

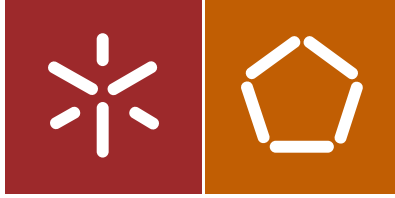


Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Carlos Fernando de Araújo Calado

Concreto auto-adensável: alternativa ao
concreto convencional em climas quentes.

Carlos Fernando de Araújo Calado
Concreto auto-adensável: alternativa ao
concreto convencional em climas quentes.



Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Carlos Fernando de Araújo Calado

Concreto auto-adensável: alternativa ao
concreto convencional em climas quentes.

Tese de Doutoramento
Programa Doutoral em Engenharia Civil

Trabalho efectuado sob a orientação do
Professor Doutor
Aires Fernando F. L. Camões de Azevedo
Professor Doutor Béda Barkokébas Junior

DECLARAÇÃO DE INTEGRIDADE

Declaro ter atuado com integridade na elaboração da presente tese. Confirmando que em todo o trabalho conducente à sua elaboração não recorri à prática de plágio ou a qualquer forma de falsificação de resultados.

Mais declaro que tomei conhecimento integral do Código de Conduta Ética da Universidade do Minho.

Universidade do Minho, ____ de _____ de _____

Nome completo: Carlos Fernando de Araújo Calado

Assinatura: _____

ÍNDICE GERAL

DEDICATÓRIA	v
AGRADECIMENTOS	vii
RESUMO	ix
ABSTRACT	xi
ÍNDICE DO TEXTO	xiii
ÍNDICE DE FIGURAS	xxiii
ÍNDICE DE TABELAS	xxxiii
LISTA DE ABREVIATURAS	xxxix
SIMBOLOGIA	xliii
CAP. 1 - INTRODUÇÃO	1
CAP. 2 – O CONCRETO AUTOADENSÁVEL	11
CAP. 3 – CONCRETO FRESCO – TRABALHABILIDADE	45
CAP. 4 – CONCRETO ENDURECIDO – RESISTÊNCIA E DURABILIDADE	99
CAP. 5 – COMPOSIÇÕES APLICADAS NA PESQUISA EM LABORATÓRIO	135
CAP. 6 – ENSAIOS APLICADOS ÀS PASTAS E AO CONCRETO FRESCO	157
CAP. 7 – ENSAIOS APLICADOS AO CONCRETO ENDURECIDO – RESISTÊNCIA, DURABILIDADE E MICROESTRUTURA	223
CAP. 8 – ESTUDO DE CASO – OBRA ARENA PERNAMBUCO	269
CAP. 9 – ESTUDO DE VIABILIDADE ECONÔMICA DO CAA	305
CAP. 10 – CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS	313
CAP. 11 - REFERÊNCIAS	319

DEDICATÓRIA

Dedico a tese à minha família, minha mulher Maria e minhas filhas Juliana e Fernanda.

Aos meus pais, Josinette e Hermann.

AGRADECIMENTOS

Ao professor doutor Aires Camões que, com competência e devoção ao trabalho, deu-me a chance de perceber os caminhos a trilhar para que a tese alcançasse seus objetivos. O professor Aires foi mais que orientador, foi o que se espera de um verdadeiro educador.

Aos professores Béda Barkokébas Junior e Said Jalali, responsáveis pelo incentivo definitivo para eu me lançasse a um dos mais instigantes desafios de minha vida.

À TECOMAT, nas pessoas do meu ex-professor e mestre de toda a vida Joaquim Correia, do professor Tibério Andrade e do engenheiro João Carvalho.

À UFRJ – Universidade Federal do Rio de Janeiro, nas pessoas dos professores Verônica Calado e Ricardo Tadeu.

À ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland, na pessoa do pesquisador Marcelo Pecchio.

À obra da Arena Pernambuco, nas pessoas dos engenheiros Bruno Dourado, Carolina Pedrosa e Dayana Santos.

Aos colegas professores, Paulo Helene da USP – Universidade de São Paulo; Eliana Monteiro e Bianca Vasconcelos da UPE – Fundação Universidade de Pernambuco; Bernardo Horowitz da UFPE – Universidade Federal de Pernambuco. Ao colega engenheiro Gonzaga Gadelha.

RESUMO

O concreto convencional vibrado (CC) vem sendo estudado e empregado regularmente desde o início do século XX em todas as regiões do planeta. Já o concreto auto-adensável (CAA) foi desenvolvido e aplicado mais efetivamente nas obras a partir do final do século XX, em países do hemisfério norte, com predominância de regiões de clima frio. No entanto, é possível que o percentual de uso do CAA em substituição ao CC ainda esteja aquém do seu potencial. A presente pesquisa objetivou estabelecer comparativo de desempenho entre os dois concretos nos aspectos de viabilidades técnica e econômica em uma região representativa de clima com temperatura mais elevada e meio ambiente mais desfavorável à durabilidade, a exemplo das regiões tropicais costeiras. Dessa forma, aplicou-se o seguinte plano de estudo: a) pesquisa baseada em referências bibliográficas sob os aspectos de viabilidade técnica e econômica do CAA e CC; b) desenvolvimento de estudos em laboratório de pesquisa que contemplaram os aspectos de trabalhabilidade dos concretos e suas pastas no estado fresco e de resistência e durabilidade dos concretos no estado endurecido, incluindo estudos da micro estrutura dos concretos por meio de ensaios de microscopia eletrônica de varredura (MEV) e micro tomografia (MT); c) realização de estudo de caso por meio da instalação da pesquisa no canteiro de obras da Arena Pernambuco, com a obra em pleno desenvolvimento, realizando-se ensaios de resistência e durabilidade dos concretos; d) estudos de viabilidade econômica entre o CAA e o CC considerando-se as composições aplicadas mais representativas; e) estabelecimento de comparativo de desempenho entre os concretos CAA e CC estudados.

Após a realização dos estudos, constatou-se que: a) por ensaios feitos em pastas e em concreto fresco, o aumento de temperatura, principalmente associado ao aumento do tempo de ensaio após o início da mistura, provocou decréscimo nos indicadores de trabalhabilidade, no conjunto dos ensaios realizados, podendo ser atribuídos em parte à perda de desempenho dos aditivos químicos; b) para os concretos endurecidos, foi possível constatar que o CAA, para ensaios de resistência mecânica à compressão, módulo de elasticidade, e durabilidade aplicados, mostrou-se com desempenho compatível ao CC, tendo inclusive apresentado indicadores de desempenho um pouco superior. Na análise na escala micro por meio dos ensaios de MEV e MT, não se identificou diferenças relevantes entre o CAA e o CC, salvo, nos dois tipos de ensaios, indicadores de maior porosidade do CC; c) os estudos específicos no canteiro da obra da Arena Pernambuco permitiram concluir que o tempo útil de trabalhabilidade do CAA fresco não comprometeu o cumprimento do planejamento executivo; d) os estudos de viabilidade econômica do CAA evidenciaram que, ao comparar os custos diretos dos materiais, o CAA custou 15,2% em média mais caro que o CC. No entanto, ao se incluir os três grandes itens: *fabricação, materiais e aplicação*, a diferença caiu para 3,7% em média.

Dessa forma, a pesquisa contribuiu para alargar o conhecimento e confirmar as vantagens da aplicação de CAA em lugar de CC, mesmo em regiões tropicais costeiras com clima quente, tanto do ponto de vista da viabilidade técnica, quanto da viabilidade econômica.

ABSTRACT

The conventional vibrated concrete (CC) has been studied and used regularly, since the beginning of the twentieth century in all regions of the planet. The self-compacting concrete (SCC) was developed and applied more effectively in the works from the late twentieth century, in the Northern hemisphere, especially in cold climates regions. However, it is possible that the substitution percentage of SCC by CC is still below its potential. This research aimed at establishing a comparative performance between both concrete types, considering technical and economic feasibilities of them in a representative climate region with higher temperatures and unfavorable conditions for durability, like the coastal tropics. Thus, we applied the following study plan: a) research based on references under the aspects of technical and economic viability of the SCC and CC; b) development of studies in laboratory, that contemplated aspects of workability of fresh concretes and their pastes and strength and durability of concrete in the hardened state, including studies of the concrete microstructure, by using scanning electron microscopy (SEM) and microtomography (MT); c) development of a case study at a construction site of a soccer field, called Arena Pernambuco, during its construction, carrying out strength tests and durability of the concretes; d) studies of economic feasibility between the SCC and the CC, considering the applied compositions; e) performance comparison between the SCC and CC concretes studied.

After all the experiments, it can be concluded that: a) for the pastes and fresh concrete, the increase of temperature, especially associated with the increase of experimental time after starting the mixture, caused a decrease in workability indicators, in all tests; this may be partially due to the performance loss of chemical additives; b) for mechanical resistance to compression, elastic modulus, and applied durability of the hardened concretes, the SCC presented a similar performance as CC, having also presented a performance indicators a little bit higher. For the microscale analysis, based on SEM and MT tests, there were no significant differences between SCC and CC, except for the two types of tests that indicated a higher porosity of CC; c) the experiments carried out at the Arena Pernambuco showed that the useful workability time of the fresh SCC did not affect the executive planning; d) the economic feasibility studies of the SCC showed that when comparing the direct costs of materials, the SCC concrete is 15.2%, on average, more expensive than the CC concrete. However, by including the three major items – *manufacturing, materials and application*, the difference decreased to 3.7%, on average.

Thus, this thesis contributed to extend the knowledge and confirm the benefits of SCC application instead of CC, even in coastal tropical regions with hot climate, both from the technical feasibility point of view, as the economic feasibility.

ÍNDICE DO TEXTO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	CONTEXTUALIZAÇÃO	1
1.2	JUSTIFICATIVA DA TESE	2
1.3	OBJETIVOS	3
1.3.1	Objetivo geral	3
1.3.2	Objetivos específicos	3
1.4	METODOLOGIA DA PESQUISA	4
1.5	DELIMITAÇÕES DA INVESTIGAÇÃO	6
1.6	ESTRUTURA DA TESE	7
2	O CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL	11
2.1	CONCEITUAÇÃO	11
2.2	CARACTERÍSTICAS PRINCIPAIS	13
2.3	PRINCIPAIS NORMAS EM VIGOR	16
2.3.1	Normas brasileiras	16
2.3.2	Normas portuguesas e europeias	18
2.3.3	Normas americanas	21
2.4	CONSTITUINTES E COMPOSIÇÕES	23
2.4.1	Métodos de composições usuais	23
2.4.2	Materiais constituintes de CAA	26
2.4.2.1	Cimento e suas adições	27
2.4.2.2	Agregados	32
2.4.2.3	Aditivos	33
2.4.2.4	Água	37
2.5	ESTUDOS DE VIABILIDADE ECONÔMICA	37
3	O CONCRETO FRESCO - TRABALHABILIDADE	45
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	45
3.2	ASPECTOS GERAIS	46
3.3	ASPECTOS REOLÓGICOS	51
3.4	ASPECTOS DE TRABALHABILIDADE	55

3.4.1	Tempo disponível entre o início da mistura e o final do adensamento nas formas	56
3.4.2	Temperatura	63
3.5	ENSAIOS APLICADOS	74
3.5.1	Ensaio aplicados às pastas	74
3.5.1.1	Considerações iniciais	74
3.5.1.2	Tempo de pega – Ensaio de Agulha de Vicat	75
3.5.1.3	Fluidez – Ensaio de Cone Marsh	77
3.5.1.4	Calorimetria	79
3.5.1.5	Reômetro	81
3.5.1.6	Resistividade elétrica	82
3.5.2	Ensaio aplicados ao concreto no estado fresco	91
3.5.2.1	Introdução	91
3.5.2.2	Ensaio de abatimento (<i>slump test</i>)	93
3.5.2.3	Espalhamento - SF (<i>Slump-flow</i>) e viscosidade plástica aparente t_{500} (sob fluxo livre)	94
3.5.2.4	Viscosidade plástica aparente pelo funil V	95
3.5.2.5	Habilidade passante pela caixa L	95
3.5.2.6	Habilidade passante pelo anel J	96
3.5.2.7	Resistência à segregação pela coluna de segregação	97
4	O CONCRETO ENDURECIDO – RESISTÊNCIA E DURABILIDADE	99
4.1	PROPRIEDADES E RESISTÊNCIA	99
4.1.1	Considerações iniciais	99
4.1.2	Comportamento estrutural	102
4.1.3	Efeitos da temperatura na resistência	104
4.2	DURABILIDADE	106
4.2.1	Considerações iniciais	106
4.2.2	Aspectos gerais da durabilidade do concreto e sua vida útil	107
4.2.3	Alguns estudos de durabilidade do CAA	111
4.2.4	Reação álcali agregado	120
4.2.5	Durabilidade a partir das recomendações das Normas	121
4.2.5.1	Norma brasileira para projeto de obras de concreto	121

4.2.5.2	Exigências das normas portuguesas e europeias para projeto de obras de concreto	124
4.2.5.3	Exigências da norma americana para concretos estruturais	127
4.2.6	Estudo comparativo das recomendações das principais normas com vistas à durabilidade	128
4.2.6.1	Introdução	128
4.2.6.2	Procedimento	129
4.2.6.3	Resultados	131
4.2.6.4	Comentários e conclusões	133
5	COMPOSIÇÕES APLICADAS NA PESQUISA EM LABORATÓRIO	135
5.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	135
5.2	DESCRIÇÃO DO MÉTODO DA COMPOSIÇÃO PARA A PESQUISA	135
5.3	SELEÇÃO DOS CONSTITUINTES DO CAA E DO CC	138
5.3.1	Escolha dos Cimentos	138
5.3.2	Escolha das Adições	139
5.3.3	Escolha dos Aditivos	140
5.3.4	Escolha dos Agregados	141
5.3.4.1	Ensaio de granulometria e caracterização dos agregados miúdo e graúdo	141
5.3.4.2	Determinação da reatividade álcali-agregado dos agregados miúdo e graúdo	145
5.3.5	Propriedades da água utilizada na pesquisa	146
5.3.6	Dosagem experimental para CAA e CC	146
5.4	COMPOSIÇÕES ADOTADAS PARA CAA E CC	148
5.4.1	Considerações iniciais	148
5.4.2	Composições das pastas para aplicação nos ensaios estabelecidos	149
5.4.2.1	Composição da Pasta 1	149
5.4.2.2	Composição da Pasta 2	149
5.4.2.3	Composição da Pasta 3	150
5.4.2.4	Composição da Pasta 4	150
5.4.2.5	Composições das Pastas 5, 6 e 7	151
5.4.3	Composições de CAA e CC para ensaios com concreto fresco e endurecido	152

5.5	RESULTADOS PRELIMINARES, ENSAIOS REALIZADOS NO CAA E NO CC	153
5.6	CONCLUSÕES DO CAPÍTULO	155
6	ENSAIOS APLICADOS ÀS PASTAS E AO CONCRETO FRESCO	157
6.1	INTRODUÇÃO E OBJETIVOS	157
6.2	ENSAIOS DA PESQUISA APLICADOS ÀS PASTAS	160
6.2.1	Considerações iniciais	160
6.2.2	Ensaio com Agulha de Vicat	162
6.2.2.1	Introdução	162
6.2.2.2	Procedimento	163
6.2.2.3	Resultados	164
6.2.2.4	Comentários e conclusões	165
6.2.3	Ensaio de resistividade elétrica	168
6.2.3.1	Introdução	168
6.2.3.2	Procedimento	169
6.2.3.3	Resultados para as Pastas 1 a 4	171
6.2.3.4	Resultados para a Pasta 7	177
6.2.3.5	Comentários e conclusões	187
6.2.4	Ensaio de calorimetria	189
6.2.4.1	Introdução	189
6.2.4.2	Procedimento	189
6.2.4.3	Resultados	191
6.2.4.4	Comentários e conclusões	193
6.2.5	Ensaio com Cone Marsh	195
6.2.5.1	Introdução	195
6.2.5.2	Procedimento para temperatura de 25°C	197
6.2.5.3	Procedimento para temperatura de 32°C	197
6.2.5.4	Procedimento para temperatura de 38°C	197
6.2.5.5	Procedimento para temperatura de 45°C	198
6.2.5.6	Resultados para as Pastas 2 e 3	198
6.2.5.7	Resultados para a Pasta 7	200
6.2.5.8	Comentários e conclusões	202

6.2.6	Comentários e conclusões do conjunto dos ensaios com as Pastas 1 a 7	205
6.3	ENSAIOS APLICADOS AO CONCRETO FRESCO	206
6.3.1	Ensaio com CAA – determinação do espalhamento (<i>slump flow</i>) e determinação do tempo de escoamento t_{500}	206
6.3.1.1	Introdução e procedimento	206
6.3.1.2	Resultados	207
6.3.1.3	Comentários e conclusões	208
6.3.2	Ensaio com CAA – determinação da habilidade passante – Método do anel J	209
6.3.2.1	Introdução e procedimento	209
6.3.2.2	Resultados	210
6.3.2.3	Comentários e conclusões	210
6.3.3	Ensaio com CAA – determinação da habilidade passante – Método da caixa L	210
6.3.3.1	Introdução e procedimento	210
6.3.3.2	Resultados	211
6.3.3.3	Comentários e conclusões	211
6.3.4	Ensaio com CAA – determinação da viscosidade – Método do funil V	211
6.3.4.1	Introdução e procedimento	211
6.3.4.2	Resultados	212
6.3.4.3	Comentários e conclusões	212
6.3.5	Ensaio com CAA – determinação da resistência à segregação – Método da coluna de segregação	212
6.3.5.1	Introdução e procedimento	212
6.3.5.2	Resultados	214
6.3.5.3	Comentários e conclusões	214
6.3.6	Ensaio com CC – determinação do abatimento do tronco de cone (<i>slump</i>)	214
6.3.6.1	Introdução e procedimento	214
6.3.6.2	Resultados	215
6.3.6.3	Comentários e conclusões	216
6.4	CONCLUSÕES DO CAPÍTULO	217
6.4.1	Introdução e procedimento	217

6.4.2	Sistematização dos resultados	217
6.4.3	Comentários e conclusões	218
7	ENSAIOS APLICADOS AO CONCRETO ENDURECIDO – RESISTÊNCIA, DURABILIDADE E MICROESTRUTURA	223
7.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	223
7.2	RESISTÊNCIA – ENSAIOS APLICADOS PARA CAA E CC	223
7.2.1	Introdução e procedimento	223
7.2.2	Resultados	224
7.2.3	Comentários e conclusões	227
7.3	DURABILIDADE – ENSAIOS APLICADOS PARA CAA E CC	228
7.3.1	Difusão de íons cloreto	228
7.3.1.1	Introdução e procedimento	228
7.3.1.2	Resultados	229
7.3.1.3	Comentários e conclusões	229
7.3.2	Absorção de água por capilaridade	230
7.3.2.1	Introdução e procedimento	230
7.3.2.2	Resultados	232
7.3.2.3	Comentários e conclusões	235
7.3.3	Resistividade elétrica	236
7.3.3.1	Introdução e procedimento	236
7.3.3.2	Resultados	237
7.3.3.3	Comentários e conclusões	238
7.3.4	Índice de vazios	238
7.3.4.1	Introdução e procedimento	238
7.3.4.2	Resultados	240
7.3.4.3	Comentários e conclusões	241
7.3.5	Carbonatação acelerada	241
7.3.5.1	Introdução e procedimento	241
7.3.5.2	Resultados	243
7.3.5.3	Comentários e conclusões	245
7.3.6	Avaliação conjunta dos ensaios de resistência e durabilidade realizados	245
7.3.6.1	Procedimento e resultados	245

	7.3.6.2	Comentários e conclusões	249
7.4		ESTUDO DE MICROESTRUTURA DE CONCRETO - ZONA DE INTERFACE AGREGADOS – PASTA	250
	7.4.1	Considerações iniciais	250
	7.4.2	Estudo através do método de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) para CAA e CC	250
	7.4.2.1	Descrição do método	250
	7.4.2.2	Descrição da realização dos ensaios	252
	7.4.2.3	Análise da microtextura dos concretos para CAA	253
	7.4.2.4	Análise da microtextura dos concretos para CC	255
	7.4.2.5	Comentários e conclusões	257
	7.4.3	Estudo através do método de Micro Tomografia (MT) para CAA e CC	258
	7.4.3.1	Considerações iniciais	258
	7.4.3.2	Descrição da realização dos ensaios de micro tomografia (MT)	260
	7.4.3.3	Procedimento aplicado aos ensaios de micro tomografia (MT)	261
	7.4.3.4	Cálculo da relação entre volume de poros e VOI para CAA	262
	7.4.3.5	Estabelecimento do perfil de densidade para CAA	263
	7.4.3.6	Cálculo da relação entre volume de poros e VOI para CC	263
	7.4.3.7	Estabelecimento do perfil de densidade para CC	264
	7.4.3.8	Comentários e conclusões	265
8		ESTUDO DE CASO - OBRA ARENA PERNAMBUCO	269
	8.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	269
	8.2	APRESENTAÇÃO DA OBRA	269
	8.2.1	Características da obra	270
	8.2.2	Indicação dos trabalhos realizados no período analisado: maio, junho e julho - 2012.	272
	8.3	O CAA E O CC APLICADOS NA OBRA	274
	8.3.1	Informações gerais	274
	8.3.2	Formas	278
	8.3.3	Compatibilidade de aditivos e trabalhabilidade	278
	8.3.4	Resistência à compressão, composições e aplicações.	279

8.3.5	Constituintes	281
8.3.6	Composições	282
8.4	APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS OBTIDOS	283
8.4.1	Introdução	283
8.4.2	Resultados coletados dos ensaios aplicados ao concreto fresco e de resistência à compressão para o concreto endurecido. 1ª etapa, pesquisa do banco de dados	284
8.4.3	Análise estatística dos resultados obtidos de resistência à compressão	286
8.4.4	Resultados obtidos dos ensaios de resistência e durabilidade realizados para o concreto endurecido. 2ª etapa, pesquisa na obra em escala real	289
8.4.4.1	Procedimento	289
8.4.4.2	Resistência à compressão e módulo de elasticidade	291
8.4.4.3	Durabilidade - Difusão de íons cloreto	293
8.4.4.4	Durabilidade - Absorção de água por capilaridade	294
8.4.4.5	Durabilidade - Índice de vazios	298
8.5	COMENTÁRIOS E CONCLUSÕES	300
9	ESTUDO DE VIABILIDADE ECONÔMICA DO CAA	305
9.1	ESTUDOS APLICADOS EM LABORATÓRIO	305
9.2	ESTUDOS APLICADOS NA OBRA DA ARENA PERNAMBUCO	308
9.2.1	Metodologia aplicada na obra	308
9.2.2	Apresentação dos resultados obtidos	309
9.3	COMENTÁRIOS E CONCLUSÕES	309
10	CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS	313
10.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	313
10.2	CONCLUSÕES	314
10.3	TRABALHOS FUTUROS	318
11	REFERÊNCIAS	319

ÍNDICE DE FIGURAS

Capítulo 2 – O CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL

2.1	<i>Fotos do CAA (esquerda) e CC (direita)</i>	16
2.2	<i>Diagrama de dosagem dos concreto de cimento Portland</i>	25
2.3	<i>Esquema para obtenção da composição média</i>	26
2.4	<i>Evolução média de resistência à compressão dos distintos tipos de cimento Portland</i>	29
2.5	<i>Esquema indicativo da repulsão eletrostática</i>	35
2.6	<i>Gráfico dos resultados obtidos na Tabela 2.13</i>	38
2.7	<i>Gráfico dos resultados obtidos na Tabela 2.17</i>	42

