Dissertação de mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto. 2001
- OLIVEIRA, Carlos Augusto de Souza. **Avaliação microestrutural e comportamento físico e mecânico de concretos de alto desempenho produzidos com metacaulin.** Tese de doutorado. Universidade Federal de Minas Gerais, dezembro, 2007.
- OKAMURA, Hajime; OUCHI Masahiro. **Self-compacting high performance concrete.** Progress in Structural Engineering and Materials. 1998. Vol (4): 378-383.
- OKAMURA, Hajime; OUCHI Masahiro. **Self-compacting concrete. Development, present use and future.** First international RILEM symposium on self-compacting concrete. Rilem Publications SARL; 1999. p. 3–14.
- PAULETTI, Cristiane. **Análise comparativa de procedimentos para ensaios acelerados de carbonatação.** Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2004.
- PAPADAKIS, V.G.; VAYENAS, C.G.; FARDIS, M.N. **Fundamental modeling and experimental investigation of concrete carbonation.** ACI Materials journal,

V.88, n.4, p. 363-373, Jul-Aug. 1991.

PEREIRA, Tobias Azevedo da Costa. **Concreto auto-adensável, de alta resistência, com baixo consumo de cimento Portland e com adições de fibras de lã de rocha ou poliamida.** Dissertação de mestrado, escola de Engenharia de São Carlos, universidade de São Paulo. São Carlos, 2010.

POLDER, R. B. **Test methods for on site measurement of resistivity of concrete** - a RILEM TC-154 technical recommendation. Construction and Building Materials. V.15, Nº 2-3, p. 125-131, 2001.

REALMIX CONCRETO. **Informativo técnico.** Ano 2, nº 2, junho, 2006. Disponível em: <<http://www.realmixconcreto>>. Acesso em 08/01/2014.

RECENA, Fernando A. Piazza. **Dosagem e controle da qualidade de concretos convencionais de cimento Portland.** 2º ed. Porto Alegre: EDI-PUCRS, 2011. 128p.

RILEM TC 116-PCD: **Permeability of Concrete as a Criterion of its Durability.** *Materials and Structures / Matériaux et Constructions, Vol. 32, April 1999, pp 174-179.*

ROSA, Dalton Wegner da. **Resistividade Elétrica de Concretos com diferentes Teores de escória de alto forno e ativador químico.** Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Santa Maria, 2011.

SANDEBERG, P. e BENINI, H. **O uso da calorimetria como técnica de controle tecnológico de materiais.** Revista Concreto & Construções, São Paulo, ano 36, nº 51, p 22-26, setembro 2008.

SANTOS, Lourdimine. **Avaliação da resistividade elétrica do concreto como parâmetro para a previsão da iniciação da corrosão induzida por cloretos em estruturas de concreto.** Dissertação de mestrado, Universidade de Brasília, 2006.

- SILVA, Djalma Ribeiro da. **Estudo de inibidores de Corrosão em concreto Armado, visando a melhoria na sua durabilidade.** Tese de doutorado, Universidade Federal do rio Grande do Norte, 2006.
- SILVA, Paula Cristina; FERREIRA, Rui Miguel; FIGUEIRAS, Helena. **Electrical Resistivity as a Means of Quality Control of Concrete - Influence of Test Procedure.** Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 2011.
- SILVA, Paulo Fernando Araujo. **Durabilidade das estruturas de concreto aparente em atmosfera urbana.** -- São Paulo: Pini, 1995.
- SILVEIRA, Adriana Augustin. **A utilização da casca de cana de açúcar com vistas à durabilidade de concretos: estudo por ataques por sulfatos.** Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1996.
- SIKA. **Tecnologia do concreto.** Disponível em: <<http://bra.sika.com>>. Acesso em 01/09/2012.
- SUN, J. K.; CHO, S. W.; YANG, C. C.; HUANG, R.. **Effect of Sand Ratio on the Elastic Modulus of Self-Compacting Concrete.** Journal of Marine Science and Technology, Vol. 10, No. 1, pp. 8-13 (2002).
- TAYLOR, H. F. W. **Cement Chemistry.** Academic Press. London: 1990, 475f.
- TASCA, Maisson. **Estudo da carbonatação natural de concretos com pozolanas: monitoramento em longo prazo e análise da microestrutura.** Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Santa Maria, RS. 2012.
- TORRES, Ary Frederico, ROSMAN, Carlos Eduardo. **Método de dosagem racional do concreto.** Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP). São Paulo, 1956. 69P.

- TOKUDOME, Shingiro. **Contribuição para o Desenvolvimento do Concreto Autoadensável**. Dissertação de mestrado, UNESP Campus de Bauru/SP, [s.n.], 2006.
- TUTIKIAN, Bernardo Fonseca. **Proposição de um método de dosagem experimental para concretos auto-adensáveis**. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2007.
- TUTIKIAN, Bernardo Fonseca e DAL MOLIM, Denise Carpena. **Concreto Autoadensável**. 1ed. São Paulo: Pini, 2008. 140p.
- UYSAL, Mucteba; KEMALETTIN, Yilmaz. **Effect of mineral admixtures on properties of self-compacting concrete** - Cement & Concrete Composites 33 (2011) 771–776.
- UYSAL, Mucteba; KEMALETTIN Yilmaz; METIN, Ipek. **Properties and behavior of self-compacting concrete produced with GBFS and FA additives subjected to high temperatures**. Construction and Building Materials 28 (2012) 321 – 326.
- WHITING, David A.; NAGI, Mohamad. **Electrical resistivity of Concrete**. A literature review, Portland Cement Association R&D Serial N° 2457, 2003.