Capítulo 3 – CONCRETO FRESCO - TRABALHABILIDADE

3.1	<i>Desenho esquemático das fases de pega e endurecimento</i>	46
3.2	<i>Visualização simplificada da estrutura da pasta</i>	48
3.3	<i>Estudo básico</i>	48
3.4	<i>Visualização do processo de hidratação</i>	49
3.5	<i>Visualização esquemática das composições de CAA e CC</i>	49
3.6	<i>Resultados para 10°C</i>	50
3.7	<i>Resultados para 20°C</i>	50
3.8	<i>Resultados para 35°C</i>	50
3.9	<i>Desenho esquemático da formação da estrutura em uma pasta de cimento</i>	51
3.10	<i>Líquido Newtoniano, curva de fluxo</i>	52
3.11	<i>Comparativo curvas de fluxo CC e CAA</i>	52
3.12	<i>Desenho esquemático da velocidade de fluxo do concreto</i>	54
3.13	<i>Comportamento Newtoniano</i>	54
3.14	<i>Comportamento não Newtoniano</i>	54
3.15	<i>Viscosidade aparente</i>	55
3.16	<i>Modelos reológicos</i>	55
3.17	<i>Diretrizes para o uso de concretos com superplastificantes em várias temperaturas</i>	58
3.18	<i>Gráfico para análise pelo método de Aïtcin</i>	60
3.19	<i>CV com SP CP (0,5%)</i>	62
3.20	<i>CV com SP NS (2,0%)</i>	62
3.21	<i>CV com SP NS (2,0%)</i>	62

3.22	<i>FC com SP CP (0,5%)</i>	62
3.23	<i>Módulo de cisalhamento a 20°C</i>	65
3.24	<i>Tensão de escoamento a 20°C</i>	65
3.25	<i>Módulo de cisalhamento a 35°C</i>	66
3.26	<i>Tensão de escoamento a 35°C</i>	66
3.27	<i>Módulo de cisalhamento a 45°C</i>	66
3.28	<i>Tensão de escoamento a 45°C</i>	66
3.29	<i>Superplastificante PC a 0,3%</i>	67
3.30	<i>Superplastificante PC a 0,4%</i>	67
3.31	<i>Superplastificante ML a 2,0%</i>	68
3.32	<i>Superplastificante ML a 2,8%</i>	68
3.33	<i>Superplastificante NS a 1,4%</i>	68
3.34	<i>Superplastificante NS a 1,8%</i>	68
3.35	<i>Influência da temperatura do ar no tempo de pega do concreto</i>	69
3.36	<i>Estabelecimento da taxa de evaporação de água (kg/m²/h)</i>	70
3.37	<i>Trabalhabilidade com diferentes temperaturas</i>	71
3.38	<i>Resistência à compressão com diferentes temperaturas</i>	71
3.39	<i>Relação entre slump e quantidade de água da mistura</i>	75
3.40	<i>Efeito da temperatura do concreto no slump e quantidade de água necessária</i>	75
3.41	<i>Resultados dos ensaios com o cone Marsh</i>	78
3.42	<i>Curva log T x sp/c (%)</i>	79
3.43	<i>Calorímetro semi-adiabático AdiaCal</i>	79
3.44	<i>Modelo de curva calorimétrica</i>	80
3.45	<i>Pico de temperatura</i>	80
3.46	<i>Aumento de temperatura</i>	80
3.47	<i>Representação esquemática do cisalhamento aplicado à pasta de cimento</i>	81
3.48	<i>Fotos e desenho esquemático do reômetro cilindro coaxial e do equipamento misturador</i>	82
3.49	<i>Determinação entre a relação das respostas de resistividade e tempo de pega</i>	83
3.50	<i>Ponto mínimo Pm</i>	85
3.51	<i>Ponto de transição Pt</i>	85
3.52	<i>Variação dos tempos de pega entre os valores medidos e calculados</i>	87
3.53	<i>Relação entre grau de hidratação e resistência à compressão para 01 e 02 dias</i>	89
3.54	<i>Apresentação esquemática para seleção do adequado superplastificante</i>	90
3.55	<i>Superplastificante SP1</i>	91

3.56	<i>Superplastificante SP2</i>	91
3.57	<i>Fotografia e desenho esquemático da realização de ensaio de abatimento</i>	93
3.58	<i>Equipamentos</i>	94
3.59	<i>Realização do ensaio</i>	94
3.60	<i>Funil V</i>	95
3.61	<i>Caixa L</i>	96
3.62	<i>Anel J (sob fluxo livre)</i>	96
3.63	<i>Foto do ensaio com anel J</i>	97
3.64	<i>Coluna de segregação</i>	97

Capítulo 4 – CONCRETO ENDURECIDO – RESISTÊNCIA E DURABILIDADE

4.1	<i>Relação água/ligante (a/l)</i>	101
4.2	<i>Conteúdo de pó nas composições</i>	101
4.3	<i>Desenvolvimento da resistência de ligação pasta-agregado com diferentes temperaturas</i>	106
4.4	<i>Efeito da relação (a/c)</i>	110
4.5	<i>Esquema da hidratação do cimento</i>	110
4.6	<i>Resultados coeficiente carbonatação</i>	112
4.7	<i>Resultados difusão de cloretos</i>	112
4.8	<i>Fotos das amostras</i>	113
4.9	<i>Fotos das amostras CEMII/49 em ciclos de imersão e secagem a 60°C</i>	113
4.10	<i>Porosidade</i>	116
4.11	<i>Absorção de água</i>	116
4.12	<i>Resistividade elétrica</i>	117
4.13	<i>Migração de cloretos</i>	117
4.14	<i>Frente de carbonatação acelerada</i>	118
4.15	<i>Evolução da frente de carbonatação</i>	118
4.16	<i>Comparação da distribuição dos tamanhos dos poros</i>	119
4.17	<i>Expansão das amostras de concreto</i>	119
4.18	<i>Representação gráfica do comparativo da relação água/cimento</i>	131
4.19	<i>Representação gráfica do comparativo da relação (a/c) com valores médios</i>	132
4.20	<i>Representação gráfica do comparativo da resistência a compressão em MPa</i>	132
4.21	<i>Representação gráfica do comparativo da resistência com valores médios</i>	132
4.22	<i>Representação gráfica do comparativo do cobrimento das armaduras</i>	133
4.23	<i>Representação gráfica do comparativo do cobrimento das armaduras – valores médios</i>	133

Capítulo 5 – COMPOSIÇÕES APLICADAS NA PESQUISA EM LABORATÓRIO

5.1	<i>Fluxograma simplificado do método de dosagem do INT/Lobo Carneiro</i>	138
5.2	<i>Curva granulométrica do agregado miúdo, areia.</i>	142
5.3	<i>Curva granulométrica do agregado graúdo 12,5mm</i>	143
5.4	<i>Curva granulométrica do agregado graúdo 19,1mm</i>	144
5.5	<i>Gráfico da evolução da expansão com o tempo de cura em solução alcalina</i>	146
5.6	<i>Representação gráfica das composições da Tabela 5.18</i>	152
5.7	<i>Representação gráfica das composições da Tabela 5.19</i>	153

Capítulo 6 – ENSAIOS APLICADOS ÀS PASTAS E AO CONCRETO FRESCO

6.1	<i>Ensaio em execução</i>	164
6.2	<i>Equipamentos usados nos ensaios</i>	164
6.3	<i>Tempos de início de pega $T_i(V)$ das pastas 1 a 7, em horas</i>	164
6.4	<i>Tempos de fim de pega $T_f(V)$ das pasta 1 a 7, em horas</i>	165
6.5	<i>Termohidrometro para medir temperatura ambiente e umidade do ar</i>	169
6.6	<i>Termômetro para medir a temperatura da pasta</i>	169
6.7	<i>CAPS de PVC</i>	170
6.8	<i>CAPS montado com furo indicado</i>	170
6.9	<i>Aparato para realização dos ensaios</i>	170
6.10	<i>Diagrama elétrico esquemático</i>	170
6.11	<i>Representação gráfica dos resultados de resistividade indicados na tabela 6.6</i>	173
6.12	<i>Representação gráfica dos resultados para a pasta 1</i>	173
6.13	<i>Interseção entre as retas 1 e 2 obtidas por regressão linear para a pasta 1</i>	174
6.14	<i>Representação gráfica dos resultados para a pasta 2</i>	174
6.15	<i>Interseção entre as retas 1 e 2 obtidas por regressão linear para a pasta 2</i>	175
6.16	<i>Representação gráfica dos resultados para a pasta 3</i>	175
6.17	<i>Interseção entre as retas 1 e 2 obtidas por regressão linear para a pasta 3</i>	176
6.18	<i>Representação gráfica dos resultados para a pasta 4</i>	176
6.19	<i>Interseção entre as retas 1 e 2 obtidas por regressão linear para a pasta 4</i>	177
6.20	<i>Resistividade elétrica média das temperaturas: 25°C, 32°C, 38°C e 45°C</i>	178
6.21	<i>Evolução da resistividade elétrica para a pasta 8 na temperatura de 25°C</i>	179
6.22	<i>Interseção entre as retas 1 e 2 obtidas por regressão linear para a pasta 7 (25°C)</i>	179
6.23	<i>Evolução da resistividade elétrica para a pasta 7 na temperatura de 32°C</i>	180
6.24	<i>Interseção entre as retas 1 e 2 obtidas por regressão linear para a pasta 7 (32°C)</i>	180

6.25	<i>Evolução da resistividade elétrica para a pasta 7 na temperatura de 38°C</i>	181
6.26	<i>Interseção entre as retas 1 e 2 obtidas por regressão linear para a pasta 7 (38°C)</i>	181
6.27	<i>Evolução da resistividade elétrica para a pasta 7 na temperatura de 45°C</i>	182
6.28	<i>Interseção entre as retas 1 e 2 obtidas por regressão linear para a pasta 7 (45°C)</i>	182
6.29	<i>Resultados dos tempos de início (Ti) e fim (Tf) de pega através de Vicat</i>	184
6.30	<i>Tempo ensaio de resistividade t_r x tempo ensaio de Vicat Ti</i>	184
6.31	<i>Tempos Ti e Tf obtidos através de ensaios de resistividade elétrica</i>	185
6.32	<i>Representação gráfica dos tempos de pega Ti (R) e Tf (R) para a Pasta 1</i>	185
6.33	<i>Representação gráfica dos tempos de pega Ti (R) e Tf (R) para a Pasta 2</i>	186
6.34	<i>Representação gráfica dos tempos de pega Ti (R) e Tf (R) para a Pasta 3</i>	186
6.35	<i>Representação gráfica dos tempos de pega Ti (R) e Tf (R) para a Pasta 4</i>	187
6.36	<i>Representação gráfica dos tempos de pega Ti (R) e Tf (R) para a Pasta 7</i>	187
6.37	<i>Vista geral dos equipamentos</i>	190
6.38	<i>Detalhes da caixa térmica</i>	190
6.39	<i>Materiais preparados para ensaios</i>	190
6.40	<i>Colocação da pasta</i>	190
6.41	<i>Dispositivo pronto para ensaio</i>	190
6.42	<i>Pastas 2, 3 e 4 preparados</i>	190
6.43	<i>Representação gráfica dos dados da tabela 6.10</i>	192
6.44	<i>Gráfico da pasta 1 com indicação de Ti(V), Ti(R) e T(C)</i>	193
6.45	<i>Gráfico da pasta 2 com indicação de Ti(V), Ti(R) e T(C)</i>	194
6.46	<i>Gráfico da pasta 3 com indicação de Ti(V), Ti(R) e T(C)</i>	194
6.47	<i>Gráfico da pasta 4 com indicação de Ti(V), Ti(R) e T(C)</i>	195
6.48	<i>Cone Marsh</i>	196
6.49	<i>Termômetro</i>	196
6.50	<i>Peneiramento</i>	196
6.51	<i>Ensaio Cone Marsh</i>	196
6.52	<i>Representação gráfica da fluidez das pastas 2 e 3</i>	199
6.53	<i>Percentual de perda de desempenho</i>	199
6.54	<i>Gráfico da fluidez média versus tempo de duração do ensaio, pasta de CAA</i>	201
6.55	<i>Percentual de perda de desempenho</i>	202
6.56	<i>Gráfico da redução da fluidez com o aumento da temperatura para a pasta 7</i>	204
6.57	<i>Medição do espalhamento</i>	207
6.58	<i>CAA após realização do ensaio</i>	207
6.59	<i>Gráfico com os resultados do espalhamento médio nas diferentes temperaturas</i>	207

6.60	<i>Gráfico com os resultados do t_{500} nas diferentes temperaturas</i>	208
6.61	<i>Início do ensaio anel J</i>	210
6.62	<i>CAA após realização do ensaio</i>	210
6.63	<i>Colocação do CAA</i>	211
6.64	<i>Pronto para início do ensaio caixa L</i>	211
6.65	<i>Realização do ensaio funil V</i>	212
6.66	<i>Preenchimento coluna de segregação</i>	213
6.67	<i>Retirada das porções</i>	213
6.68	<i>Agregado graúdo após limpeza</i>	213
6.69	<i>Realização do ensaio de abatimento</i>	215
6.70	<i>Gráfico com os resultados do abatimento médio nas diferentes temperaturas</i>	216
6.71	<i>Gráfico integrado de Vicat e Resistividade para início de pega, e Cone Marsh</i>	218
6.72	<i>Gráfico integrado de Vicat e Resistividade para fim de pega, e Cone Marsh</i>	218

Capítulo 7 – ENSAIOS APLICADOS AO CONCRETO ENDURECIDO – RESISTÊNCIA, DURABILIDADE E MICROESTRUTURA

7.1	<i>Retificação das bases do CPs</i>	224
7.2	<i>Visualização gráfica das resistências experimentais e das obtidas através da Equação 1</i>	226
7.3	<i>Visualização gráfica dos valores de R_{ca}/t e R_{cc}/t</i>	226
7.4	<i>Representação gráfica da difusão de íons cloreto, conforme Tabela 7.6</i>	229
7.5	<i>CPs cilíndricos de 150 x 300mm para o ensaio de absorção de água por capilaridade</i>	230
7.6	<i>Vista do recipiente com os CPs</i>	231
7.7	<i>Vista superior dos corpos-de-prova</i>	231
7.8	<i>Posicionamento do CP para ensaio</i>	231
7.9	<i>Início da realização do ensaio</i>	231
7.10	<i>Medição da ascensão capilar</i>	231
7.11	<i>Vista do corpo de prova após ensaio</i>	231
7.12	<i>Representação gráfica dos resultados apresentados na Tabela 7.7</i>	233
7.13	<i>Representação gráfica dos resultados de C nos tempos de $(180min)^{1/2}$ e $(360min)^{1/2}$</i>	234
7.14	<i>Representação gráfica dos resultados apresentados na Tabela 7.9</i>	235
7.15	<i>Vista superior do equipamento</i>	236
7.16	<i>Vista lateral do equipamento</i>	236
7.17	<i>Posicionamento no corpo de prova</i>	236
7.18	<i>Medição da resistividade elétrica</i>	236
7.19	<i>Representação gráfica dos resultados de resistividade elétrica</i>	237

7.20	<i>Etapa de saturação dos CPs</i>	239
7.21	<i>Etapa de ebulição dos CPs</i>	239
7.22	<i>Representação gráfica dos índices de vazio apresentados na Tabela 7.13</i>	241
7.23	<i>CPs na câmara de carbonatação</i>	242
7.24	<i>Rompimento diametral dos CPs</i>	242
7.25	<i>CP após rompimento</i>	242
7.26	<i>CP após aplicação de fenolftaleína</i>	243
7.27	<i>Medição da frente de carbonatação</i>	243
7.28	<i>Representação gráfica resultados da carbonatação, apresentados na Tabela 7.14</i>	243
7.29	<i>Representação gráfica dos coeficientes de carbonatação, apresentados na Tabela 7.15</i>	244
7.30	<i>Relação resistividade e resistência para CAA e CC</i>	246
7.31	<i>Relação íons cloreto e resistência para CAA e CC</i>	246
7.32	<i>Relação absorção de água e resistência para CAA e CC</i>	247
7.33	<i>Relação ascensão capilar e resistência para CAA e CC</i>	247
7.34	<i>Relação índice de vazios e resistência para CAA e CC</i>	248
7.35	<i>Relação coeficiente de carbonatação e resistência para CAA e CC</i>	248
7.36	<i>Esquema representativo da incidência do feixe de elétrons</i>	251
7.37	<i>CAA – Análise de amostra através de microscópio de luz</i>	253
7.38	<i>CAA – Análise de amostra através de microscópio de luz</i>	253
7.39	<i>CAA – Análise de amostra ao microscópio de varredura</i>	254
7.40	<i>CAA – Análise de amostra ao microscópio de varredura</i>	254
7.41	<i>CC – Análise de amostra através de microscópio de luz</i>	255
7.42	<i>CC – Análise de amostra através de microscópio de luz</i>	255
7.43	<i>CC – Análise de amostra através de microscópio de luz</i>	256
7.44	<i>CC – Análise de amostra ao microscópio eletrônico de varredura</i>	256
7.45	<i>CC – Análise de amostra ao microscópio eletrônico de varredura</i>	257
7.46	<i>Atenuação de um feixe de fótons por uma amostra</i>	259
7.47	<i>Exemplo de imagem com artefato de endurecimento de feixe e artefato e anel</i>	260
7.48	<i>Foto do micro tomógrafo SKYSCAN 1173</i>	261
7.49	<i>Imagens da amostra de CAA retirada para aplicação no ensaio de micro tomografia</i>	262
7.50	<i>Imagem do VOI</i>	262
7.51	<i>Imagem dos poros</i>	262
7.52	<i>Relação poros/VOI</i>	262
7.53	<i>Gráfico da variação do perfil de densidade e imagem da amostra pelo tomógrafo</i>	263

7.54	<i>Imagens da amostra de CC retirada para aplicação no ensaio de micro tomografia</i>	263
7.55	<i>Imagem do VOI</i>	264
7.56	<i>Imagem dos poros</i>	264
7.57	<i>Relação poros/VOI</i>	264
7.58	<i>Gráfico da variação do perfil de densidade e imagem da amostra pelo tomógrafo</i>	264
7.59	<i>Representação gráfica resultados micro tomografia, Tabelas 7.17 e 7.18</i>	265
7.60	<i>Representação gráfica dos índices de vazios, apresentados na Tabela 7.13</i>	266
7.61	<i>Representação gráfica da resistividade elétrica conforme a Tabela 7.11</i>	266

Capítulo 8 – ESTUDO DE CASO – OBRA ARENA PERNAMBUCO

8.1	<i>Vista aérea Arena Pernambuco. Fernandes Arquitetos Associados. Julho 2011</i>	270
8.2	<i>Planta pavimento térreo. Arena PE – Julho 2012</i>	271
8.3	<i>Corte setor oeste 01. Arena PE – Julho 2012</i>	271
8.4	<i>Vista da fachada sul</i>	272
8.5	<i>Vista interna sul e sudeste</i>	272
8.6	<i>Vista aérea da Arena</i>	273
8.7	<i>Arquibancada inferior sudeste e sul</i>	273
8.8	<i>Vista aérea noroeste-sudeste</i>	273
8.9	<i>Arquibancada inferior leste</i>	273
8.10	<i>Rampa de acesso à arquibancada</i>	274
8.11	<i>Início da arquibancada superior</i>	274
8.12	<i>Armação de pilar. Arena – PE – Julho 2012</i>	275
8.13	<i>Superfície sem qualidade</i>	280
8.14	<i>Superfície com acabamento uniforme</i>	280
8.15	<i>Composições de CAA e CC para ensaios com concreto endurecido</i>	283
8.16	<i>Resistência à compressão (MPa) versus composição e dias</i>	288
8.17	<i>Resistência à compressão (MPa) versus composição e dias – Diagrama Box-Plot</i>	288
8.18	<i>Fabricação do concreto na central</i>	289
8.19	<i>Moldagem dos corpos de prova</i>	289
8.20	<i>Tanque para cura dos CPs</i>	289
8.21	<i>Tanque de água e hidróxido de sódio</i>	289
8.22	<i>Placa concretada</i>	290
8.23	<i>Extração TEs</i>	290
8.24	<i>Cura úmida</i>	290
8.25	<i>Resultados de fck em função da composição e do tipo de amostra</i>	292

8.26	<i>Resultado de Eci em função da composição e do tipo de amostra</i>	292
8.27	<i>Representação gráfica dos resultados de resistência</i>	293
8.28	<i>Representação gráfica difusão de íons cloreto, apresentado na Tabela 8.11</i>	294
8.29	<i>Representação gráfica dos resultados de íons cloreto, Tabela 8.11</i>	296
8.30	<i>Representação gráfica dos resultados de C nos tempos de (180min)^{1/2} e (360min)^{1/2}</i>	296
8.31	<i>Representação gráfica dos coeficientes de absorção em g/m²/(min^{0.5})</i>	298
8.32	<i>Representação gráfica índice de vazios, apresentado na Tabela 8.15</i>	299
8.33	<i>Representação gráfica dos resultados dos índices de vazios</i>	300
8.34	<i>Fotografia aérea da Arena Pernambuco em conclusão no ano de 2013</i>	303

Capítulo 9 – ESTUDO DE VIABILIDADE ECONÔMICA DO CAA

9.1	<i>Gráfico comparativo dos custos totais</i>	307
9.2	<i>Gráfico comparativo apenas dos custos dos materiais</i>	307
9.3	<i>Representação gráfica dos valores do custo do concreto (materiais)</i>	311

ÍNDICE DE TABELAS

Capítulo 2 – O CONCRETO AUTOADENSÁVEL

2.1	<i>Análise das normas brasileiras de CAA</i>	16
2.2	<i>Tabelas 1 a 6 da NBR 15823-1(2010)</i>	18
2.3	<i>Análise das normas portuguesas e europeias de CAA</i>	19
2.4	<i>Quadros de 1 a 6 da EP EN 206-9</i>	20
2.5	<i>Tabela 8.1 da ACI 237R-07</i>	22
2.6	<i>Tabela 8.2 da ACI 237R-07</i>	22
2.7	<i>Tabela 8.3 do ACI 237R-07</i>	23
2.8	<i>Composição dos cimentos portland comuns e compostos</i>	28
2.9	<i>Composição dos cimentos portland de alto-forno, pozolânico e de alta resistência inicial</i>	29
2.10	<i>Composição dos cimentos portland branco</i>	30
2.11	<i>As famílias de cimentos europeus e seus equivalentes brasileiros</i>	31
2.12	<i>Tabela 3.5 de Neville (1997)</i>	32
2.13	<i>Economia de energia com uso de CAA</i>	38
2.14	<i>Resultados dos estudos das composições aplicadas</i>	39
2.15	<i>Resultados dos custos dos concretos estudados</i>	40
2.16	<i>Comparativo de custos entre CAA e CC</i>	40
2.17	<i>Comparativo de custos (em Euros) entre composições CAA e CC</i>	41
2.18	<i>Comparativo de custos (em Euros) entre composições CAA e CC</i>	42

Capítulo 3 – CONCRETO FRESCO - TRABALHABILIDADE

3.1	<i>Ensaio de hidratação isotérmicos</i>	49
3.2	<i>Composições das pastas estudadas</i>	59
3.3	<i>Tempos de escoamento no funil de Marsh</i>	59
3.4	<i>Percentagens dos constituintes aplicados nas pastas estudadas</i>	61
3.5	<i>Percentagens dos constituintes aplicados nas pastas estudadas</i>	84
3.6	<i>Resultados dos pontos críticos de resistividade e de tempo de pega</i>	84
3.7	<i>Transcrição do Quadro 3</i>	93
3.8	<i>Classes de espalhamento</i>	95

Capítulo 4 – CONCRETO ENDURECIDO – RESISTÊNCIA E DURABILIDADE

4.1	<i>Composições aplicadas para CAA e CC</i>	111
4.2	<i>Resultados dos ensaios de absorção de água</i>	111
4.3	<i>Composições e resultados de ensaios de resistência</i>	113
4.4	<i>Resultados dos ensaios aplicados</i>	113
4.5	<i>Ligantes aplicados</i>	114
4.6	<i>Sumário dos resultados obtidos</i>	115
4.7	<i>Constituintes e suas proporções</i>	116
4.8	<i>Ensaio de caracterização e classificações</i>	116
4.9	<i>Composições e suas proporções aplicadas aos concretos (kg/m³)</i>	117
4.10	<i>Classes de agressividade ambiental (Tabela 6.1)</i>	122
4.11	<i>Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto (Tabela 7.1)</i>	123
4.12	<i>Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobertura nominal para Δ = 10 mm (Tabela 7.2)</i>	124
4.13	<i>Classes de exposição (Quadro I)</i>	125
4.14	<i>Limites para as características do concreto</i>	126
4.15	<i>Classes de teor de cloretos do betão</i>	126
4.16	<i>Classes e categorias de exposição (Tabela 4.2.1)</i>	127
4.17	<i>Exigências para o concreto por classes de exposição (Tabela 4.3.1)</i>	128
4.18	<i>Quadro comparativo entre a NBR 6118, EN 206-1 e ACI 318-11</i>	131

Capítulo 5 – COMPOSIÇÕES APLICADAS NA PESQUISA EM LABORATÓRIO

5.1	<i>Ensaio químicos e físicos do cimento CP V-ARI</i>	139
5.2	<i>Ensaio físico-químicos da adição Metacaulim</i>	140
5.3	<i>Características e resultados de ensaios aplicados aos aditivos</i>	141
5.4	<i>Ensaio de granulometria do agregado miúdo, areia</i>	142
5.5	<i>Ensaio de caracterização do agregado miúdo, areia</i>	142
5.6	<i>Ensaio de granulometria do agregado graúdo 12.5 mm</i>	143
5.7	<i>Ensaio de caracterização do agregado graúdo 12.5 mm</i>	143
5.8	<i>Ensaio de granulometria do agregado graúdo 19.1 mm</i>	144
5.9	<i>Ensaio de caracterização do agregado graúdo 19.1 mm</i>	144
5.10	<i>Composição dos materiais</i>	145
5.11	<i>Varição dimensional das barras de argamassa em solução alcalina</i>	145
5.12	<i>Composição experimental para CAA</i>	147
5.13	<i>Composição experimental para CC</i>	148

5.14	<i>Composição da Pasta 1 para realização dos ensaios</i>	149
5.15	<i>Composição da Pasta 2 (para CAA) para realização dos ensaios</i>	150
5.16	<i>Composição da Pasta 3 para realização dos ensaios</i>	150
5.17	<i>Composição da Pasta 4 (para CC) para realização dos ensaios</i>	151
5.18	<i>Composição das Pastas 5, 6 e 7 para realização dos ensaios</i>	151
5.19	<i>Composições de CAA e CC para realização dos ensaios</i>	153
5.20	<i>Resultado da classe de espalhamento (slump-flow)</i>	154
5.21	<i>Resultado da classe de viscosidade plástica aparente t_{500} (sob fluxo livre)</i>	154
5.22	<i>Resultado da classe de habilidade passante pelo anel J (sob fluxo livre)</i>	154
5.23	<i>Resultado da classe de habilidade passante na caixa L (sob fluxo confinado)</i>	154
5.24	<i>Resultado da classe de viscosidade plástica aparente pelo funil V (sob fluxo confinado)</i>	154
5.25	<i>Proporções típicas dos constituintes (Tabela 8.2)</i>	155

Capítulo 6 – ENSAIOS APLICADOS ÀS PASTAS E AO CONCRETO FRESCO

6.1	<i>Quadro resumo dos ensaios com composições e temperaturas aplicadas</i>	159
6.2	<i>Composições das pastas 1 a 7</i>	160
6.3	<i>Composições dos concretos CAA e CC</i>	160
6.4	<i>Resultados dos tempos de início de pega das pastas 1 a 7</i>	164
6.5	<i>Resultados dos tempos de fim de pega das pastas 1 a 7</i>	165
6.6	<i>Resultados das medições para os ensaios de Resistividade Elétrica</i>	172
6.7	<i>Evolução da resistividade elétrica da Pasta 7</i>	178
6.8	<i>Resumo dos resultados de t_i, T_i e T_f, para as pastas 1 a 4 e 7 na temperatura 32°C</i>	183
6.9	<i>Resultados de t_i, T_i e T_f, para a pasta 7 nas temperaturas 25, 32, 38 e 45°C</i>	183
6.10	<i>Resultados das medições para os ensaios de Calorimetria</i>	191
6.11	<i>Resultados da medição de fluidez com Cone Marsh para as pastas 2 e 3</i>	198
6.12	<i>Parâmetros e Erros-Padrão para o Modelo Exponencial da Fluidez Média</i>	199
6.13	<i>Resultados da fluidez da pasta 7 para as temperaturas de 25°C, 32°C, 38°C e 45°C</i>	200
6.14	<i>Parâmetros e Erros-Padrão para o Modelo Exponencial da Fluidez Média</i>	201
6.15	<i>Percentual de perda de fluidez entre as temperaturas ensaiadas</i>	203
6.16	<i>Resultados dos ensaios de espalhamento (SF) e tempo de escoamento (t_{500})</i>	207
6.17	<i>Resultados dos ensaios de habilidade passante – método do anel J</i>	210
6.18	<i>Resultado do ensaio de habilidade passante – método da caixa L</i>	211
6.19	<i>Resultado do ensaio de viscosidade – método do funil V</i>	212
6.20	<i>Resultado do ensaio de resistência à segregação – Método da coluna de segregação</i>	214
6.21	<i>Resultado dos ensaios de abatimento (slump test) para CC</i>	215

Capítulo 7 – ENSAIOS APLICADOS AO CONCRETO ENDURECIDO – RESISTÊNCIA, DURABILIDADE E MICROESTRUTURA

7.1	<i>Resultados dos ensaios de resistência à compressão</i>	224
7.2	<i>Valores Médios da Resistência em Função da Idade, para CAA e CC</i>	225
7.3	<i>Resistências previstas com aplicação da Equação 7.1</i>	225
7.4	<i>Resistência e relação resistência/idade para CAA e CC</i>	226
7.5	<i>Critério de classificação para difusibilidade de cloreto. ASTM C1202 (1997)</i>	228
7.6	<i>Resultados dos ensaios de difusão de íons cloreto</i>	229
7.7	<i>Resultados dos ensaios de absorção de água por capilaridade</i>	232
7.8	<i>Resultados do cálculo do coeficiente de absorção de água por capilaridade</i>	234
7.9	<i>Resultados das medições dos valores de ascensão capilar (AC)</i>	234
7.10	<i>Probabilidade de corrosão em função da resistividade elétrica do concreto segundo o CEB Bulletin D'Information N° 192</i>	237
7.11	<i>Resultados dos ensaios de resistividade elétrica</i>	237
7.12	<i>Resultados das medições de massa das amostras no ensaio de índice de vazios</i>	240
7.13	<i>Resultados dos cálculos do índice de vazios</i>	240
7.14	<i>Resultados das medições dos valores de C (cm)</i>	243
7.15	<i>Resultados do cálculo do coeficiente de carbonatação C_{ca} conforme Equação 7.4</i>	244
7.16	<i>Especificações técnicas do micro tomógrafo SKYSCAN 1173 (2014)</i>	260
7.17	<i>CAA - Cálculo da relação volume de poros/VOI</i>	262
7.18	<i>CC - Cálculo da relação volume de poros/VOI</i>	263

Capítulo 8 – ESTUDO DE CASO – OBRA ARENA PERNAMBUCO

8.1	<i>Composição dos cimentos</i>	275
8.2	<i>Estudos para melhor compatibilização de cimentos e aditivos químicos</i>	276
8.3	<i>Principais composições aplicadas entre os meses de maio a julho de 2012</i>	282
8.4	<i>Volumes de CAA e CC aplicados entre os meses de maio a julho de 2012</i>	284
8.5	<i>Temperaturas médias mensais ao longo do ano de 2012</i>	284
8.6	<i>Numeração das composições e quantidades de resultados computados</i>	285
8.7	<i>Resultados para as cinco composições mais aplicadas na obra</i>	285
8.8	<i>Quadro resumo dos resultados analíticos obtidos</i>	286
8.9	<i>Comparação entre os resultados para as diferentes composições</i>	287
8.10	<i>Resultados de resistência à compressão e módulo de elasticidade</i>	291
8.11	<i>Resultados dos ensaios de difusão de íons cloreto</i>	293
8.12	<i>Resultados dos ensaios de absorção de água por capilaridade</i>	295

8.13	<i>Resultados do cálculo do coeficiente de absorção de água por capilaridade</i>	296
8.14	<i>Resultados das medições de massa das amostras</i>	298
8.15	<i>Resultados dos cálculos do índice de vazios</i>	299

Capítulo 9 – ESTUDO DE VIABILIDADE ECONÔMICA DO CAA

9.1	<i>Composição de custo dos equipamentos e mão de obra para CAA e CC</i>	305
9.2	<i>Composição de custo dos materiais para CAA</i>	305
9.3	<i>Composição de custo do lançamento e adensamento do CAA</i>	306
9.4	<i>Composição de custo dos materiais para CC</i>	306
9.5	<i>Composição de custo do lançamento e adensamento do CC</i>	306
9.6	<i>Resumo da composição de custo do CAA e CC</i>	307
9.7	<i>Custo comparativo das composições para CAA e CC</i>	309
9.8	<i>Comparativo de custos dos concretos</i>	310

LISTA DE ABREVIATURAS

CAA – concreto autoadensável

CC – concreto convencional vibrado

SCC – *self-compacting concrete*

CC – *conventional concrete*

ACI – American Concrete Institute

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR – Norma Brasileira

NP EN – Norma Portuguesa que adota uma Norma Europeia

EN – Norma Europeia

SF – espalhamento (*slump flow*)

VS – viscosidade plástica aparente pelo t_{500}

PJ – habilidade passante pelo anel J

PL – habilidade passante na caixa L

VF - viscosidade plástica aparente pelo funil V

SR – resistência à segregação (*segregation resistance*)

VSI – índice de estabilidade visual

GVMAC – *Guidelines for Viscosity Modifying Admixtures for Concrete*

EFNARC – *European Federation of National Associations Representing producers and applicators of specialist building products for Concrete*

AMV – agentes modificadores de viscosidade

EPUSP – Escola Politécnica da USP

IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas

ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland

INT – Instituto Nacional de Tecnologia

IBRACON – Instituto Brasileiro do Concreto

USP – Universidade de São Paulo

ABESC – Associação Brasileira das Empresas de Serviços de Concretagem do Brasil

CP – cimento Portland

CPB – cimento Portland branco

ARI – cimento de alta resistência inicial

CEM – cimento

ASTM – *American Society for Testing and Materials*

Concreto auto-adensável: alternativa ao concreto convencional em climas quentes

SP – superplastificante

P – plastificante

PNS – superplastificantes polinaftalenos

PC – superplastificantes poliacrilatos

MPa – MegaPascal

HSR – cimento de elevada resistência a sulfatos

CAD – concreto de alto desempenho

CV – cinzas volantes

FC – filer calcário

PCP – policarboxilato

PMS – polímero tipo polimelamina

SF – sílica ativa

CCAA – *Cement Concrete & Aggregates Australia*

RILEM – *Reunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux, Systemes de Construction et Ouvrages*

CEB – *Comité Européenne du Béton*

FIP – Fédération Internationale de la Précontraint

RAA – reação álcali-agregado

RMR - Região Metropolitana do Recife

MEV – microscopia eletrônica de varredura

MT – micro tomografia

AV – agulha de Vicat

TI - tempo inicial de pega no ensaio de agulha de Vicat

TF - tempo final de pega no ensaio de agulha de Vicat

CM – cone Marsh

RE – resistividade elétrica

CA - calorimetria

C+A – pasta de cimento mais água

C+SP+A – pasta de cimento mais superplastificante mais água

C+P+A – pasta de cimento mais plastificante mais água

C+SP+P+A – pasta de cimento mais superplastificante mais plastificante mais água

ETFE – Etileno Tetrafluoretileno

ELU – estado-limite último

ELS – estado-limite de serviço

BRE – *Building Research Establishment*

AC – ascensão capilar

EP – erros-padrão

EDS – detectores por dispersão de energia

WDS – detectores por dispersão em comprimento de onda

ROI – região de interesse para aplicação de micro tomografia

VOI – volume quantificado de interesse para aplicação de micro tomografia

VP – volume de poros

RP – relação entre VP e VOI

LSD – *Least Significant Difference*, teste de Fisher

CP – corpo de prova

TE - testemunho

SIMBOLOGIA

t_i – tempo inicial de pega

t_f – tempo final de pega

t_{500} – tempo do início do escoamento do CAA até a marca de diâmetro 500mm, em segundos

t_v – tempo de escoamento no Funil V

a/c – relação água/cimento

a/l – relação água/ligante

a/f – relação água/fino

sp/c – relação superplastificante/cimento

c/f – relação cimento/fino

m_a – massa de água

m_c – massa de cimento

°C – graus Celsius

F seg – tempo gasto, em segundos, para a pasta fluir no cone Marsh

D – duração do ensaio, em minutos, no cone Marsh

F_m – fluidez média medida através do cone Marsh

EP – erros-padrão

F₂₅ – fluidez em segundos na temperatura de 25°C

F₃₂ – fluidez em segundos na temperatura de 32°C

F₃₈ – fluidez em segundos na temperatura de 38°C

F₄₅ – fluidez em segundos na temperatura de 45°C

CAPS – cápsula de PVC para ensaios de resistividade elétrica em pastas de cimento

PVC – policloreto de polivinila (*polyvinyl chloride*)

kΩ - quilo-ohm

V – volt

mA - miliampere

R_v - resistência elétrico-volumétrica do corpo-de-prova

U - tensão aplicada ao corpo-de-prova

I - corrente elétrica que atravessa o corpo-de-prova

kΩ-cm - quilo-ohms – centímetros

ρ_v - resistividade elétrico-volumétrica do corpo-de-prova na idade de ensaio

A – área do eletrodo em cm²

t_i – tempo na interseção das retas 1 e 2 no ensaio de resistividade elétrica em pastas de cimento

Concreto auto-adensável: alternativa ao concreto convencional em climas quentes

P_t – ponto do diagrama de resistividade elétrica correspondente ao tempo t_i

d_f - diâmetro final da massa de concreto, em milímetros, no ensaio com o anel J

H1 e H2 - alturas da superfície do CAA nas extremidades da câmara horizontal da caixa L

HP - razão entre H2 e H1 (H2/H1) no ensaio da caixa L

m_B - massa do agregado graúdo na porção de concreto da base da coluna de segregação

m_T - massa do agregado graúdo na porção de concreto do topo da coluna de segregação

f_c – resistência à compressão do concreto

f_{cd} – resistência de cálculo à compressão do concreto

f_{cj} – resistência à compressão do concreto aos j dias

f_{ckj} – resistência característica à compressão do concreto aos j dias

f_{ck} – resistência característica à compressão do concreto

f_{cm} – resistência média à compressão do concreto

f_{ct} – resistência do concreto à tração direta

$f_{ct,sp}$ – resistência do concreto à tração indireta

E_{ci} – módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangencial inicial do concreto

E_{cs} – módulo de deformação secante do concreto

$E_{ci}(t_0)$ – módulo de elasticidade ou módulo de deformação inicial do concreto no instante t_0

E_{ci28} – módulo de elasticidade ou módulo de deformação inicial do concreto aos 28 dias

t – idade efetiva do concreto, expressa em dias

R_{CAA} – resistência à compressão do CAA

R_{CC} – resistência à compressão do CC

t/R_{CAA} – relação entre idade e resistência à compressão do CAA

t/R_{CC} – relação entre idade e resistência à compressão do CC

C – absorção de água por capilaridade em g/cm^2

A – absorção de água por imersão

I_v – índice de vazios

ρ_s – massa específica da amostra seca

ρ_{sat} – massa específica da amostra saturada

ρ_r – massa específica real

m_i - massa inicial medida após secagem em estufa

m_s - massa saturada após saturação

m_r - massa medida após etapa de ebulição

C – frente de carbonatação em centímetros (cm)

I_0 – intensidade de feixe de raios x através de um objeto

I – intensidade da radiação após a passagem de feixe de raios x através de um objeto

μ - coeficiente de atenuação do material constitutivo de um objeto

V_v - volume de vazios de uma amostra

V_t - volume total de uma amostra

\emptyset - porosidade, relação entre V_v e V_t medida em porcentagem

1 - INTRODUÇÃO

1.1 – CONTEXTUALIZAÇÃO

O concreto convencional vibrado, CC, após ser lançado nas formas, necessita de vibração para ser adensado. Ele vem sendo estudado e empregado regularmente desde o início do século XX em todas as regiões do mundo, nas mais diversas condições climáticas, com grande diversidade de materiais constituintes de suas composições. O mesmo não pode ser constatado para o concreto auto-adensável, CAA, que não necessita de vibração para adensar nas formas após o lançamento, cujo desenvolvimento e emprego nas obras deram-se mais efetivamente no final do século XX, em países do hemisfério norte, com predominância de regiões de clima frio.

Para assegurar maior sustentabilidade ao uso do CAA frente ao CC na construção civil, são necessários estudos que aprofundem o conhecimento do CAA e possam ofertar respostas às questões que nos dias de hoje ainda representam lacunas de conhecimento. Entende-se que regiões de clima quente representam um desafio ao aprofundamento do conhecimento do CAA, uma vez ser esperado mudanças do comportamento do concreto em relação às regiões de clima frio. Entende-se também que o estudo do comportamento dos concretos deve abranger as suas duas fases distintas e bem marcadas, a fase fresca e a fase endurecida.

A fase fresca do concreto inicia-se a partir da mistura dos constituintes da composição e deve permanecer ao longo das etapas executivas de mistura, transporte, lançamento, adensamento, até iniciar seu processo de endurecimento. Para atendimento a essas etapas executivas o concreto necessita apresentar características de trabalhabilidade, distintas para CC e CAA.

Na fase seguinte, o concreto endurecido deverá apresentar resistência mecânica e durabilidade. Esses aspectos vêm sendo estudados e normatizados para o CC, no entanto, para o CAA, percebe-se lacunas de conhecimento que motivam pesquisadores a desenvolverem projetos investigativos que permitam ofertar respostas a muitas dessas questões.

O Brasil vem disputando a posição de 7ª maior economia do mundo e recentemente apresentou indicadores favoráveis que apontavam processo de expansão. Conseqüentemente, verificou-se existir um vasto conjunto de investimentos planejados para o Brasil, com perspectivas de incremento nos planos de expansão que exigiriam projeto e execução de novas obras e recuperação de tantas outras onde, muito possivelmente, o consumo de concreto poderia ser fortemente incrementado.

Daí poder-se contextualizar que o emprego do CAA como alternativa viável ao CC pode ser explorado de melhor forma, desde que cumpra requisitos técnicos e econômicos necessários ao seu maior uso.

Dessa forma, evidencia-se no Brasil a cidade do Recife como região apropriada para desenvolvimento de estudos que permitam obtenção de respostas às lacunas de conhecimento do CAA atualmente identificadas. Na região do Recife há forte incremento da construção civil, a temperatura média situa-se nos 30°C, a atmosfera é marinha por tratar-se de cidade litorânea, e onde a maioria dos constituintes do concreto é obtida na própria região.

1.2 – JUSTIFICATIVA DA TESE

Atualmente verifica-se a necessidade de aprofundar o conhecimento do comportamento do CAA para suas reais condições de aplicação e uso. Ao buscar-se incrementar a aplicação de CAA em lugar de CC na região do nordeste do Brasil, onde as temperaturas médias são mais quentes que nas regiões frias onde o CAA já vem sendo mais usualmente empregado, além do maior adensamento populacional nas regiões litorâneas, portanto ambientalmente mais agressivas, confirma-se a importância do melhor conhecimento do CAA a fim de que o objetivo de seu maior emprego seja atendido.

O Recife, cidade litorânea, capital do estado de Pernambuco e situada no Nordeste oriental, combina condições especialmente nocivas para estruturas de concreto armado, tais como, temperatura média anual mais elevada, que ronda os 30°C, além da proximidade do mar. Percebe-se ambiente propício para aumento da taxa de difusão dos cloretos no concreto em comparação com países onde a temperatura média anual seja inferior. Segundo Ribeiro & Helene (2013), a quantidade das obras de concreto convencional que não atingem a idade prevista no projeto tende a ser mais elevada, caso medidas mitigadoras não sejam adotadas nas etapas de projeto, execução e manutenção.

Espera-se com o emprego do CAA, tornar possível a redução desse fenômeno, especialmente porque este estudo centra-se na demonstração da viabilidade técnica através da trabalhabilidade, resistência e durabilidade do CAA, estudando a nível micro e macro, bem como, as condições reais de sua aplicação nas obras, e ainda estudo de viabilidade econômica.

Assim, a presente tese se justifica por buscar investigar, através de estudos em laboratório e estudos em um canteiro de obras, em escala real, em temperaturas típicas de regiões de clima mais quente e condições climáticas menos favoráveis à boa conservação do concreto e suas armaduras, as diferenças entre o CC e o CAA. Essas diferenças devem levar em consideração: os materiais usualmente empregados na região; a fase do concreto fresco, nos aspectos de trabalhabilidade; a fase do concreto endurecido, nos aspectos de resistência e durabilidade; e avaliação de viabilidade econômica entre os dois concretos, CC e

CAA. Ressalte-se que, para a logística executiva de uma obra, a variável tempo disponível de trabalhabilidade do CAA para execução das operações de mistura, transporte, lançamento, adensamento e acabamento, assume grau de importância bastante elevado para a decisão de uso do CAA em lugar do CC.

1.3 – OBJETIVOS

1.3.1 – Objetivo geral

Estudar composições de CAA e CC usualmente empregadas na região metropolitana do Recife, com a finalidade de comparar o desempenho técnico e econômico entre os dois tipos de concreto, através de estudos e ensaios aplicados em laboratório e em uma obra de grande porte.

Resumidamente, o estudo visa verificar a viabilidade técnica e econômica da aplicação do CAA em larga escala, em substituição ao CC.

1.3.2 – Objetivos específicos

- Estudar a viabilidade técnica do CC e do CAA a partir de estudos das propriedades de trabalhabilidade do concreto fresco e de resistência mecânica e durabilidade do concreto endurecido, em condições de temperaturas mais elevadas que representem regiões de clima quente, bem como condições ambientais mais adversas ao concreto e suas armaduras;
- Estudar a viabilidade econômica do CAA para aplicação em lugar do CC, levando-se em consideração os custos dos materiais e mão de obra, operações executivas de fabricação e aplicação. Ressalte-se que o estudo de viabilidade econômica deve contemplar também ganhos adicionais a exemplo de possíveis reduções de prazos executivos, dentre outros;
- Estabelecer comparativos entre o CC e o CAA, de modo a aumentar o conhecimento das diferenças entre os dois concretos, assim como verificar as possíveis situações onde cada um pode ser melhor aplicado, alcançando-se os melhores resultados;
- Desenvolver os estudos de pesquisa em escala de laboratório e em escala real, em obra de grande porte com emprego simultâneo de CC e CAA. Objetiva-se validar resultados obtidos em laboratório com resultados obtidos em canteiro de obra;
- Estudar a macro e a micro estrutura do CC e do CAA. A maior quantidade de finos e ausência de vibração do CAA podem acarretar alterações relevantes na micro estrutura do CAA comparativamente com a do CC.

1.4 – METODOLOGIA DA PESQUISA

A indagação primária, norte para a pesquisa foi: é possível dispor do concreto auto-adensável (CAA) como alternativa real ao concreto convencional vibrado (CC), tanto nos aspectos de viabilidade técnica quanto nos aspectos de viabilidade econômica, mesmo em regiões de meio ambiente mais agressivo, a exemplo de regiões tropicais costeiras, e de clima quente? Complementarmente, é importante ter atenção para o fato dessa indagação já ter sido respondida favoravelmente para determinadas regiões e aplicações específicas, conforme verificado na revisão bibliográfica apresentada nos Capítulos 2 a 4. No entanto, a pesquisa procurou direcionar a resposta a essa indagação para regiões de clima mais quente; com aplicação de materiais locais nas composições dos concretos; em aplicações de ordem geral, sem necessariamente levar em consideração aplicações específicas, em princípio vantajosas para o CAA.

O primeiro eixo da metodologia para a pesquisa foi buscar nas referências bibliográficas o conhecimento que foi sendo construído até os dias atuais sobre o CAA e suas aplicações; suas vantagens e limitações; suas características e propriedades; as principais Normas aplicáveis. No entanto, com o cuidado de encontrar referências voltadas para as respostas aos objetivos da pesquisa. Entendeu-se que os estudos desenvolvidos na pesquisa procurariam ser referenciados aos estudos e resultados já apresentados por outras pesquisas, preferencialmente em períodos mais recentes.

O segundo eixo representou os estudos e ensaios, que se deram em laboratório de pesquisa para cumprimento de extensa programação de ensaios em pastas e composições de concreto, CAA e CC. Esses estudos e ensaios foram aplicados no concreto fresco e no concreto endurecido. Com os estudos e ensaios no concreto fresco e suas pastas, buscou-se aferir a trabalhabilidade do CAA para determinação do tempo disponível para as operações de concretagem, de fundamental importância para o planejamento executivo dessas operações, ressaltando-se a questão da temperatura ambiente local mais elevada em relação às regiões de clima frio. Com os estudos e ensaios no concreto endurecido, buscou-se aferir o comportamento de resistência e durabilidade do CAA comparativamente ao CC, levando-se em consideração a existência de maior conhecimento acumulado para o CC no geral e nas regiões com características ambientais de maiores agressividade e temperatura, para referenciais. Também, o estudo da micro estrutura dos concretos através de ensaios de microscopia eletrônica de varredura e micro tomografia. Ressalte-se que as normas brasileiras, europeias e americanas, ao especificarem as exigências a serem respeitadas nas especificações dos projetos de obras em concreto com vistas à durabilidade delas, contemplaram em geral conhecimentos técnicos acumulados para o CC, tanto nos aspectos de macro quanto nos aspectos de micro estrutura do concreto.

O terceiro eixo representou estudos e ensaios de pesquisa, que se dessem num canteiro de obra com grande volume de CAA e CC aplicado, estivesse situado num sítio com as características ambientais de maiores agressividade e temperatura, com composições relativamente similares às utilizadas no laboratório de pesquisa. Esse canteiro de obra foi a Arena Pernambuco. Esses estudos e ensaios foram aplicados no concreto fresco e no concreto endurecido. Como nos estudos e ensaios no concreto fresco e suas pastas em laboratório de pesquisa, buscou-se aferir a trabalhabilidade do CAA para determinação do tempo disponível para cumprimento do ciclo exigido das operações de concretagem. Para melhor resultado na comparação de desempenho entre CAA e CC, buscou-se aplicar composições similares dos dois concretos, com utilização dos mesmos constituintes a partir de materiais utilizados usualmente na região. Buscou-se também similaridade entre as composições aplicadas nos estudos e ensaios no laboratório da pesquisa e na obra da Arena Pernambuco.

O quarto eixo representou os estudos de viabilidade econômica do CAA, dentro da mesma metodologia de inicialmente estabelecer-se revisão bibliográfica para apropriação do conhecimento existente e da abordagem do assunto. Em seguida, aplicação de metodologia de estudo para determinação do custo do CAA e do CC, possibilitando comparativo de desempenho entre eles. Da mesma forma, realização de estudo similar de viabilidade econômica, em escala real, no sítio da obra escolhida para a pesquisa de campo.

A sequência de trabalho adotada contemplou a escolha do método da composição que fosse largamente aplicado no Brasil, com constituintes usualmente aplicados aos concretos nos estudos e ensaios no laboratório da pesquisa, com escolha dos constituintes e realização dos ensaios de caracterização dos concretos. Buscou-se equivalência nas composições e nos seus constituintes entre aquelas aplicadas nos estudos em laboratório e naquelas aplicadas nos estudos realizados no canteiro de obra, para que pudesse haver parâmetros comparativos entre o CAA e o CC, no conjunto de estudos e ensaios realizados.

Em seguida, realização dos ensaios com pasta: agulha de Vicat; cone Marsh; resistividade elétrica; e calorimetria. Com o CAA fresco: espalhamento; t_{500} ; anel J; caixa L; funil V; coluna de segregação; com o CC fresco, ensaio de abatimento. Esses ensaios tiveram por objetivo o estudo da trabalhabilidade dos concretos e o tempo disponível para realização das operações de concretagem em clima quente. Trata-se de questão central para a real possibilidade do CAA ser aplicado correntemente nas obras em lugar de CC, em regiões de clima quente.

Após os ensaios em laboratório com pastas e concreto fresco, foram realizados os ensaios de resistência mecânica à compressão e os seguintes ensaios de durabilidade aplicados ao concreto endurecido, CAA e CC: difusão de íons cloreto; absorção de água por capilaridade; resistividade elétrica, índice de vazios;

carbonatação acelerada. Realizaram-se os estudos da microestrutura do CAA e CC através do método de microscopia eletrônica de varredura e de micro tomografia. Realizaram-se ainda os estudos de viabilidade econômica do CAA comparativamente ao CC.

Dessa forma, a busca para responder aos objetivos da pesquisa e às indagações comparativas do CAA ao CC, foi assentada num amplo conjunto de informações obtidas através de estudos e ensaios a partir dos resultados da pesquisa bibliográfica; nos estudos e ensaios realizados em laboratório para pastas e concretos frescos, trabalhabilidade; nos estudos e ensaios realizados em laboratório para concretos endurecidos, resistência e durabilidade; nos estudos e ensaios realizados nos concretos fresco e endurecido no sítio da obra da Arena Pernambuco; assim como nos estudos de viabilidade econômica realizados a partir das composições aplicadas nos estudos em laboratório e nos estudos de viabilidade econômica com base nas composições aplicadas na obra da Arena Pernambuco incluindo a realidade do desempenho do CAA através de aferição da aplicação real em larga escala num canteiro de obra.

1.5 – DELIMITAÇÕES DA INVESTIGAÇÃO

Ao se pesquisar sobre CAA, muitas variáveis podem ser exploradas para o desenvolvimento desse relativamente novo material. Destaque-se a questão dos finos, com experimentos de materiais reciclados para adições ao cimento; os desafios dos aditivos químicos e suas compatibilidades com os cimentos; os novos métodos de dosagens para as composições do CAA; são variáveis que contribuem para o maior e melhor conhecimento das potencialidades de exploração das vantagens do CAA.

Nesse contexto, a tese delimitou-se a outros dois aspectos que já vêm despertando o interesse dos pesquisadores, são eles a trabalhabilidade do concreto fresco e a resistência mecânica e durabilidade do concreto endurecido. Assim, tomou-se por base um conjunto de ensaios que pudessem aferir a trabalhabilidade disponível para as operações de fabricação, transporte e concretagem com os concretos no estado fresco, bem como conjunto de ensaios para aferição de resistência mecânica e desempenho de durabilidade para os concretos no estado endurecido, em nível macro e em nível micro.

Portanto, esses ensaios de trabalhabilidade, resistência e durabilidade, aplicados ao CAA e ao CC, em condições de laboratório e em escala real em canteiro de obra, em nível macro e em nível micro, delimitaram a tese para obtenção de possíveis novos conhecimentos.

Comum aos dois aspectos mencionados tem-se a temperatura. A temperatura pode interferir no desempenho do concreto, no seu comportamento e nas suas características, tanto no estado fresco quanto no estado endurecido. Daí a importância de conhecer a temperatura em particular e as condições

climáticas em geral, do local onde o concreto será aplicado, para que se possa projetar e planejar melhor sua aplicação e conservação.

Sendo assim, a tese abrangeu a região metropolitana do Recife, representativa de regiões com temperaturas médias mais elevadas e meio ambiente mais desfavorável para a melhor conservação do concreto e suas armaduras, devido ao ambiente marinho e de umidade elevada.

A investigação, dessa forma, delimitou sua atuação à realidade da região onde ela se realizou através de: escolha de método consagrado e usualmente aplicado para estabelecimento das composições de CAA e CC; escolha de materiais mais disponíveis e normalmente aplicados nas composições usadas pelos empreendedores; realização de estudos para caracterização da trabalhabilidade das composições com base nos ensaios das Normas acrescidos de outros para estabelecimento de bons referenciais comparativos; entendeu-se que as operações de fabricação e concretagem, concreto fresco, representam um grande desafio para os executores quando se compara ao já habitual emprego do CC, possivelmente agravado nas regiões de clima mais quente.

1.6 – ESTRUTURA DA TESE

Para desenvolvimento da tese o trabalho está organizado em capítulos cumprindo a seguinte sequência de blocos de estudo: estabelecimento do estado do conhecimento atual dos assuntos a partir de revisão bibliográfica; estudos de viabilidade técnica em laboratório no que concerne a trabalhabilidade do concreto fresco, e a resistência mecânica e durabilidade do concreto endurecido; validação dos estudos em laboratório através de estudo de caso aplicado na obra da Arena Pernambuco; estudos de viabilidade econômica; discussão dos resultados, conclusões, trabalhos futuros e referências utilizadas.

O estado do conhecimento contempla a revisão bibliográfica através do estudo do concreto auto-adensável; da trabalhabilidade incluindo ensaios aplicados às pastas e ao concreto fresco; dos estudos e ensaios aplicados ao concreto endurecido nos aspectos de resistência, durabilidade e microestrutura, incluindo as recomendações dos exemplos de Normas considerados.

A viabilidade técnica do CAA procura ser demonstrada através do estudo das composições e escolha dos constituintes aplicados na pesquisa; nos ensaios aplicados às pastas e ao concreto fresco na temperatura ambiente de 32°C, assim como nas temperaturas de 25°C, 38°C e 45°C; nos ensaios de resistência mecânica e de durabilidade aplicados ao concreto endurecido; bem como no estudo da microestrutura do concreto através de ensaios de microscopia eletrônica de varredura e micro tomografia.

A viabilidade técnica do CAA também procura ser demonstrada através de aplicação em larga escala de CAA e CC, em canteiro de obra de grande porte na região dos mesmos estudos e ensaios aplicados em

laboratório. Essa etapa permite aferir o comportamento do CAA frente ao CC numa situação real de aplicação e nas mesmas condições das simuladas em laboratório.

A viabilidade econômica do CAA é estudada a partir de estudo de custos para aplicação das composições de CAA e CC utilizadas na pesquisa em laboratório, assim como as composições utilizadas nas condições reais na obra estudada, a Arena Pernambuco. Os resultados obtidos na pesquisa em laboratório e na pesquisa no canteiro de obras da Arena Pernambuco, são comparados com os resultados obtidos na pesquisa bibliográfica realizada.

De posse do conjunto dos resultados obtidos, é possível discuti-los, estabelecendo-se conclusões com indicação de trabalhos futuros.

A seguir apresenta-se sucintamente cada um dos capítulos da pesquisa.

O Capítulo 1 aborda a introdução com contextualização, justificativa da tese, objetivos, metodologia da pesquisa, delimitações da investigação e estrutura da tese.

No Capítulo 2 trata-se da revisão bibliográfica do CAA através da conceituação, características, principais Normas aplicáveis, constituintes e composições, bem como estudos de viabilidade econômica com comparativos entre CAA e CC.

O Capítulo 3 faz a revisão bibliográfica do concreto no estado fresco para estudo da trabalhabilidade com destaque para os aspectos gerais, reológicos, tempo disponível de aplicação, temperatura, pressão lateral nas formas, bombeamento. Mas também dos ensaios aplicados às pastas e ao concreto fresco.

O Capítulo 4 busca as referências de estudo do concreto endurecido no que diz respeito à resistência mecânica à compressão e aos estudos de durabilidade e vida útil, ensaios aplicados, patologias no concreto e nas armaduras, bem como recomendações e exemplos comparativos entre as Normas brasileiras, europeias e regulamento americano do ACI.

O Capítulo 5 trata da escolha do método de dosagem; escolha dos materiais; estabelecimento das composições para aplicação na pesquisa em laboratório; ensaios de caracterização. Cumpre ressaltar que busca-se estabelecer composições similares de CAA e CC, assim como o mais próximo possível das composições usualmente adotadas na região.

O Capítulo 6 é dedicado à aplicação dos ensaios nas pastas e nos concretos frescos, CAA e CC. Aqui busca-se a obtenção de respostas fundamentais quanto à trabalhabilidade do CAA em climas de temperaturas mais elevadas, de modo a assegurar a viabilidade técnica do uso do CAA em lugar do CC. Para o planejamento da logística de um canteiro de obras em atendimento às etapas inerentes à

concretagem: mistura, transporte, lançamento, adensamento e acabamento, o tempo disponível com o concreto fresco que atenda aos requisitos de trabalhabilidade para a execução das operações descritas, é de fundamental importância. Assim, nos estudos em laboratório, essas respostas são buscadas.

O Capítulo 7 é dedicado à aplicação dos ensaios no concreto endurecido, CAA e CC. Busca-se agora obter respostas quanto ao comportamento do CAA frente ao CC nos aspectos de resistência e durabilidade. Busca-se também estudar a zona de interface agregado-pasta na tentativa de estabelecer possíveis diferenças entre os dois concretos.

O Capítulo 8 contempla os estudos em campo, a partir da atuação da pesquisa diretamente em uma obra de grande porte, a Arena Pernambuco, onde 40% de todo concreto aplicado foi CAA, com composições similares ao CC. Também é importante referir que as composições aplicadas nos estudos em laboratório são relativamente similares às aplicadas na obra estudada.

O Capítulo 9 contempla o estudo de viabilidade econômica do CAA através das composições aplicadas nos estudos da pesquisa em laboratório, bem como da realidade pesquisada na obra da Arena Pernambuco.

Por fim, após a conclusão desses capítulos com a discussão dos seus respectivos resultados, validados ou não a partir das referências estudadas anteriormente, foi possível o estabelecimento de conclusões e identificação de possíveis trabalhos futuros para aprofundar questões levantadas na pesquisa, conforme abordado no Capítulo 10.

No final, no Capítulo 11, apresentou-se o conjunto das referências bibliográficas citadas ao longo da pesquisa.

2 – O CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL

2.1 – CONCEITUAÇÃO

A revisão bibliográfica procurou aprofundar conhecimentos que contribuíram para a realização deste trabalho investigativo, apropriando-se de saberes a partir de revisão crítica de bibliografia existente e relevante para os objetivos aqui buscados.

Ao abordar o concreto, entende-se que se busca conhecer um produto que atenda seus objetivos de aplicação e uso com qualidade assegurada. Então, Neville and Brooks (2010) colocaram a seguinte indagação: o que é um bom concreto? E explicaram a seguir existem dois critérios gerais: o concreto deve ser satisfatório no estado endurecido e também no estado fresco, enquanto está sendo transportado desde a central de mistura até ser lançado e adensado nas formas. Seguiram explicando que os requisitos para o concreto fresco são de que a consistência da mistura seja suficiente para permitir o lançamento e adensamento sem esforço excessivo, e sua coesão assegure que a mistura submetida aos métodos de lançamento e adensamento não apresente segregação que acarrete perda de homogeneidade do produto final. Assim, Neville and Brooks (2010) afirmaram também que os principais requisitos para um bom concreto no estado endurecido são tensões mecânicas satisfatórias e adequada durabilidade.

Segundo o ACI Committee 237 (2007), o concreto auto-adensável (CAA) é definido como altamente fluido, não segregado, que se espalha preenchendo toda a forma, e envolver as armaduras sem qualquer adensamento mecânico. Em geral, CAA é concreto feito com os mesmos materiais do concreto convencional (CC), onde adiciona-se aditivos químicos do tipo modificadores de viscosidade. Quando bem dosado e adequadamente lançado, o CAA pode proporcionar benefícios econômicos e tecnológicos. Especificamente pode promover as seguintes vantagens: redução de mão-de-obra e equipamentos; possibilidade de obtenção das propriedades mecânicas desejadas independentemente da qualidade da operação de vibração; construção acelerada devido a maior capacidade de concretagem em menor tempo de duração; facilidade e agilidade para o preenchimento de formas complexas e com elevada densidade de armaduras, assegurando-se ainda qualidade de construção; redução de ruído na construção, principalmente em áreas urbanas densamente povoadas; permite maior flexibilidade no detalhamento das armaduras sem a necessidade de se deixar os espaços mínimos necessários para a passagem da agulha do vibrador, bem como as armaduras de pele para melhor distribuição e controle das fissuras; melhor qualidade do acabamento da superfície do CAA em relação ao CC.

Entende-se então, com base no acima exposto, que o uso do CAA pode trazer benefícios, destacando-se o melhor envolvimento das armaduras mesmo quando há uma grande densidade delas; redução na quantidade de pessoal e equipamentos quando das operações de colocação do concreto; perspectiva de emprego de novos sistemas construtivos; substancial redução de ruído por conta da eliminação dos vibradores para adensamento do concreto provocando a melhoria da saúde ocupacional dos operários.

O CAA é um concreto de alto desempenho, que apresenta fluidez e viscosidade necessária para que não haja segregação, que tem como principal característica não requerer vibração para lançamento ou compactação. É um concreto capaz de fluir sob a ação de seu próprio peso, preenchendo completamente a forma e atingindo total compactação, mesmo em estruturas densamente armadas. Espera-se que o concreto assim obtido seja denso, homogêneo e tenha características e propriedades mecânicas, na sua maior parte, no mínimo iguais às do concreto convencional vibrado. A auto-adensabilidade do concreto no estado fresco passou a ser descrita como a habilidade de todo o material preencher espaços, envolvendo as barras de aço e outros obstáculos através, exclusivamente, da força da gravidade, mantendo uma homogeneidade adequada. Com base nisso, a *SCC European Project Group* (2005) estabeleceu alguns critérios básicos para que um concreto possa ser classificado como auto-adensável, a exemplo de: a) capacidade de preencher todos os espaços no interior da forma (*filling ability*); b) capacidade de passar através de pequenas aberturas como espaçamentos entre barras de aço (*passing ability*); c) capacidade de permanecer uniforme e coeso durante o processo de transporte e lançamento (*Segregation Resistance*) (2005).

O CAA sendo auto-adensável, elimina o uso do vibrador e, por consequência, acaba com o ruído provocado pelo equipamento e permite maior durabilidade para as formas. Devido à sua fluidez, o CAA torna possível efetuar bombeamento em grandes distâncias horizontais e verticais, dispor de maior velocidade nas operações de lançamento do concreto na estrutura com consequente antecipação nas operações de cura, podendo ainda atingir locais com dificuldade para adensamento pelo meio convencional de vibração. Por outro lado, com a maior presença de pasta e de finos na sua composição, além da redução no diâmetro dos agregados, torna possível a concretagem em regiões densamente armadas, bem como aplicação em formas de pequenas dimensões, com maior facilidade no nivelamento das lajes, assegurando-se as condições de trabalhabilidade. Assim, espera-se melhoria nos aspectos de durabilidade por conta da eliminação de nichos e falhas de concretagens, garantindo-se excelente acabamento em concreto aparente, bem como viabilização de elementos estruturais com formas de geometria complexa e componentes esbeltos. Ainda, o CAA por permitir melhor racionalização da mão de obra, utilização de equipamentos e energia elétrica, redução do custo de aplicação por m³ de concreto,

com altas taxas de lançamento (m^3/h), apresentando melhoria do ambiente de trabalho, torna-se mais eficiente que o CC para aplicação nas obras (Vaquero y Mayor, 2009).

Entende-se que o concreto auto-adensável (CAA) é um material novo comparativamente ao concreto convencional (CC) vibrado, dessa forma, a metodologia adotada para a revisão bibliográfica buscou apresentar o CAA de forma geral, conceituando-o e apresentando suas características, vantagens e inconvenientes, propriedades e resistências mecânicas, seus materiais constitutivos, metodologias e composições, ensaios aplicados, com ênfase também para as normas brasileiras e portuguesas / europeias, bem como o regulamento americano ACI 318-11 (2011) nos aspectos de durabilidade, aplicadas ao CAA.

Assim, conceitua-se o Concreto Auto-Adensável (CAA) a partir da importância de se obter um concreto que não sofra muito os efeitos da qualidade da mão de obra aplicada quando da operação de colocação em obra e que possa prescindir de qualquer tipo de vibração ou compactação mecânica. O CAA é, portanto, compactado por consequência de seu peso próprio, em qualquer tipo ou forma de cofragem não apresentando segregação ou agregação (Okamura, 1997).

A Norma brasileira ABNT NBR 15823-1 (2010), aplicada ao CAA, o define como “concreto que é capaz de fluir, auto adensar pelo peso próprio, preencher a forma e passar por embutidos (armaduras, dutos e insertos), enquanto mantém sua homogeneidade (ausência de segregação) nas etapas de mistura, transporte, lançamento e acabamento”.

Já a Norma portuguesa/europeia NP EN 206-9 (2010), no seu Anexo L (informativo), apresenta um guia para os requisitos do CAA no estado fresco. Os requisitos específicos dependem do tipo de aplicação e especialmente: das condições de confinamento relacionadas com a geometria do elemento de concreto e com o tipo, localização e número de inserções tais como densidade da armadura, espaçamento, recobrimentos e quaisquer recessos, por exemplo; do equipamento de lançamento tipo bomba, caminhão betoneira, balde; dos métodos de lançamento como número de pontos de descarga; e do método de acabamento. A apropriada especificação do CAA para cobrir esses requisitos, com base no sistema de classificação da Norma, deve também levar em consideração a importância do diálogo entre o especificador e o produtor do concreto.

2.2 – CARACTERÍSTICAS PRINCIPAIS

Verificam-se algumas características e vantagens que o CAA agrega, conforme se descreve a seguir.

As características do CAA são obtidas a partir do uso de aditivos superplastificante à base de policarboxilatos que permite a obtenção de uma fluidez elevada, mesmo com relações água/cimento muito baixas. Apesar da fluidez, o CAA se mantém homogêneo, viscoso, sem segregação ou exsudação. Verifica-se, também, que se faz necessário uma composição adequada do concreto, considerando-se a exigência de uma quantidade maior de finos (partículas $\leq 0,125$ mm). De forma simplificada, as características determinantes para o CAA é que apresente alta fluidez e estabilidade.

Apesar das grandes vantagens que o CAA apresenta em relação ao CC, devido à sua maior fluidez, a pressão lateral nas formas é, em princípio, mais elevada. Assim, as formas deverão ser estruturalmente dimensionadas para suportar maior pressão lateral, além de melhor vedação das juntas a fim de evitar que o CAA fresco escoe pelos possíveis vazios nas emendas das formas.

Outro aspecto importante a ser observado é o tempo disponível para trabalhabilidade do CAA fresco, desde a mistura na central de fabricação até a conclusão da operação de lançamento nas formas e adensamento, com maior atenção nas regiões de clima mais quente, onde esse tempo disponível será, possivelmente, menor.

Desnerck (2012) considera determinantes três propriedades do concreto auto-adensável (CAA) fresco: capacidade de enchimento; capacidade de passagem; resistência à segregação. Para um bom CAA é necessário nível adequado de atendimento das três propriedades em conjunto. A habilidade de enchimento leva à capacidade da mistura fresca fluir sob seu próprio peso e preencher completamente todos os espaços da forma. A capacidade de enchimento deve ser alta o suficiente para permitir que o ar escape e contribua para obtenção de concreto adequadamente compacto. A capacidade de passagem mede o quanto bem o CAA fresco fluirá através de espaços confinados e com restrições, aberturas estreitas e entre as armaduras de reforço do concreto. Os agregados grossos podem representar risco de obstrução do fluxo. Assim, ligando-se com a capacidade de enchimento, os agregados grossos podem se rearranjar nas suas posições e o fluxo ter continuidade. A resistência à segregação é a capacidade da mistura fresca para manter a distribuição original, a uniformidade, dos materiais constituintes durante o transporte, colocação e adensamento. A resistência à segregação está relacionada à viscosidade plástica e densidade da pasta, estando ligada a dois princípios: sólido denso dentro de um líquido tende a afundar e um líquido viscoso flui com dificuldade ao redor de um sólido. Assim, baixa viscosidade em combinação com agregados densos conduzirão a maiores riscos de segregação. Segundo Desnerck (2012), na prática fica difícil de estudar separadamente essas propriedades. Por exemplo, tendência à segregação corresponde também à redução na capacidade de passagem. Assim, é preciso ter atenção com os ensaios com concreto fresco.

O ACI Committee 237 (2007) ao tratar as propriedades e características do CAA no estado fresco, indica que a trabalhabilidade descreve a facilidade com que o concreto pode ser misturado, lançado, adensado e concluído. A trabalhabilidade do CAA depende da capacidade de enchimento das formas, capacidade de passagem pelos obstáculos e manutenção da estabilidade estática e dinâmica, sendo caracterizado através de métodos específicos de ensaios. Dessa forma, a trabalhabilidade necessária para as operações de concretagem depende do tipo de construção, métodos adotados de lançamento e adensamento, complexidade das formas, e detalhes do projeto de estruturas que afetam o grau de dificuldade de passagem do concreto através dos obstáculos representados pelas armaduras. No estado endurecido, para a resistência à compressão, verifica-se que a característica do CAA apresentar elevada fluidez associada à suficiente coesão para resistir à segregação, muitas vezes requer a utilização de fator água/cimento (a/c) menor que o utilizado para CC equivalente. Menor fator a/c conduz à obtenção de maiores resistências à compressão. Para o módulo de elasticidade do CAA, verifica-se relação com a resistência à compressão, tipo e quantidade dos agregados, esperando-se menores valores devido à maior quantidade de pasta.

Segundo De Schutter (2012), deficiência de compactação e preenchimento indevido da forma leva a problemas acelerados de durabilidade, razão pela qual o CAA foi desenvolvido no Japão na década de 1980. O CAA preenche a forma como um líquido, não necessita de energia externa para compactação e agrega substanciais benefícios ecológicos. Para o concreto lançado no local, requer-se: qualidade do concreto; durabilidade; boa aparência visual. Para a realidade das obras atuais, torna-se cada vez mais difícil e trabalhoso a concretagem de elementos de concreto devido à complexidade das formas e a elevada densidade das armaduras.

De Schutter (2012) aponta como propriedades do CAA: fluidez; habilidade de passagem; estabilidade (resistência contra a segregação). A partir de combinação de superplastificantes, agentes modificadores de viscosidade e adições minerais. Assim, CAA pode ser definido como um concreto que no estado fresco tem capacidade de fluir sob seu próprio peso; de preenchimento dos espaços necessários de formas complexas; apresenta-se como material denso e adequadamente homogêneo; sem necessidade de compactação externa. A Figura 2.1 apresenta fotos dos dois concretos: concreto auto-adensável (CAA) e concreto convencional vibrado (CC).



Figura 2.1: Fotos do CAA (esquerda) e CC (direita) (De Schutter, 2012).

2.3 – PRINCIPAIS NORMAS EM VIGOR

A seguir desenvolve-se estudo com objetivo de apresentar as Normas de CAA mais recentes, brasileiras, portuguesas e europeias, e americanas, do *American Concrete Institute* (ACI). Procura-se também identificar possíveis diferenças importantes entre as diferentes normas ao abordar o CAA.

2.3.1 – Normas brasileiras

Na tabela 2.1 a seguir, apresenta-se resumo das Normas NBR 15823-1 a 6 (2010), contendo título e escopo, aplicáveis ao CAA.

Tabela 2.1: Análise das normas brasileiras de CAA.

Norma	Título	Escopo
NBR 15823-1 (2010)	Concreto auto-adensável Parte 1: Classificação, controle e aceitação no estado fresco. <i>Self-compacting concrete Part 1: Classification, control and acceptance in the fresh state</i>	Todas as partes da Norma 15823 estabelecem os requisitos para classificação, controle e aceitação do CAA no estado fresco, bem como define e estabelece limites para as classes de auto-adensabilidade e prescreve os ensaios para verificação das suas propriedades. A classificação do CAA no estado fresco é definida em função da auto-adensabilidade sendo estabelecida as diretrizes para a realização do controle por ensaios e para aceitação do CAA.

Tabela 2.1: Análise das normas brasileiras de CAA (continuação).

Norma	Título	Escopo
NBR 15823-1 (2010)		Aplicam-se ao concreto com massa específica normal, compreendida no intervalo entre 2.000kg/m ³ e 2.800kg/m ³ dos grupos I e II da resistência, conforme classificação da ABNT NBR 8953. O concreto pode ser misturado na obra, dosado em central ou produzido em indústria de pré-moldados.
NBR 15823-2 (2010)	Concreto auto-adensável Parte 2: Determinação do espalhamento e do tempo de escoamento – Método do cone de Abrams. <i>Self-compacting concrete Part 2: Slumpflow test and flow time – Abrams cone method.</i>	Esta Parte da NBR 15823 prescreve o método de ensaio para determinação da fluidez do CAA, em fluxo livre, sob a ação de seu próprio peso, empregando-se o cone de Abrams.
NBR 15823-3 (2010)	Concreto auto-adensável Parte 3: Determinação da habilidade passante – Método do anel J. <i>Self-compacting concrete Part 3: Determination of the passing ability – J-ring method.</i>	Esta Parte da NBR 15823 prescreve o método de ensaio para determinação da habilidade passante do CAA, em fluxo livre, pelo anel J.
NBR 15823-4 (2010)	Concreto auto-adensável Parte 4: Determinação da habilidade passante – Método da caixa L. <i>Self-compacting concrete Part 4: Determination of the passing ability – L-box method.</i>	Esta Parte da NBR 15823 prescreve o ensaio para a determinação da habilidade passante em fluxo confinado do CAA usando a caixa L.
NBR 15823-5 (2010)	Concreto auto-adensável Parte 5: Determinação da viscosidade – Método do funil V. <i>Self-compacting concrete Part 5: Determination of the viscosity – V-funnel test.</i>	Esta Parte da NBR 15823 prescreve o ensaio para determinação da viscosidade do CAA, pela medida do tempo de escoamento de uma massa de concreto através do funil V. Este ensaio se aplica a CAA preparado com agregado graúdo de dimensão máxima característica menor ou igual a 20 mm.
NBR 15823-6 (2010)	Concreto auto-adensável Parte 6: Determinação da resistência à segregação – Método da coluna de segregação. <i>Self-compacting concrete Part 6: Determination of segregation resistance – Column segregation test.</i>	Esta Parte da NBR 15823 prescreve o ensaio para determinação da resistência à segregação do CAA, pela diferença das massas de agregado graúdo existentes no topo e na base da coluna de segregação. Este método de ensaio não é aplicável a CAA contendo agregado leve ou fibras.

A Norma NBR 15823-1 (2010), no capítulo 5 - *requisitos específicos*, item 5.1 – *classificação no estado fresco*, indica que o CAA deve ser classificado em função das propriedades no estado fresco estabelecidas nas Tabelas 1 a 6. Assim, apresenta-se abaixo a Tabela 2.2 que transcreve as Tabelas 1 a 6 da NBR 15823-1 (2010).

Tabela 2.2: Tabelas 1 a 6 da NBR 15823-1(2010).

Tabela 1 – Classes de espalhamento (<i>slump-flow</i>)		
Classe	Espalhamento (mm)	Método de ensaio
SF1	550 a 650	NBR 15823-2 (2010)
SF2	660 a 750	
SF3	760 a 850	
Tabela 2 – Classes de viscosidade plástica aparente t_{500} (sob fluxo livre)		
Classe	t_{500} (s)	Método de ensaio
VS1	≤ 2	NBR 15823-2 (2010)
VS2	> 2	
Tabela 3 – Classes de habilidade passante pelo anel J (sob fluxo livre)		
Classe	Anel J (mm)	Método de ensaio
PJ1	0 a 25 com 16 barras de aço	NBR 15823-3 (2010)
PJ2	25 a 50 com 16 barras de aço	
Tabela 4 – Classes de habilidade passante caixa L (sob fluxo confinado)		
Classe	T_{500} (mm)	Método de ensaio
PL1	$\geq 0,80$, com duas barras de aço	NBR 15823-4 (2010)
PL2	$\geq 0,80$, com três barras de aço	
Tabela 5 – Classes de viscosidade plástica aparente pelo funil V (sob fluxo confinado)		
Classe	Funil V (s)	Método de ensaio
VF1	< 9	NBR 15823-5 (2010)
VF2	9 a 25	
Tabela 6 – Classes de resistência à segregação pela coluna de segregação		
Classe	Coluna de segregação (%)	Método de ensaio
SR1	≤ 20	NBR 15823-6 (2010)
SR2	≤ 15	

2.3.2 – Normas portuguesas e europeias

Na tabela 2.3 a seguir, apresenta-se resumo das Normas portuguesas e europeias NP EN 206-1 (2007), NP EN 206-9 (2010) e NP EN 12350-8 a 12 (2010), contendo título e objetivo e campo de aplicação.

Tabela 2.3: Análise das normas portuguesas e europeias de CAA.

Ref.	Título	Objetivo e campo de aplicação
NP EN 206-1 (2007)	Betão Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade. <i>Concrete Part 1: Specification, performance, production and conformity.</i>	A presente Norma Europeia aplica-se ao betão destinado a estruturas betonadas no local, estruturas pré-fabricadas e produtos estruturais pré-fabricados para edifícios e estruturas de engenharia civil. O betão pode ser amassado no local, betão pronto ou betão produzido numa fábrica de pré-fabricados de betão. Aplica-se ao betão compactado desde que este não tenha, para além do ar introduzido, uma quantidade apreciável de ar ocluído. Aplica-se ao betão de massa volúmica normal, betão pesado e betão leve.
NP EN 206-9 (2010)	Betão Parte 9: Regras adicionais para betão autocompactável (BAC). <i>Concrete Part 9: Additional Rules for Self-compacting Concrete (SCC).</i>	A presente Norma aplica-se ao betão autocompactável (BAC) para estruturas betonadas no local, estruturas pré-fabricadas e produtos estruturais pré-fabricados para edifícios ou estruturas de engenharia civil. Aplica-se ao BAC que é compactado apenas pela acção da gravidade e que não retém uma quantidade significativa de ar, além do ar introduzido. Aplica-se ao betão de massa volúmica normal. É limitada a experiência com betão leve, betão pesado ou betão com fibras. O BAC poderá ser amassado no local, betão pronto ou betão produzido numa fábrica de produtos pré-fabricados.
NP EN 12350-8 (2010)	Ensaio do betão fresco Parte 8: Betão autocompactável. Ensaio de espalhamento. <i>Testing fresh concrete Part 8: Self-compacting concrete. Slump-flow test.</i>	A presente Norma especifica o procedimento para a determinação do espalhamento e do tempo t_{500} do betão autocompactável (BAC). O ensaio não é adequado quando a máxima dimensão do agregado excede 40 mm.
NP EN 12350-9 (2010)	Ensaio do betão fresco Parte 9: Betão autocompactável. Ensaio de escoamento no funil V. <i>Testing fresh concrete Part 9: Self-compacting concrete. V-funnel test.</i>	A presente Norma especifica o procedimento para a determinação do tempo de escoamento no funil V do betão autocompactável (BAC). O método não é apropriado quando a máxima dimensão do agregado excede 22,4 mm.
NP EN 12350-10 (2010)	Ensaio do betão fresco Parte 10: Betão autocompactável. Ensaio de escoamento na caixa L. <i>Testing fresh concrete Part 10: Self-compacting concrete. L box test.</i>	A presente Norma especifica o procedimento para a determinação da capacidade de passagem na caixa L do betão autocompactável (BAC).
NP EN 12350-11 (2010)	Ensaio do betão fresco Parte 11: Betão autocompactável. Ensaio de segregação no peneiro. <i>Testing fresh concrete Part 11: Self-compacting concrete. Sieve segregation test.</i>	A presente Norma especifica o procedimento para a determinação da resistência à segregação no peneiro do betão autocompactável (BAC). Este ensaio não é aplicável a betão contendo fibras ou agregados leves.
NP EN 12350-12 (2010)	Ensaio do betão fresco Parte 12: Betão autocompactável. Ensaio de espalhamento no anel J. <i>Testing fresh concrete Part 12: Self-compacting concrete. J-ring test.</i>	A presente Norma especifica o procedimento para a determinação da capacidade de passagem (medida pelo desnível por bloqueio), do espalhamento e do tempo de escoamento do BAC quando este passa através do anel J. O ensaio não é adequado quando a máxima dimensão do agregado excede 40 mm.

A Norma EP EN 206-9 (2010), em 4.2.1 – *Classes de consistência*, então, apresenta os Quadros 1 a 6 contendo, respectivamente, as seguintes classes de consistência para o concreto fresco: espalhamento, viscosidade no ensaio de espalhamento, viscosidade no ensaio do funil V, capacidade de passagem na caixa L, capacidade de passagem no anel J e resistência à segregação no peneiro. Apresenta-se a seguir a Tabela 2.4 que transcreve os Quadros 1 a 6 da EP EN 206-9 (2010).

Tabela 2.4: Quadros de 1 a 6 da EP EN 206-9 (2010)

Quadro 1 – Classes de espalhamento	
Classe	Espalhamento em mm ^{a) b)} (valores limites para resultados individuais)
SF1	550 a 650
SF2	660 a 750
SF3	760 a 850
a) A especificação numa classe de espalhamento poderá ser substituída por um valor pretendido. b) A classe não é empregada ao betão com a máxima dimensão do agregado excedendo 40 mm.	
Quadro 2 – Classes de viscosidade no ensaio de espalhamento	
Classe	Tempo de espalhamento t_{300} , em s ^{a) b)} (valores limites para resultados individuais)
VS1	< 2.0
VS2	≥ 2.0
a) A especificação numa classe de viscosidade poderá ser substituída por um valor pretendido. b) A classe não é empregada ao betão com a máxima dimensão do agregado excedendo 40 mm.	
Quadro 3 – Classes de viscosidade no ensaio do funil V	
Classe	Tempo de escoamento t_v , em s ^{c) d)} (valores limites para resultados individuais)
VF1	< 9,0
VF2	9 a 25,0
c) A especificação numa classe de viscosidade poderá ser substituída por um valor pretendido. d) A classe não é empregada ao betão com a máxima dimensão do agregado excedendo 22.4 mm.	
Quadro 4 – Classes de capacidade de passagem na caixa L	
Classe	Índice de capacidade de passagem na caixa L ^{a)} (valores limite para resultados individuais)
PL1	≥ 0,80 com dois varões
PL2	≥ 0,80 com três varões
a) A especificação numa classe de capacidade de passagem poderá ser substituída por um valor mínimo alternativo	
Quadro 5 – Classes de capacidade de passagem no anel J	
Classe	Capacidade de passagem no anel J, em mm ^{a) b)} (valores limite individuais)
PJ1	0 a 25 com 16 varões
PJ2	25 a 50 com 16 varões
a) A especificação numa classe de capacidade de passagem poderá ser substituída por um valor máximo alterado. b) A classe não é empregada ao betão com a máxima dimensão do agregado excedendo 40 mm.	
Quadro 6 – Classes de resistência à segregação no peneiro	
Classe	Capacidade de passagem no anel J, em mm ^{a) b)} (valores limite individuais)
SR1	≤ 20
SR2	≤ 15
a) A especificação numa classe de capacidade de passagem poderá ser substituída por um valor máximo alterado. b) A classe não é empregada ao betão com a máxima dimensão do agregado excedendo 40 mm.	

Verifica-se que o conjunto das Normas brasileiras aplicáveis para o concreto auto-adensável (CAA) é similar ao conjunto das Normas portuguesas/europeias aplicáveis para o betão autocompactável (BAC). Apenas para a determinação da resistência à segregação, a Norma brasileira NBR 15823-6 (2010) utiliza o método da coluna de segregação (ver Tabela 2.1), enquanto que a Norma portuguesa/europeia NP EN 12350-11 (2010) preconiza o ensaio de segregação no peneiro (ver Tabela 2.3).

Por outro lado, quando se confronta as Tabelas 2.2 e 2.4, verifica-se que os valores limite para as classes de espalhamento são iguais nas duas Normas. Para as classes de viscosidade no ensaio de espalhamento, t_{500} , a diferença está apenas no tempo de 2,0 segundos, uma vez que na Norma brasileira será classificado como VS1 e na Norma portuguesa/europeia será classificado como VS2.

Para os ensaios do funil V, caixa L e anel J, as classes para enquadramento são idênticas nas duas Normas.

2.3.3 – Normas americanas.

A norma americana que trata do CAA é a 237R-07 Self-Consolidating Concrete, autoria do ACI Committee 237, publicada em 2007. O documento aborda o conhecimento existente com respeito ao CAA. A informação contida no documento deverá informar aos produtores de concreto, usuários e especificadores as práticas e processos aplicados para obtenção e utilização do CAA.

A norma ACI 237R-07 (2007) contém nove capítulos: (1) Introdução; (2) Propriedades do concreto fresco; (3) Propriedades do concreto endurecido; (4) Guia para composições de CAA; (5) Produção; (6) Transporte, lançamento e acabamento; (7) Diretrizes para especificação do CAA; (8) Métodos de teste; (9) Referências. Conforme estudado em relação às Normas brasileiras e às Normas portuguesas e europeias, aqui detalha-se o Capítulo 8, métodos de testes.

As quatro características principais do CAA requeridas para medição são: capacidade para encher uma forma sob seu próprio peso; resistência à segregação (estabilidade); capacidade de fluir através das armaduras ou outros obstáculos sem segregação e sem vibrações mecânicas; acabamento e qualidade da superfície do concreto.

A Tabela 2.5 apresenta o resumo dos métodos de ensaio desenvolvidos para medir as principais características do CAA.

Tabela 2.5: Tabela 8.1 do ACI 237R-07 (2007)

Nome do ensaio	Categoria	Característica	Medições dos ensaios
Espalhamento	Escoamento livre	Capacidade de enchimento	Diâmetro do fluxo
Índice de estabilidade visual (VSI)	Condições estáticas	Resistência à segregação	Estabilidade visual da mistura
T_{50}	Escoamento livre	Capacidade de enchimento	Taxa de fluxo
J-ring	Escoamento confinado	Capacidade de passagem	Vazão
L-box	Escoamento confinado	Capacidade de enchimento e passagem	Taxa de fluxo e diâmetro
Ensaio de coluna de segregação	Escoamento confinado	Resistência à segregação	Segregação dos agregados

Tanto a NBR 15823-2 (2010) quanto a NP EN 12350-8 (2010) apontam que os valores do diâmetro no ensaio de espalhamento devem situar-se faixa entre 550 e 850mm. O ACI 237R-07 (2010) recomenda que esses valores devem situar-se entre 450 e 760mm.

Para o ensaio T_{50} , o ACI 237R-07 (2007) recomenda que o tempo igual ou inferior a 2 segundos indica geralmente um CAA com baixa viscosidade, enquanto que o tempo maior que 5 segundos indica geralmente uma composição de CAA de alta viscosidade.

Para o ensaio L-box, a recomendação do ACI 237R-07 (2007) para o resultado da relação entre as alturas ser maior que 0,80 coincide com a NBR 15823-2 (2010) e a NP EN 12350-8 (2010). Quanto mais próximo de 1,0 o resultado, maior será o potencial de escoamento da composição de CAA, indicando melhor capacidade de passagem através das barras da amadura. Presença de agregados retidos atrás das barras, demonstram que a composição deverá ser novamente proporcionada e poderá ser detectada visualmente a segregação ao final da seção horizontal da caixa L.

Para o ensaio da Coluna de Segregação, o ACI 237R-07 (2010) afirma que um limite específico para determinar quando uma composição de CAA tem segregação tolerável ainda não foi estabelecido, no entanto, afirma que uma composição de CAA é considerada aceitável se o percentual de segregação é inferior a 10%. A NBR 15823-2 (2010) considera duas classes: SR1 para percentual menor ou igual a 20% e SR2 para percentual menor ou igual a 15%.

A Tabela 2.6 apresenta a classificação do índice de estabilidade visual (VSI) das composições de CAA.

Tabela 2.6: Tabela 8.2 do ACI 237R-07 (2007)

Valor do (VSI)	Critério
0 = alta estabilidade	Sem evidência de segregação no fluxo de escoamento
1 = estabilidade	Sem auréola de argamassa ou acúmulo de agregado no fluxo de escoamento
2 = instabilidade	Uma ligeira auréola de argamassa (< 10mm), ou acúmulo de agregado, ou ambos no fluxo de escoamento
3 = alta instabilidade	Claramente segregando por evidências de grande auréola de argamassa (> 10mm), ou grande pilha de agregados no centro de propagação do fluxo, ou ambos

A Tabela 2.7 apresenta resumo de outros métodos de ensaio que têm sido aplicados para estabelecer as características do CAA, e podem ser encontrados na literatura.

Tabela 2.7: Tabela 8.3 do ACI 237R-07 (2007)

Ensaio	Categoria	Característica	Resultado do ensaio
Cone de fluxo Funil V	Fluxo confinado	Capacidade de enchimento	Taxa de fluxo
U-box	Fluxo confinado	Passagem e capacidade de enchimento	Taxa de fluxo e distância
Ensaio de superfície do concreto	Fluxo confinado	Resistência à segregação	Qualidade da superfície do CAA
Ensaio rápido de segregação usando aparato de penetração	Fluxo confinado	Resistência à segregação	Segregação de agregados
Ensaio de peneiramento úmido	Fluxo confinado	Resistência à segregação	Segregação de agregados e medição da nata de cimento
Análise endurecido	Condição estática	Resistência à segregação	Distribuição do agregado graúdo
Avaliação da qualidade do acabamento da superfície	Fluxo confinado	Qualidade da superfície e acabamento	Observação da qualidade da superfície
K-abatimento	Fluxo confinado	Resistência à segregação	Taxa de fluxo
Reômetros	Reômetro rotacional	Capacidade de enchimento	Reologia
Medidor de abatimento	Reômetro rotacional	Capacidade de enchimento	Torque para simular betoneira

2.4 – CONSTITUINTES E COMPOSIÇÕES

2.4.1 – Métodos de composições usuais

As diferenças entre o concreto auto-adensável (CAA) e o concreto convencional vibrado (CC) surgem de forma mais evidente já a partir do método da composição adotado e da escolha dos constituintes. Apesar dos materiais adotados serem praticamente os mesmos, as proporções empregadas em cada um deles varia de um concreto para o outro, destacando-se o emprego dos aditivos superplastificantes, de grande importância para a obtenção do CAA.

Segundo Neville and Brooks (2010) a composição deve levar em consideração duas exigências para atendimento do concreto: resistência e durabilidade. Mas, é necessário adicionar um importante requisito que é a trabalhabilidade, e que deve ser apropriada às condições de colocação do concreto na obra. A exigência quanto à trabalhabilidade do concreto não deve se restringir apenas ao abatimento (*slump*) para o CC ou o espalhamento (*slump flow*) para o CAA, ela deve ser fixada após o conhecimento amplo dos procedimentos construtivos previstos para o canteiro da obra. Além disso, a seleção das proporções dos constituintes na mistura deve levar em consideração o modo de transporte do concreto, em especial se

estiver previsto bombeamento para seu lançamento nas formas. Outros critérios importantes, que estão interligados, são: tempo de pega, duração da concretagem, e facilidade de acabamento. Dificuldades consideráveis podem surgir se esses critérios não são devidamente levados em conta durante a escolha das proporções da mistura ou ao ajustar essas proporções na sequência do processo. A seleção das proporções na mistura é, assim, de forma simples, o processo de escolha dos constituintes adequados ao concreto que se deseja obter, determinando-se as suas quantidades relativas, com o objetivo de produzir o mais economicamente possível, concreto de determinadas propriedades mínimas, destacando-se a resistência, durabilidade, e uma consistência desejada (Neville and Brooks, 2010).

Para Mehta e Monteiro (1994) a definição de composição resume-se a determinação da escolha de materiais adequados entre os disponíveis e a combinação mais econômica que atenda as características de desempenho mínimo. Priszkulnik (1977) estabelece que o objetivo da dosagem de concreto é que o proporcionamento dos insumos gere a produção de um material econômico, entre outras características. O custo do concreto produzido, entregue e lançado é função dos custos de cada insumo considerado, das instalações e da logística envolvida no processo de produção, transporte e lançamento. Vários fatores relativos à elaboração da composição contribuem para o custo do produto final.

Neville and Brooks (2010) comentaram que o uso de concretos com menos cimento, que está entre os insumos mais onerosos na mistura, proporciona consideráveis vantagens técnicas, principalmente no que diz respeito à origem de quadros fissuratórios de diversas naturezas.

Para se chegar a uma composição adequada, há de se levar em consideração ainda outros fatores a exemplo de: exigências mecânicas; níveis de exposição e operação; tipos de agregados disponíveis; técnicas de execução; resistência média e resistência mínima; variabilidade da resistência.

Outra consideração que visa diminuição de custos de produção está no controle de qualidade. Este participa ativamente na variabilidade de resultados alterando a resistência de dosagem. Há aumento do desvio padrão a partir do aumento das variabilidades de resistência e, conseqüentemente, ampliação da resistência média considerada na dosagem. O teor de cimento de uma mistura com trabalhabilidade apontada é função da resistência média e, por conseguinte, do desvio padrão. Quanto maior o desvio, maior será o teor de cimento considerado para a obtenção da resistência mínima admissível.

O *Guidelines for Viscosity Modifying Admixtures for Concrete* (GVMAC), editado pela EFNARC (2006) classifica o CAA em três tipos: primeiro, o obtido através de finos; segundo, o obtido através de agente de viscosidade; e terceiro, o obtido através da combinação de pó mais agente de viscosidade.

O CAA do primeiro tipo é caracterizado pela grande quantidade de pó utilizado em sua composição, materiais com diâmetro inferior a 0,15 mm, com faixa de 550 a 650 kg/m³ de consumo. Isso assegura a viscosidade plástica e a conseqüente resistência à segregação. O ponto de escoamento é determinado pelo acréscimo de superplastificantes.

No CAA do segundo tipo, o conteúdo de pó é mais baixo, na faixa de 350 a 450 kg/m³ de consumo. A resistência à segregação é controlada principalmente através de aditivos do tipo agentes modificadores de viscosidade (AMV). O ponto de escoamento é determinado pelo acréscimo de superplastificantes.

No CAA do terceiro tipo, o conteúdo de pó situa-se na faixa de 450 a 550 kg/m³, mas o controle reológico se dá com a aplicação de aditivo do tipo AMV associado a dosagem apropriada de superplastificantes.

No Brasil, podem-se referir alguns métodos mais usualmente empregados a exemplo de: Método ACI 211.1; método EPUSP/IPT; Método ABCP; método INT/Lobo Carneiro; método Britânico; método Petrucci; Método IBRACON; dentre outros. O professor Bernardo Tutikian, para o CAA, indica métodos de dosagem a partir de conceitos básicos tais como os baseados no: a) estudo do esqueleto granular: Gomes (2002), Tutikian & Dal Molin (2007); b) experimentais com diagramas de dosagem: Tutikian (2004), Tutikian & Dal Molin (2007), Alencar e Helene (2008); c) conceitos de reologia: Melo-Repette (2005).

O método de dosagem de Alencar e Helene (2008) desenvolvido para o concreto auto-adensável tomou por base o método de dosagem IBRACON para o concreto convencional vibrado. Este método, segundo Alencar (2008), foi desenvolvido por pesquisadores do IPT e da USP e vem sendo amplamente aplicado no Brasil desde a década de 1970, sendo conhecido por Método EPUSP, ou IPT/EPUSP, ou Método Helene & Terzian (1993). Ele prevê ajuste experimental das proporções entre os materiais constituintes do concreto com base na busca de um conteúdo ideal de argamassa seca. A Figura 2.2 apresenta o diagrama de dosagem que busca facilitar o entendimento do comportamento de uma determinada família de concreto de mesmo abatimento, porém, com propriedades bastante diferentes após endurecimento.

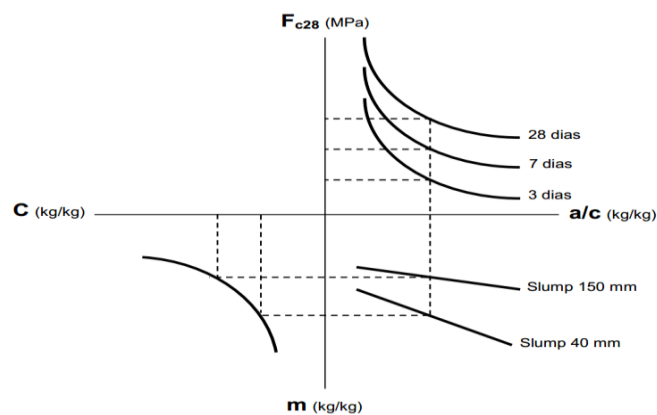


Figura 2.2: Diagrama de dosagem dos concretos de cimento Portland (Alencar, 2008).

Assim, Alencar e Helene (2008) desenvolveram nova metodologia de dosagem aplicável ao CAA tomando por base o Método Helene & Terzian (1993), a partir de introdução de inovações adaptativas. Inicialmente introduziu o conceito de correção da coesão do concreto fresco para apoiar a maior fluidez necessária, com aumento de adições minerais para substituição parcial de cimento por fino pozolânico (metacaulim), ou do agregado miúdo por fino não pozolânico (filer calcário), de uma área superficial maior que o material substituído de finos comparando-se com composições mais ricas, com objetivo de preservar as mesmas características de trabalhabilidade. Outro conceito introduzido por Alencar e Helene (2008) foi a busca ao atendimento específico dos ensaios típicos aplicáveis ao CAA fresco de modo a assegurar suas características de fluidez e capacidade de preenchimento, viscosidade, capacidade de passagem e resistência à segregação. A Figura 2.3 apresenta de forma esquemática a sequência geral de tomada de decisão para o proporcionamento dos materiais da composição média para o CAA com adição, segundo o método proposto por Alencar & Helene em 2008.

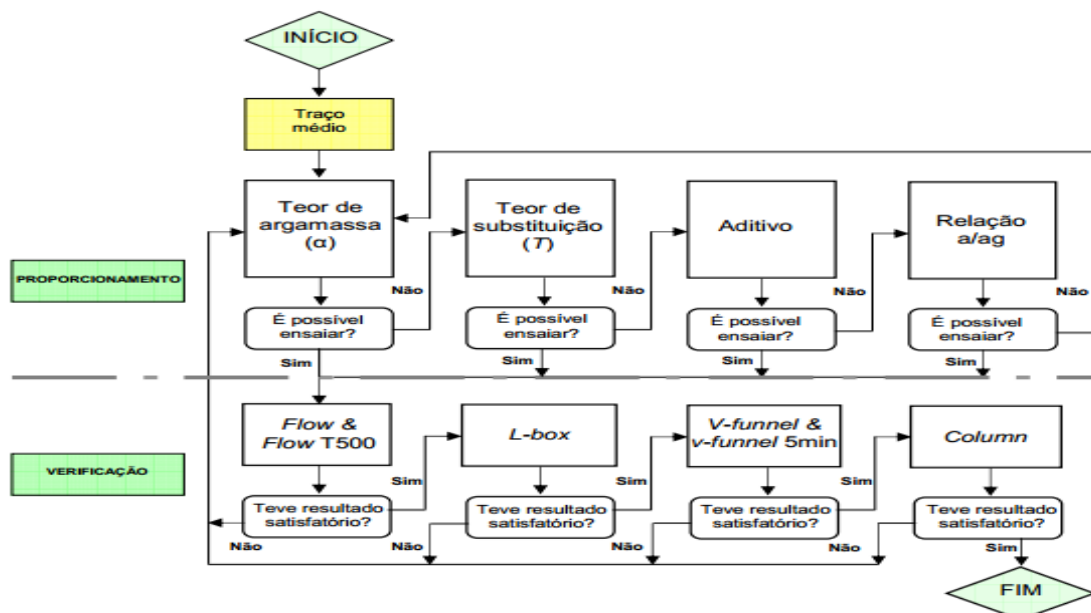


Figura 2.3: Esquema para obtenção da composição média (Alencar & Helene, 2008).

2.4.2 – Materiais constituintes de CAA

Como qualquer produto obtido a partir de outros materiais, a qualidade do produto final dependerá da qualidade dos insumos e sua correta aplicação. Para o CAA, assim como para o CC, destacam-se os insumos cimento e suas adições, agregados, aditivos e água. Para estabelecimento das dosagens do concreto auto - adensável, diversas variáveis deverão ser levadas em consideração para que o concreto atenda efetivamente às exigências específicas em função de sua aplicação.

Segundo o Manual da ABESC para Concreto Dosado em Central (2007), para a obtenção do produto desejado, verificam-se quatro etapas em destaque: cuidados a serem tomados com os materiais

constituintes desde o pátio de agregados; exigências normativas para a central dosadora; escolha do cimento e suas adições; e cuidados e exigências normativas ao longo do desenvolvimento da etapa de obra. A seguir apresentam-se os principais materiais constituintes do concreto e suas recomendações para o correto emprego e obtenção do produto final com a qualidade requerida. Ressalte-se que as adições serão abordadas juntamente com o cimento, sejam incorporadas diretamente na composição do cimento, sejam adicionadas na composição dos concretos.

2.4.2.1 – Cimento e suas adições

O *Guia básico de utilização do cimento portland*, editado pela Associação Brasileira de Cimento Portland - ABCP (2002), em sua 7ª edição, ressalta a importância do conhecimento do cimento quanto ao seu histórico, matérias-primas, produção, controle de qualidade, tipos disponíveis, principais aplicações e cuidados na estocagem, sendo o cimento portland um pó fino com propriedades aglomerantes, aglutinantes ou ligantes, que endurece sob a ação da água. Depois de endurecido, mesmo que seja novamente submetido à ação da água, o cimento portland não se decompõe mais. Segundo Neville and Brooks (12010), o cimento portland é composto de clínquer e de adições. O clínquer é o principal componente e está presente em todos os tipos de cimento portland. As adições podem variar de um tipo de cimento para outro e são principalmente elas que definem os diferentes tipos de cimento. O clínquer tem como matérias-primas o calcário e a argila.

As adições são outras matérias-primas que, misturadas ao clínquer na fase de moagem, permitem a fabricação dos diversos tipos de cimento portland hoje disponíveis no mercado: gesso, escórias de alto-forno, materiais pozolânicos, e materiais carbonáticos. O gesso controla o tempo de pega sendo a quantidade adicionada em geral de 3% para 97% de clínquer em massa. As escórias de alto-forno obtêm-se durante a produção de ferro-gusa nas indústrias siderúrgicas, reagem em presença de água com propriedade de ligante hidráulico, e contribuem para a melhoria da durabilidade e maior resistência final do concreto. Os materiais pozolânicos são rochas vulcânicas ou matérias orgânicas fossilizadas encontradas na natureza; certos tipos de argilas queimadas em elevadas temperaturas (550°C a 900°C); derivados da queima de carvão mineral nas usinas termelétricas; cinzas resultantes da queima de cascas de arroz; e a sílica ativa (um pó finíssimo que sai das chaminés das fundições de ferrosilício), que apresentam a vantagem de conferir ao concreto e às argamassas maior impermeabilidade. Por fim, os materiais carbonáticos são rochas moídas, que apresentam carbonato de cálcio em sua constituição tais como o próprio calcário, servindo também para tornar os concretos e as argamassas mais trabalháveis, sendo conhecidos como filler calcário.

Concreto auto-adensável: alternativa ao concreto convencional em climas quentes

Os principais tipos de cimento portland (CP) brasileiros empregados na construção civil são: CP comum; CP composto; CP de alto-forno; CP pozolânico. Com emprego em menor escala tem-se ainda: CP de alta resistência inicial; CP resistente aos sulfatos; CP branco; CP de baixo calor de hidratação; cimento para poços petrolíferos. Os cimentos deverão ter a finura e área específica determinada. O tempo de pega, expansibilidade, calor de hidratação e resistência à compressão, deverão ser determinados para obtenção do concreto necessário às especificidades de uso.

A seguir, transcrevem-se alguns quadros do *Guia básico de utilização do cimento portland* - ABCP (2002), contendo informações dos cimentos acima descritos. A Tabela 2.8 apresenta quadro com a composição dos cimentos portland comuns e compostos.

Tabela 2.8: Composição dos cimentos portland comuns e compostos (Guia de cimentos da ABCP, 2002).

Tipo de cimento portland	Sigla	Composição (% em massa)				Norma Brasileira
		Clinker + gesso	Escória granulada de alto-forno (sigla E)	Material pozolânico (sigla Z)	Material carbonático (sigla F)	
Comum	CP I	100	-	-	-	NBR 5732(1991)
	CP I-S	99-95	-	1-5	-	
Composto	CP II-E	94-56	6-34	-	0-10	NBR 11578 (1997)
	CP II-Z	94-76	-	6-14	0-10	
	CP II-F	94-90	-	-	6-10	

Já em 2002, os cimentos portland compostos respondiam por aproximadamente 75% da produção industrial brasileira. Verifica-se que a adição de escória e materiais pozolânicos modifica a microestrutura do concreto, diminuindo a permeabilidade, a difusibilidade iônica e a porosidade capilar, aumentando a estabilidade e a durabilidade do concreto. Dessa forma, há melhoria no desempenho do concreto frente à ação de sulfatos e reação álcali-agregado, assim como diminuição do calor de hidratação, aumento da resistência à compressão em idades avançadas, melhoria da trabalhabilidade, dentre outras propriedades (Guia de cimentos da ABCP, 2002). O cimento portland de alta resistência inicial (CP V-ARI) é um tipo particular do cimento portland comum, que tem a peculiaridade de atingir altas resistências já nos primeiros dias da aplicação. Isso se torna possível através da utilização de uma dosagem diferente de calcário e argila na produção do clínquer, bem como pela moagem mais fina do cimento, de modo que, ao reagir com a água, ele adquira elevadas resistências, com maior velocidade.

A Tabela 2.9 apresenta quadro com a composição dos cimentos portland de alto-forno e pozolânicos, e cimento portland de alta resistência inicial (CP V-ARI).

A Figura 2.4 ilustra a evolução média de resistência dos principais tipos de cimento, com base nos valores experimentais obtidos nos laboratórios da ABCP em 1996 (Guia de cimentos da ABCP, 2002).

Tabela 2.9: Composição dos cimentos portland de alto-forno, pozolânico e de alta resistência inicial (Guia de cimentos da ABCP, 2002).

Tipo de cimento portland	Sigla	Composição (% em massa)				Norma Brasileira
		Clinker + gesso	Escória granulada de alto-forno	Material pozolânico	Material carbonático	
Alto-forno	CP III	65-25	35-70	-	0-5	NBR 5735 (1991)
Pozolânico	CP IV	85-45	-	15-50	0-5	NBR 5736 (1991)
A R Inicial	CP V-ARI	100-95	-	-	0-5	NBR 5733 (1991)

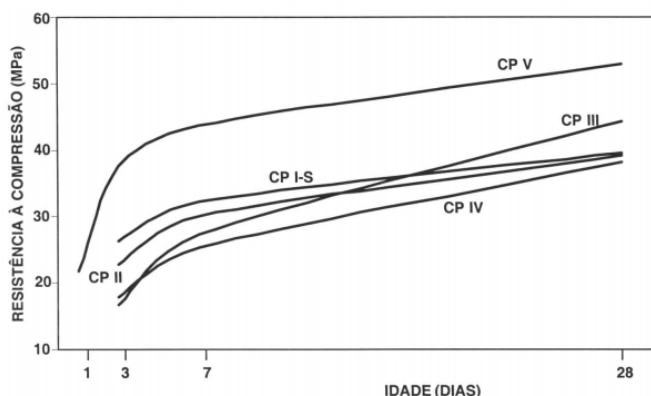


Figura 2.4: Evolução média de resistência à compressão dos distintos tipos de cimento portland (Guia de cimentos da ABCP, 2002).

Os cimentos portland resistentes aos sulfatos são aqueles que têm a propriedade de oferecer resistência aos meios agressivos sulfatados, tais como os encontrados nas redes de esgotos de águas servidas ou industriais, na água do mar e em alguns tipos de solos. De acordo com a Norma NBR 5737 (1992), qualquer um dos cinco tipos básicos (CP I, CP II, CP III, CP IV e CP V-ARI) pode ser considerado resistente aos sulfatos, desde que obedeça ao menos uma das seguintes condições: a) teor de aluminato tricálcico (C_3A) do clinker e teor de adições carbonáticas de, no máximo, 8% e 5% em massa, respectivamente; b) cimentos do tipo alto-forno que contiverem entre 60% e 70% de escória granulada de alto-forno, em massa; c) cimentos do tipo pozolânico que contiverem entre 25% e 40% de material pozolânico, em massa; d) cimentos que tiverem antecedentes de resultados de ensaios de longa duração ou de obras que comprovem resistência aos sulfatos.

Os cimentos portland de baixo calor de hidratação, de acordo com a NBR 13116 (1994), são aqueles que geram até 260 J/g e até 300 J/g aos 3 dias e 7 dias de hidratação, respectivamente, e podem ser qualquer um dos tipos básicos. O ensaio é executado de acordo com a norma NBR 12006 (1990), cujo título é *Cimento – Determinação do calor de hidratação pelo método de garrafa de Langavant – Método de ensaio*.

No Brasil o cimento portland branco é regulamentado pela norma NBR 12989 (1993), sendo classificado em dois subtipos: cimento portland branco estrutural e cimento portland branco não estrutural, cujas composições são mostradas na Tabela 2.10.

Tabela 2.10: Composição dos cimentos portland branco (NBR 12989, 1993).

Tipo de cimento portland branco	Código de ident. (sigla + classe)	Composição (% em massa)		Norma Brasileira
		Clinker branco + gesso	Material carbonático	
Estrutural	CPB-25 CPB-32 CPB-40	100-75	0-25	NBR 12989
Não estrutural	CPB	74-50	26-50	

O cimento para poços petrolíferos (CPP) é regulamentado pela NBR 9831 (2008) e na sua composição não se observam outros componentes além do clínquer e do gesso para retardar o tempo de pega.

Guia básico de utilização do cimento portland - ABCP (2002) também apresenta as exigências físicas, mecânicas e químicas dos cimentos apresentados nas Tabelas 2.8 e 2.9. É recomendado que o cimento ao ser aplicado na obra tenha atingido a temperatura ambiente, uma vez que o clínquer do cimento portland sai do forno a cerca de 80°C, podendo ser recebido para uso com temperaturas de até 60°C (Guia de cimentos da ABCP, 2002). Carneiro *et al.* (2012), no 54º CBC IBRACON, apresentou trabalho sobre a influência da temperatura do cimento nas características do concreto no estado fresco, a partir da constatação do uso cada vez maior de cimentos recém chegados da fábrica, naturalmente com temperaturas mais elevadas, superiores a 60°C, para utilização imediata nas concreteiras. A pesquisa avaliou as características do concreto fresco através do *slump* inicial, perda de abatimento e consumo adicional de água, resistência à compressão para o concreto endurecido e ainda o impacto da temperatura do cimento sobre o percentual de água de consistência normal. Após a realização dos estudos, Carneiro *et al.* (2012) concluíram: há aumento com variação linear de demanda da água necessária para a obtenção de mesma trabalhabilidade com o aumento da temperatura do cimento; a tensão de escoamento aumentada e a redução da taxa de adsorção dos grãos de cimento, levam a aumento do teor de água necessária para o mesmo abatimento de forma exponencial com o aumento da temperatura; manter a mesma trabalhabilidade trouxe aumento na relação água/cimento (a/c), com redução das resistências, assim como menor durabilidade face ao aumento da porosidade/permeabilidade do concreto; o aumento de 5°C na temperatura do concreto provocado pela maior temperatura do cimento, resultou em aproximadamente 3% a mais do teor de água na composição para obtenção de mesmo slump, que trouxe gradual impacto na resistência à compressão axial do concreto (Carneiro *et al.*, 2012).

A Tabela 2.11 apresenta dados do Quadro 1 da Norma NP EN 197 – 1 – (2001) contendo os 27 produtos da família de cimentos correntes. Também as equivalências identificadas entre os cimentos europeus e os cimentos aplicados no Brasil (ver Tabelas 2.8 e 2.9).

Tabela 2.11: As famílias de cimentos europeus e seus equivalentes brasileiros.

Cimento europeu (EN 197-1, 2001)			Cimento brasileiro equivalente		
Tipos principais	Notação dos 27 tipos de cimento		Siglas da ABNT		
CEM I	Cimento Portland	CEM I	95-100	CP I CP I-S CP V-ARI	
CEM II	Cimento Portland de escória	CEM II/A-S CEM II/B-S	80-94 65-79	CP II-E	
	Cimento Portland de sílica de fumo	CEM II/A-D	90-94	CP II-Z	
	Cimento Portland de pozolana	CEM II/A-P CEM II/B-P	80-94 65-79		
		CEM II/A-Q CEM II/B-Q	80-94 65-79		
		Cimento Portland de cinza volante	CEM II/A-V CEM II/B-V	80-94 65-79	
	CEM II/A-W CEM II/B-W		80-94 65-79		
	Cimento Portland de xisto cozido		CEM II/A-T CEM II/B-T	80-94 65-79	
		Cimento Portland de calcário	CEM II/A-L CEM II/B-L	80-94 65-79	CP II-F
CEM II/A-LL CEM II/B-LL	80-94 65-79				
Cimento Portland composto	CEM II/A-M CEM II/B-M		80-94 65-79	-	
CEM III	Cimento de alto forno	CEM III/A CEM III/B CEM III/C	35-64 20-34 5-19	CP III	
CEM IV	Cimento pozolânico	CEM IV/A CEM IV/B	65-89 45-64	CP IV	
CEM V	Cimento composto	CEM V/A CEM V/B	401-64 20-38	-	

Em relação às normas portuguesas e europeias, no que concerne aos cimentos, a Norma NP EN 197 – 1 – (2001) define e apresenta as especificações de 27 cimentos distintos e os seus constituintes. A definição de cada cimento inclui as percentagens em que os constituintes são combinados para produzir estes diferentes produtos numa série de seis classes de resistência. A definição também inclui os requisitos a satisfazer pelos constituintes e os requisitos mecânicos, físicos e químicos dos 27 produtos e classes de resistência. A EN 197-1 (2001) também estabelece os critérios de conformidade e as regras correspondentes. São também indicados os requisitos de durabilidade necessários.

2.4.2.2 - Agregados

As composições dos concretos utilizam agregados de diferentes tamanhos. Agregados graúdos são considerados aqueles cujo tamanho seja superior a 5 mm. Para tamanhos entre 5 mm e 70 ou 60 μm , situam-se os agregados finos ou areias. Materiais entre 60 μm e 2 μm são denominados siltes e partículas ainda menores são denominadas argilas. Barro consiste de depósito contendo proporções equivalentes de areia, silte e argila. Segundo Neville (1997), muitas propriedades do agregado dependem inteiramente das propriedades da rocha mãe, por exemplo, composição química e mineral, característica petrográfica, densidade, dureza, resistência, estabilidade física e química, estrutura de poros e cor. Por outro lado, existem algumas propriedades possuídas pelo agregado, mas ausente na rocha mãe: forma da partícula e tamanho, textura da superfície, e absorção. Todas essas propriedades podem ter considerável influência na qualidade do concreto, quer no estado fresco, quer no estado endurecido. Do ponto de vista petrográfico, os agregados, quer esmagado, quer naturalmente reduzido em seu tamanho, podem ser divididos em vários grupos de rochas com características comuns a exemplo de: basalto, granito, calcário, arenito; quartzito (Neville, 1997).

A seguir apresenta-se a Tabela 2.12, que transcreve a Tabela 3.5 de Neville (1997), contendo a importância relativa média das propriedades dos agregados que afetam a resistência do concreto.

Tabela 2.12 – Tabela 3.5 de Neville (1997).

Propriedades do concreto	Efeito relativo das propriedades dos agregados (%)		
	Forma	Textura da superfície	Módulo de elasticidade
Resistência à flexão	31	26	43
Resistência à compressão	22	44	34

NB Os valores representam a proporção de variância devido a cada propriedade para a variância total representada por três características de agregado em testes com três misturas feitas com 13 agregados.

Neville (1997) chama atenção de que se deve levar em consideração propriedades e características importantes na relação dos agregados com o produto final concreto, a exemplo de: aderência do agregado com a pasta de cimento; resistência do agregado; dureza do agregado; densidade do agregado; densidade aparente do agregado; porosidade e absorção do agregado; teor de umidade do agregado; volume de agregado miúdo; substâncias deletérias no agregado a exemplo de impurezas orgânicas, argilas e outros materiais finos, contaminação salina, partículas que não conseguem manter sua integridade ou sofrem reações expansivas sob congelamento ou água; solidez do agregado; reação álcali-silica; testes de reatividade do agregado; reação álcali-carbonato do agregado; propriedades térmicas do agregado; análise granulométrica; curvas de classificação; módulo de finura; requisitos de classificação; graduações práticas;

classificação dos agregados finos e grossos; agregados com tamanho acima ou abaixo da faixa de granulometria estabelecida; lacuna de granulometria, onde vazios entre agregados maiores não são preenchidos por agregados menores; tamanho máximo do agregado; manuseio do agregado; agregados especiais de origem artificial, normalmente obtido de materiais reciclados (Neville, 1997).

Portanto, para os agregados miúdos deve-se controlar a granulometria, a massa específica e a massa unitária. Verificar se o material apresenta-se pulverulento, com teor de argila em torrões, com teor de partículas, umidade superficial e impurezas orgânicas. Para os agregados graúdos, deve-se também controlar a granulometria, a massa específica e a massa unitária, bem como abrasão Los Angeles e coeficiente de forma.

2.4.2.3 - Aditivos

Na composição do concreto auto - adensável, os aditivos exercem um papel fundamental, daí porque se deve aprofundar mais a questão conforme apresentado a seguir. Segundo Neville and Brooks (2010), os aditivos estão sendo cada vez mais difundidos e tornam-se importantes constituintes nas composições de CAA. A razão para o grande crescimento do uso de aditivos é que eles são capazes de conferir benefícios físicos e econômicos em relação ao concreto. Neville and Brooks (2010) chamam a atenção para, muito embora não serem baratos, os aditivos não necessariamente representam despesa adicional porque o uso deles pode resultar em outros ganhos, a exemplo de: custo de mão de obra para adensamento e acabamento após lançamento nas formas; eliminação de acréscimo de consumo de cimento para manutenção da trabalhabilidade com mesma relação água/cimento, por exemplo; aumento da durabilidade sem o uso de medidas adicionais. Porém, ressalte-se que os benefícios que os aditivos trazem para o concreto não podem ser entendidos como remédios para constituintes de baixa qualidade aplicados à mistura; para proporções incorretas de constituintes na mistura; ou para baixa qualidade da mão de obra empregada nas etapas de transporte, lançamento e adensamento do concreto.

A classificação dos aditivos, que podem ser definidos como produto químico, estabelecida pela ASTM C 494/C494M (2015) é a seguinte: Tipo A são os redutores de água; Tipo B são os retardadores; Tipo C são os aceleradores; Tipo D são os redutores de água e retardadores; Tipo E são os redutores de água e aceleradores; Tipo F são os de alta redução de água ou superplastificantes; e Tipo G são os superplastificantes e retardadores. A Norma EN 480-1 (2014), aditivos para concreto, argamassa e *grout*, métodos de ensaios; concretos e argamassas de referência para ensaios, também normatiza a aplicação dos aditivos ao concreto incluindo o CAA.

No aspecto da aplicação dos concretos em baixas e altas temperaturas, Neville and Brooks (2010) indicam que os aditivos aceleradores podem ser empregados para lançamento do concreto a baixas temperaturas a exemplo de 2 a 4 °C. Também, para fabricação de elementos pré-moldados onde seja desejável a retirada da forma em menores prazos, assim como em trabalhos emergenciais de recuperação. Os aceleradores em altas temperaturas podem resultar em elevada taxa de desenvolvimento de calor de hidratação e de fissuração de retração. Já os retardadores, são usualmente aplicados para as altas temperaturas, quando o tempo de pega normal é diminuído, bem como ajudam a evitar a formação de juntas frias de concretagem. Em geral eles prolongam o tempo que o concreto pode dispor para as operações de transporte, lançamento e adensamento.

Os aditivos redutores de água tem a função de reduzirem o consumo de água na mistura usualmente entre 5 e 10%, podendo para os concretos de elevada trabalhabilidade atingirem 15%. Concretos contendo aditivos redutores de água geralmente exibem baixa segregação e boa fluidez, segundo Neville and Brooks (2010).

De acordo com Belohuby (2009), todas as normas e referências definem aditivos para concreto de diferentes formas e termos, mas essencialmente descrevem: *material que adicionado em pequenas quantidades (em relação ao peso dos aglomerantes) durante o processo de mistura, altera as características do concreto no estado fresco e/ou endurecido*. A norma brasileira aplicada é a ABNT NBR 11768 (2011).

Existem aditivos do tipo controladores de retração, agentes modificadores de viscosidade (AMV), inibidores de corrosão, bem como os antiespumantes (agentes melhoradores superficiais). O *Guidelines for Viscosity Modifying Admixtures for Concrete* (GVMAC) (2006), estabelece que a função chave de um aditivo modificador de viscosidade (AMV) é alterar propriedades reológicas da pasta de cimento. A reologia do concreto fresco pode ser principalmente descrita pelo ponto de escoamento ou cedência e viscosidade plástica.

Phan *et al.* (2006) avaliaram a influência de aditivos de elevada redução de água, superplastificantes (SP), comparativamente com aditivos modificadores de viscosidade (AMV), com objetivo de estudar as propriedades reológicas de pastas cimentícias usadas na composição de CAA. SP são conhecidos por terem efeitos sobre a dispersão de partículas de cimento por meio de repulsão estérica e/ou eletrostática, enquanto que com aplicação dos AMV são esperados estabilização da pasta pelo aumento da viscosidade da solução aquosa. No estudo, foi considerado tanto o estado transitório quanto constante do comportamento reológico de pastas cimentícias em proporções onde diferentes dosagens de SP e AMV foram consideradas. Segundo Phan *et al.* (2006), as propriedades reológicas das pastas foram muito mais

sensíveis para SP que para AMV. Isso tem sido interpretado usando o modelo Krieger-Dougherty para suspensões granulares concentradas. De fato, esse modelo indicou que as propriedades reológicas das pastas vão depender principalmente da configuração do esqueleto granular e menos na fase fluida. O resultado pode ser compreendido pelo fato do AMV afetar principalmente a solução aquosa, pelo aumento da viscosidade, enquanto que SP pode mudar drasticamente a configuração na fase granular pela dispersão dos flocos (Phan *et al.*, 2006).

Nas Figuras 2.5 (a) e (b), para SP, apresentam-se desenhos esquemáticos indicativos dos mecanismos de repulsão eletrostática entre as partículas de cimento, obtidas do artigo de Belohuby (2009).



Figuras 2.5 (a) e (b): Esquema indicativo da repulsão eletrostática (Belohuby, 2009).

O aditivo tipo AMV deixa o concreto mais tolerante a variações do conteúdo de água na mistura de modo que a viscosidade seja mantida e a segregação prevenida. O concreto se torna mais robusto para absorver pequenas, porém normais, mudanças de umidade dos agregados.

No entanto, o GVMAC (2006) chama a atenção para o fato de que AMV não substitui a necessidade de se preservar a boa qualidade dos constituintes de uma composição. Apontam-se então potenciais benefícios do AMV para o CAA, conforme sumarizados a seguir:

- 1) Menor sensibilidade às variações de umidade dos agregados;
- 2) Os efeitos das pequenas mudanças nas propriedades dos materiais são minimizados;
- 3) Conteúdo menor de pó;
- 4) Redução no nível de controle da produção;
- 5) Permite o uso de misturas mais fluidas sem o risco de segregação;
- 6) Melhora a taxa de lançamento do concreto;
- 7) Reduz o risco de segregação e vazamento;
- 8) Reduz a pressão sobre a forma devido ao efeito tixotrópico;
- 9) Melhor aparência da superfície do concreto.

Mas é preciso estar atento para a possibilidade de sobredosagem de AMV, pois poderia tornar a mistura do concreto fresco, muito coesiva reduzindo sua taxa de lançamento. Esse efeito pode usualmente ser combatido através do aumento do conteúdo de superplastificante (GVMAC, 2006).

Mikanovic e Jolicoeur (2008) estudaram a influência de superplastificantes na reologia e estabilidade de pastas calcárias e de cimento à temperatura ambiente. Os aditivos aplicados foram superplastificantes polinaftalenos (PNS) e poliacrilatos (PC). A pasta calcária usou relação $w/c = 0,50$ e a pasta cimento $w/c = 0,55$. A reologia das pastas foi avaliada através de ensaios *mini-slump* e medições da viscosidade dinâmica. A sistemática comparação das pastas calcárias e de cimento fornece informações valiosas para a elucidação dos efeitos químicos especificamente relacionados com o sistema cimentício, inclusive com a influência dos superplastificantes nos seus comportamentos. Nas pastas água-calcário, a efetividade dispersante dos superplastificantes PNS e PC são comparáveis; a maior capacidade dispersiva do PC aparece quando $\text{Ca}(\text{OH})_2$ é adicionado à pasta calcária (pH 12,5) e pode ser entendido pelos efeitos de interação eletrostática e floculação. Por outro lado, reações de hidratação do cimento aparentemente, afetam ambos superplastificantes PNS e PC de forma semelhante, incorporação parcial em produtos de hidratação, significando decréscimo na capacidade dispersiva deles.

Masuero *et al.* (2012) desenvolveram estudo em pastas de cimento Portland comparando diferentes aditivos base policarboxilato disponíveis comercialmente no Brasil, com objetivo de analisar a influência desses produtos no comportamento das pastas em relação a tempo de pega e manutenção do abatimento (*slump*). Foram avaliados quatro aditivos de diferentes fabricantes, em duas composições, usando dois tipos de cimento, CP IV e CP V. O percentual de uso dos aditivos variou de 0,4 a 1,3%. Os ensaios aplicados utilizaram calorímetro semi-adiabático e mini abatimento (*mini-slump*) em pasta. Concluiu-se que independentemente do cimento utilizado, os aditivos aplicados apresentaram comportamento semelhante quanto à determinação dos tempos de pega, onde, para dosagens elevadas de aditivos, observou-se excessivo retardo nos tempos de pega para os dois tipos de cimento aplicados. Em relação aos ensaios de manutenção de abatimento, evidenciou-se que um dos quatro aditivos escolhidos apresentou melhor desempenho que os demais em todos os ensaios, e os tipos de cimento não tiveram maior influência no desempenho dos dispersantes (Masuero *et al.*, 2012).

Como produtos de suporte/auxiliares, existem ainda os agentes desmoldantes; agentes de cura; e retardadores superficiais.

Segundo Belohuby (2009), os aditivos plastificante e superplastificante são utilizados para redução da água de amassamento e melhoria da trabalhabilidade. Os plastificantes reduzem a água de amassamento entre 5% e 12%, enquanto que os superplastificantes superiores a 12%.

Os aditivos retentores de água reduzem a exsudação do concreto fresco, melhoram a bombeabilidade e a coesão do concreto, segundo Belohuby (2009). Como principais causas da exsudação, aponta-se a deficiência de finos nos agregados; concretos de baixo consumo de cimento; elevada quantidade de água; variações na dosagem do material devido à pesagem ou mistura. As consequências advindas apresentam-se na forma de superfície do concreto irregular, porosa, poeirenta; superfície do concreto com resistência inadequada às ações do ambiente ou desgaste mecânico; surgimento de eflorescência (Belohuby, 2009). Aperfeiçoamento da curva granulométrica, redução da quantidade de água, associado a aumento do consumo de cimento e/ou outros finos, além da utilização de AMV, possibilitam redução da exsudação.

O concreto deve possuir uma matriz impermeável para protegê-lo do ingresso excessivo de CO_2 , devendo-se garantir haver um cobrimento suficiente das armaduras, podendo-se aplicar aditivo específico para formação de filme protetor ao redor da armadura (Belohuby, 2009).

2.4.2.4 - Água

O controle da água a ser empregada deve verificar possível presença de matéria orgânica, resíduo sólido, sulfatos, cloretos e açúcar. Deve ainda ser determinado seu pH, que normalmente deve se situar entre 6,0 e 8,0. Segundo Neville (1997), a quantidade da água na mistura influencia a resistência do concreto resultante, mas, chama também a atenção para o papel que a qualidade da água também desempenha: suas impurezas podem interferir com o endurecimento do cimento; pode afetar negativamente a resistência do concreto ou causar manchas na sua superfície; e pode também levar à corrosão das armaduras. Por essas razões apontadas, a qualidade da água aplicada para fins de mistura e de cura deve ser considerada. Assim, a utilização de água potável na mistura é geralmente satisfatória, apesar de existirem algumas exceções a exemplo de algumas áreas áridas onde a água potável local seja salina, podendo conter quantidade excessiva de cloretos. Também, algumas águas minerais naturais contendo indesejáveis quantidades de álcalis carbonatos e bicarbonatos que possam contribuir para o aparecimento de reação álcali-silica.

2.5 – ESTUDOS DE VIABILIDADE ECONÔMICA

A viabilidade do uso do concreto auto-adensável (CAA) em lugar do concreto convencional vibrado (CC) deve levar em consideração aspectos técnicos e econômicos. Os aspectos técnicos foram abordados nas Seções anteriores do presente Capítulo, ficando demonstrado que o atual conhecimento referido bem sinaliza a viabilidade técnica do uso do CAA, mostrando inclusive, vários aspectos de desempenho superior ao CC. Dessa forma, resta o aspecto de viabilidade econômica para que se disponha de indicativos seguros que subsidiem decisões gerenciais e empresariais quanto à aplicação de CAA em lugar de CC.

De Schutter (2013) constatou ser um enorme passo para as fábricas de concreto pré-moldado o uso de CAA, por conta das muitas dificuldades e desafios a serem superados. No entanto, esse é um passo necessário no desafio de se chegar a processos de construção mais intensamente automatizados, com muitas vantagens concernentes a produtos de qualidade, economia de energia e preservação do meio ambiente. Enquanto as propriedades do CAA são agora bem conhecidas pela indústria, menos informações parecem disponíveis no que se refere à contribuição do CAA para automação dos processos de produção. Além disso, o ganho econômico e ecológico é desejado por quase todos, mas, não obstante, quase nunca são quantificados. Assim, procurou-se extrair do trabalho de De Schutter (2013) a abordagem desenvolvida com vista a uma estimativa feita da economia de energia e ganho ecológico, quando uma fábrica de concreto começa a mudar sua produção, que utilizava CC, para a tecnologia do CAA.

Para a avaliação do consumo de energia, De Schutter (2013) procurou estimar o potencial de energia economizada a partir da introdução do CAA combinada com a técnica de bombeamento, levando em consideração quatro diferentes aspectos do processo produtivo a serem avaliados: mistura, transporte, adensamento e acabamento. A Tabela 2.13 apresenta os dados com a economia de energia quando se muda a produção utilizando CAA comparativamente ao CC.

Tabela 2.13 – Economia de energia com uso de CAA (De Schutter, 2013).

Energia	Método corrente de produção (MCP)	Bombeamento de CAA (B-CAA)
Mistura	0,4 GWh	0,6 GWh
Transporte	0,2 GWh	0,042 GWh
Adensamento	1,0 GWh	0,0 GWh
Finalização e Acabamento	Negligenciável	Negligenciável
Total de energia aplicada	1,6 GWh	0,642 GWh

A Figura 2.6 mostra em forma de gráfico os resultados apresentados na Tabela 2.13.

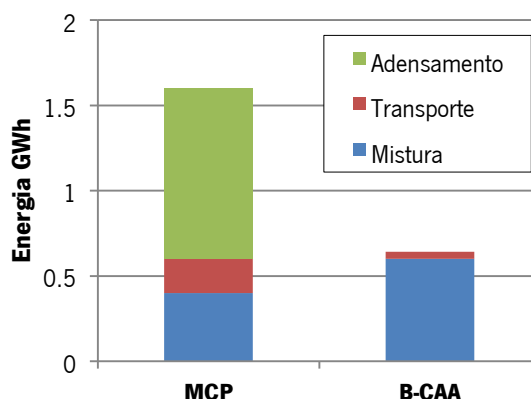


Figura 2.6 Gráfico dos resultados obtidos na Tabela 2.13 (De Schutter, 2013).

Segundo De Schutter (2013), a primeira categoria de ganhos com a utilização de CAA em lugar de CC pode ser obtida através de: redução de ruído; limitação de vibração; redução de faltas dos trabalhadores devido a doenças; aumento da vida útil das formas. São variáveis difíceis de quantificação dos ganhos em termos de eco ponto ou valor de mercado. Para a segunda categoria de ganhos relacionada ao consumo de energia, considere-se uma fábrica que produza 35000 m³ de concreto por ano. Estima-se que o ganho anual de energia seja de quantidade até 1 GWh, ou 60% do consumo anual de energia, quando se muda de CC para CAA (De Schutter, 2013).

Dal Molin *et al.* (2012) apresentaram trabalho sobre análise técnica e econômica de concretos auto-adensáveis com níveis semelhantes de resistência à compressão. A Tabela 2.14 apresenta os resultados de resistência, relação água/cimento e consumo real de cimento para cada uma das composições aplicadas no estudo.

Tabela 2.14 – Resultados dos estudos das composições aplicadas (Dal Molin *et al.*, 2012).

	Composição	Resistências (MPa)		a/c	Consumo real	
		7 dias	28 dias			
CAA	OKAMURA	01	16,6	20,5	0,54	309
		02	22,2	31,6	0,43	358
		03	29,9	38,8	0,35	390
		04	39,1	49,3	0,28	436
	GOMES	G1	20,4	26,8	0,60	336
		G2	22,9	28,9	0,50	328
		G3	17,1	20,7	0,40	312
		G4	32,0	39,2	0,30	352
	TUTIKIAN/DAL MOLIN	TD1	27,5	40,5	0,55	288
		TD2	39,9	55,1	0,45	395
		TD3	47,2	64,7	0,35	489
		TD4	46,6	62,0	0,28	562
CC	IPT/EPUSP	IPT1	26,8	33,6	0,56	313
		IPT2	38,0	41,4	0,43	394
		IPT3	41,2	47,4	0,36	516
		IPT4	45,7	51,3	0,32	742

A Tabela 2.15 apresenta os custos dos concretos onde tem-se os seguintes custos unitários dos materiais: a) cimento = R\$ 0,40/kg; b) agregado graúdo = R\$ 35,00/m³; c) cinza volante = R\$ 0,15/kg; d) sílica ativa = R\$ 1,20/kg; aditivo superplastificante = R\$ 2,50/l. Os preços indicados eram praticados na cidade de Porto Alegre em dezembro de 2011. Para conversão de Real para Euro, aplicou-se a tabela de conversão do site de conversão de moedas do Banco Central do Brasil para a data de 31.12.2011, onde se tem que € 1,00 = R\$ 2,4342. Isso permitiu manter os custos fixados em Euros de dezembro de 2011 até a presente data.

Tabela 2.15 – Resultados dos custos dos concretos estudados (Dal Molin *et al.*, 2012).

Resistência (MPa) 28 dias	Custo (Euros)				Custo (Euros)/MPa			
	Okamura	Gomes	Tutikian/Dal Molin	IPT/EPUSP	Okamura	Gomes	Tutikian/Dal Molin	IPT/EPUSP
30	82,46	85,85	-	62,37	2,75	2,86	-	2,08
35	86,19	91,30	78,80	77,84	2,46	2,61	2,25	2,22
40	92,74	98,42	90,40	92,33	2,32	2,46	2,26	2,31
45	95,86	101,33	101,27	107,46	2,13	2,25	2,25	2,39
50	99,64	-	111,84	124,85	1,99	-	2,24	2,50

Dal Molin *et al.* (2012) chamam a atenção de que a análise dá um indicativo de custo levando em consideração apenas os materiais, excluindo-se outros custos não quantificados a exemplo de mão de obra. Assim, mesmo levando-se em conta apenas os materiais, os resultados mostraram que o CC apresentou menor custo em relação ao CAA para resistências de 30 e 35 MPa. Para resistência de 40 MPa o custo do CC foi equivalente ao custo médio do CAA, enquanto que para resistências superiores, o custo médio do CAA foi menor que o custo do CC equivalente.

Vaquero y Mayor (2009) apresentou comparativo de custos entre CAA e CC equivalentes, para resistências à compressão de 20 e 40 MPa, levando em consideração os itens concreto (materiais), mão de obra e equipamentos e energia elétrica, obtidos através da Revista *Techne* n° 111 de junho de 2006, trabalho da Escola de Engenharia Civil da UFG, conforme a Tabela 2.16 a seguir.

Tabela 2.16 – Comparativo de custos entre CAA e CC (Vaquero y Mayor, (2009).

ITEM	Custos percentuais para 1 (m³) fck = 20 MPa			Custos percentuais para 1 (m³) fck = 40 MPa		
	CC	CAA	Diferença	CC	CAA	Diferença
Concreto	89,08	105,39	+ 18,3%	91,43	93,04	+ 1,8%
Mão-de-obra	7,03	2,23	- 68,3%	5,52	1,75	- 68,3%
Equip. e energia elétrica	3,89	0,39	- 90,0%	3,05	0,31	- 90,0%
Total	100,00	108,01	+ 8,0%	100,00	95,10	- 4,9%

Os valores apresentados na tabela acima foram confirmados por Dal Molin *et al.* (2012) quando foi identificado que para concretos de maior resistência, o desempenho do CAA equivalente ao CC é melhor no aspecto econômico.

Ainda com base na mesma publicação, Vaquero y Mayor apresentou comparativo de desempenho entre CAA e CC em relação a tempo de concretagem. O CAA necessitou de 1,5 hora de trabalho enquanto que o CC necessitou de 4,0 horas. Quanto ao número de pessoas envolvidas na operação de concretagem, o CAA necessitou de 4 pessoas enquanto que o CC necessitou de 13 pessoas. Entende-se então que a apropriação de custo incluindo materiais e mão de obra torna-se mais realista para avaliar a possível vantagem do CAA em relação ao CC.

Alencar (2008) em sua dissertação de mestrado, estudando a aplicação de CAA em fábrica de pré-moldados de concreto, apresentou na Tabela 2.17 o custo (R\$) dos componentes individuais por m³ das composições de CAA, em comparação às composições do CC de referência, com utilização do cimento ARI. Para conversão de Real para Euro, aplicou-se a tabela de conversão do site de conversão de moedas do Banco Central do Brasil para a data de 30.06.2008, onde se tem que € 1,00 = R\$ 2,5062902. Isso permitiu manter os custos fixados em Euros de junho de 2008 até a presente data.

Tabela 2.17 – Comparativo de custos (em Euros) entre composições de CAA e CC (Alencar, 2008).

Concreto		f _{ck28} (MPa)	Materiais								Total
			Cimen-to ARI	Metac.	Areia rosa	Filer	Brita 19.1	Brita 12.5	SP1	SP2	
CC	REF 1	70	44,70		7,98		8,38	3,59	6,39		71,1
		60	40,70		8,38		8,38	3,59	5,99		67,1
		50	36,71		8,78		8,38	3,59	5,19		62,7
	REF 2	70	49,48		8,38		7,98	3,59	9,18		78,6
		60	44,30		8,78		7,98	3,19	7,98		72,2
		50	39,90		8,78		7,58	3,19	7,18		66,6
SF2	CAA s/adição	70	69,04		10,38		4,79	2,00	20,35		107,0
		60	57,46		11,17		4,79	2,00	16,76		92,6
		50	48,28		11,97		4,79	2,00	13,97		81,0
	CAA c/metac.	70	63,05	4,79	9,18		5,59	2,40	19,16		104,6
		60	50,28	5,19	9,98		5,59	2,40	15,56		89,4
		50	40,70	5,19	10,78		5,59	2,40	12,77		77,4
	CAA c/filer 1	70	63,45		9,58	1,60	5,19	2,40	16,36		99,0
		60	52,68		10,38	2,40	5,19	2,40	13,57		86,2
		50	42,30		10,38	3,99	5,19	2,40	10,78		75,0
	CAA c/filer 2	70	67,44		9,18	2,40	5,59	2,40	17,16		103,8
		60	53,47		9,58	3,59	5,19	2,40	13,57		87,4
		50	42,30		9,58	4,79	5,19	2,00	10,78		75,0
SF3	CAA s/adição	70	73,82		10,78			6,39		32,32	123,3
		60	60,66		11,97			6,39		26,74	105,4
		50	49,88		12,77			5,99		21,95	90,6
	CAA c/metac.	70	64,25		9,98			7,58		30,33	120,1
		60	51,88		10,38			7,58		24,74	102,2
		50	41,50		11,17			7,18		20,35	88,2
	CAA c/filer	70	67,44		8,78	4,39		6,78		27,53	115,3
		60	55,87		9,18	5,99		6,78		22,75	100,6
		50	46,69		8,78	7,98		6,78		19,16	89,4

SP = superplastificante

A Figura 2.7 apresenta o gráfico com os resultados do custo global dos materiais, em Euros/m³, obtidos e mostrados na Tabela 2.17.

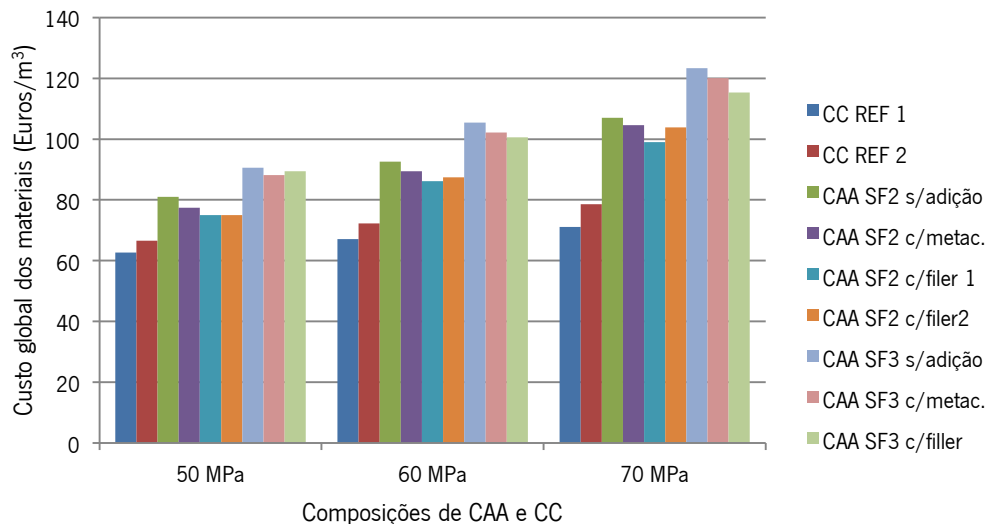


Figura 2.7 Gráfico dos resultados obtidos na Tabela 2.17 (Alencar, 2008).

Tutikian (2007) em sua tese de doutorado apresentou tabela com comparativo de custos globais entre CAA e CC, com base em trabalho anterior de Tutikian *et al.* de 2005, levando em consideração levantamento em indústria brasileira de pré-fabricados de concreto. Os concretos tinham resistência à compressão de 25 MPa, e a composição de CAA teve adição de cinza volante. Segundo Tutikian (2007), o custo global do CAA foi 3% inferior ao CC, tendo ainda apresentado vantagens que não puderam ser quantificadas, a exemplo de: diminuição do barulho de vibração, aumento de vida útil das formas, economia de energia elétrica, e ganho ambiental uma vez que parte do cimento foi substituído por cinza volante.

A Tabela 2.18 mostra o comparativo de custos obtido por Tutikian (2007) na sua pesquisa. Para conversão de Real para Euro, aplicou-se a tabela de conversão do site de conversão de moedas do Banco Central do Brasil para a data de 30.06.2005, onde se tem que € 1,00 = R\$ 2,8458602. Isso permitiu manter os custos fixados em Euros de junho de 2005 até a presente data.

Tabela 2.18 – Comparativo de custos (em Euros) entre composições de CAA e CC (Tutikian, 2007).

ETAPA	CC		CAA	
	Nº Pessoas	Custo (Euros/m³)	Nº Pessoas	Custo (Euros/m³)
Composição do concreto	0	50,06	0	62,30
Mistura do concreto	1	1,21	1	1,21
Transporte	1	5,44	1	5,44
Aplicação do desmoldante	3	3,75	3	3,75
Adensamento	5	9,38	2	1,88
Acabamento	4	2,47	2	0,50
Reparos	2	5,11	0	0,00
Total		76,21		73,85

Com base nas referências bibliográficas estudadas, verificou-se que o aspecto econômico não representa dificuldade para utilização do CAA em lugar do CC uma vez que os custos são compatíveis mesmo sem levar em consideração as vantagens adicionais do CAA já referidas.

3 – CONCRETO FRESCO – TRABALHABILIDADE

3.1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Sempre buscando entender melhor as diferenças entre o CAA e o CC, sabe-se que elas começam a surgir desde o método da composição e os constituintes empregados. No entanto, a fase fresca do concreto que se inicia a partir da mistura dos constituintes na central de fabricação e estende-se pelas etapas de transporte entre a central e o canteiro da obra, seguindo pelo lançamento na forma e adensamento, quando então se inicia a etapa de cura, é a fase onde se verificam de forma mais acentuada as diferenças entre os dois tipos de concreto. Mais ainda, é na etapa de lançamento nas formas onde, de forma mais marcada, essa diferença aparece, onde a trabalhabilidade do CAA com sua característica de espalhamento e auto-adensabilidade, preenchendo totalmente as formas e fluindo através dos obstáculos, notadamente as armaduras, sem segregação, representa a etapa executiva mais importante que justifica o emprego do CAA em lugar do CC.

Os fenômenos que ocorrem com o concreto nas suas fases desde o início da mistura até o endurecimento, são apresentados por Soroka (2004) na publicação intitulada *Concrete in Hot Environments*, definindo pasta de cimento como o produto da mistura de cimento e água que se apresenta plástica e com trabalhabilidade. Essas propriedades da mistura permanecem inalteradas durante algum tempo, período que é conhecido como período de dormência. Numa determinada fase, a pasta endurece a tal grau que perde a sua plasticidade e torna-se quebradiça e não trabalhável. Essa é conhecida como início da pega, e o tempo necessário para a pasta atingir esse estágio como tempo inicial de pega. Segue um período de ajuste durante o qual a pasta continua a endurecer até tornar-se um sólido rígido, ou seja, o final da pega é atingido. Similarmente, o tempo necessário para a pasta atingir o final da pega é conhecido como tempo final de pega. O sólido resultante é conhecido como pasta de cimento endurecida. A pasta endurecida continua a ganhar resistência com o tempo, processo esse conhecido como endurecimento. Esses estágios de pega e endurecimento estão descritos esquematicamente na Figura 3.1.

Os tempos inicial e final de pega têm importância prática. O tempo inicial de pega determina o tempo de duração em que a mistura do cimento, extensivo ao concreto, permanece plástica e trabalhável, e pode ser manuseado e aplicado no canteiro de obra. Usualmente, mínimo de 45 minutos é especificado nas

Normas para cimento Portland, a exemplo da ASTM C150 (2012). Por outro lado, a ASTM C150 (2012) especifica máximo de 375 minutos para tempo final de pega.

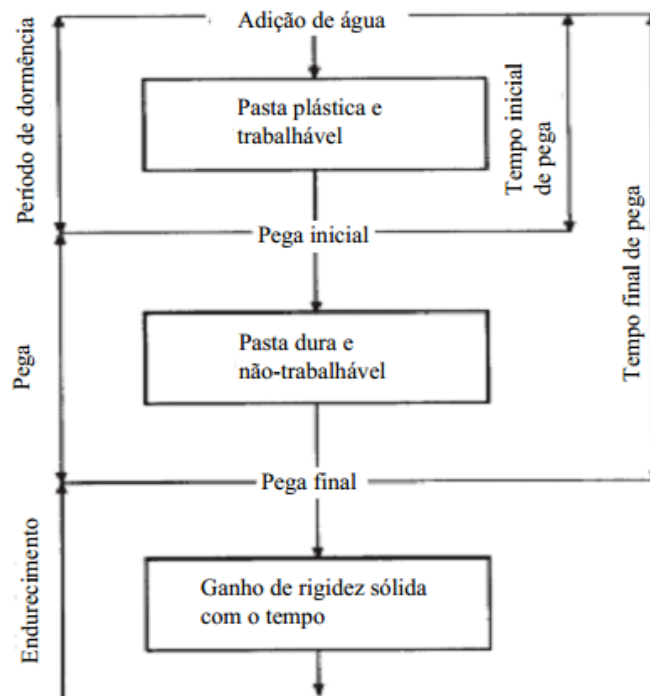


Figura 3.1: Desenho esquemático das fases de pega e endurecimento (Soroka, 2004).

Segundo Soroka (2004), os tempos inicial e final de pega são afetados pela temperatura ambiente e são geralmente reduzidos com o aumento dessa temperatura.

Na prática executiva, o tempo disponível de trabalhabilidade do concreto fresco, desde o início da mistura dos constituintes na central de fabricação até a conclusão do adensamento nas formas, é um dado de extrema importância para o planejamento e logística nos canteiros de obras. Nos países de clima quente, espera-se que a temperatura média mais elevada do concreto deva tornar o tempo disponível para trabalhabilidade do concreto fresco menor que nos países localizados em regiões de clima temperado, mais frios. Por outro lado, a resistência e a durabilidade do concreto endurecido dependerão das condições iniciais das pastas e do concreto fresco.

3.2 – ASPECTOS GERAIS

Neville and Brooks (2010) indicam que trabalhabilidade deve ser definida como uma propriedade física do concreto isoladamente, sem referência às circunstâncias de um determinado tipo de construção. Para obter tal definição, é necessário considerar o que acontece quando o concreto está sendo adensado. Entende-se que o processo de adensamento consiste essencialmente na eliminação do ar retido no concreto até que seja obtida uma configuração o mais próximo possível da esperada pela composição

estabelecida. Assim, o trabalho desenvolvido é aplicado para vencer o atrito entre as partículas constitutivas do concreto e também entre o concreto e a superfície da forma ou das armaduras. Tem-se então o atrito interno e o atrito superficial, respectivamente. Como o atrito interno é uma propriedade intrínseca da mistura, trabalhabilidade pode ser melhor definida “como a quantidade de trabalho interno necessária para produzir completa compactação ou adensamento”, segundo Glanville *et al.* (1947) *apud* Neville (1997).

A ASTM C 125-93 (1993) define trabalhabilidade de forma um pouco mais qualitativa: “propriedade determinando o esforço necessário para manipular uma determinada quantidade de concreto fresco com o mínimo de perda de homogeneidade da mistura”. Por outro lado, o ACI 116R-90 (1990) define trabalhabilidade como: “a propriedade do concreto, ou argamassa, fresco que determina a facilidade e homogeneidade com a qual ele pode ser misturado, lançado, adensado e acabado”. Outro termo utilizado para descrever o estado do concreto fresco é consistência. O ACI define consistência como sendo: “a mobilidade relativa ou capacidade do concreto, ou argamassa, fresco de apresentar fluidez”. Para o CAA mede-se, usualmente, pelo *slump flow test* e para o CC pelo *slump test* (Neville, 1997).

Neville and Brooks (2010) coloca a necessidade de suficiente trabalhabilidade do concreto para obtenção de compactação que conduza a máxima densidade possível, por conta da relação entre o grau de compactação e a resistência resultante do concreto. A presença de vazios no concreto reduz fortemente sua resistência: 5% de vazios pode diminuir a resistência em aproximadamente 30%, e 2% de vazios pode resultar em uma queda de resistência de mais de 10%.

Soroka (2004) coloca que a trabalhabilidade é essencialmente determinada pela consistência e coesividade do concreto fresco. Então, para atingir-se a trabalhabilidade desejada, a consistência e a coesividade devem ser controladas. A desejada coesividade é alcançada através de proporções adequadas na composição estabelecida. Então, a trabalhabilidade é adicionalmente controlada apenas pela consistência. Esse é normalmente o caso e, na prática, apesar de não ser determinante, a trabalhabilidade é controlada através dos ensaios de espalhamento (CAA) e abatimento (CC) (Soroka, 2004).

Segundo Neville (1997), pasta de cimento fresco é um conjunto plástico de partículas de cimento na água, mas, após a pega da pasta, o seu volume aparente mantém-se aproximadamente constante. Em qualquer etapa da hidratação, a pasta endurecida consiste de: vários compostos de hidratos pobremente cristalizados referidos em geral como gel; de cristais de Ca(OH)_2 ; alguns componentes menores; cimento não hidratado; e a água residual dos interstícios da pasta fresca. Estes vazios são chamados poros capilares, mas, dentro do próprio gel, existem espaços vazios intersticiais, chamados poros do gel. O diâmetro nominal dos poros do gel é de cerca de 3 nm, enquanto que os poros capilares são uma ou duas

ordens de magnitude maiores. Na pasta hidratada têm-se duas classes distintas de poros representados esquematicamente na Figura 3.2, onde se pode observar um modelo simplificado da estrutura da pasta: os pontos sólidos representam as partículas de gel; os espaços intersticiais são os poros do gel; os espaços indicados por C são os poros capilares. Os tamanhos dos poros do gel estão aumentados para permitir melhor visualização.

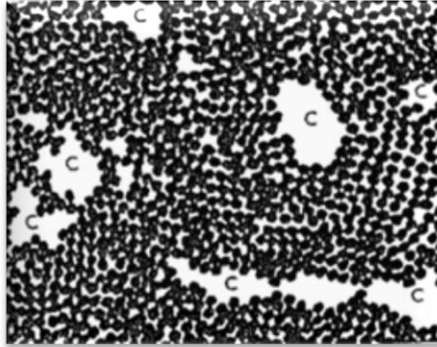


Figura 3.2: Visualização simplificada da estrutura da pasta (Neville, 1997).

De Schutter (2012), apresenta desenho esquemático que representa a interligação entre o desenvolvimento da hidratação e formação da microestrutura do concreto com os mecanismos de transportes de agentes agressivos ao concreto, dando lugar aos mecanismos de degradação que comprometerão a durabilidade desse concreto, conforme pode ser visualizado na Figura 3.3.

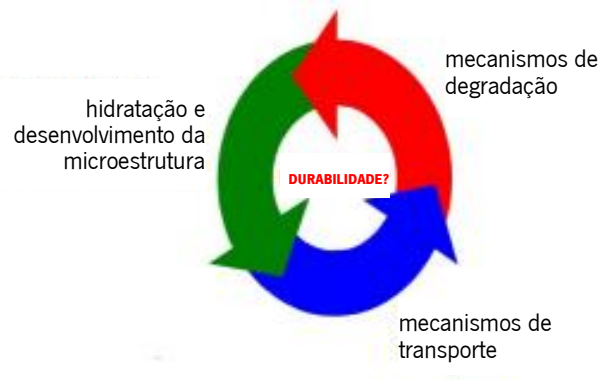


Figura 3.3: Estudo básico (De Schutter, 2012).

No seu trabalho, De Schutter (2012) constata ser o cimento um ligante hidráulico onde as reações químicas levam ao endurecimento. Assim têm-se duas possíveis visões: processo de hidratação onde se observa mudanças na formação da estrutura e desenvolvimento de resistência; química, onde em nível microscópico verificam-se reações químicas e produtos dessas reações. No processo de hidratação, ocorre reação exotérmica com desenvolvimento de calor. Então, o calor de hidratação provocará aumento da temperatura do concreto. Na Figura 3.4 visualiza-se o processo de hidratação da pasta.

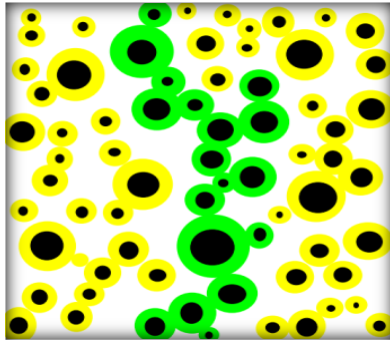


Figura 3.4: Visualização do processo de hidratação (De Schutter, 2012).

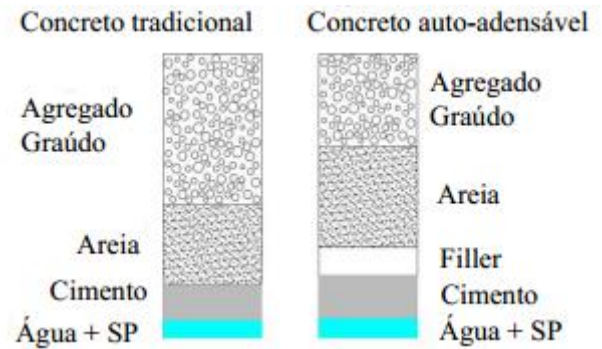


Figura 3.5: Visualização esquemática das composições de CAA e CC (De Schutter, 2012)].

Na Figura 3.5, De Schutter (2012) apresenta distribuição esquemática dos constituintes nas composições usuais de CAA e CC e apresenta as seguintes indagações: se grandes quantidades de materiais em pó causarão alterações nas reações de hidratação e na liberação de calor durante o processo de hidratação; se os modelos tradicionais de hidratação desenvolvidos para o CC são ainda aplicáveis para o CAA; se a modificação desses modelos é necessária e possível.

Então De Schutter (2012) realizou determinação experimental do calor de hidratação aplicando testes de hidratação isotérmicos através de condução calorimétrica. O estudo da geração de calor foi realizado sobre: pasta pura de cimento, CEM I 42.5 R; mistura de cimento e filer calcário; sem aplicação de aditivos químicos; com temperaturas de 10 °C, 20 °C e 35 °C; resultado através de taxa de liberação de calor q ($J/g_{\text{cimento}} \cdot h$) como uma função de tempo.

A Tabela 3.1 apresenta os constituintes e suas quantidades aplicadas para as seis composições utilizadas nas determinações experimentais. As Figuras 3.6, 3.7 e 3.8, apresentam os resultados para as temperaturas adotadas de 10 °C, 20 °C e 35 °C, respectivamente, aplicando-se as composições indicadas na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Ensaios de hidratação isotérmicos (De Schutter, 2012).

	Unid.	Comp. 1	Comp. 2	Comp. 3	Comp. 4	Comp. 5	Comp. 6
Cimento (c)	g	7,5	6	4,5	4,5	3,75	2,5
Filer (f)	g	-	1,5	3	3	3,75	5
Água (a)	g	3,75	3,75	2,25	3,75	3,75	3,75
(a/c)		0,5	0,6	0,5	0,8	1	1,5
(a/l)		0,5	0,5	0,3	0,5	0,5	0,5
(c/l)		1,0	0,8	0,6	0,6	0,5	0,3

l = cimento + filer (c+f)

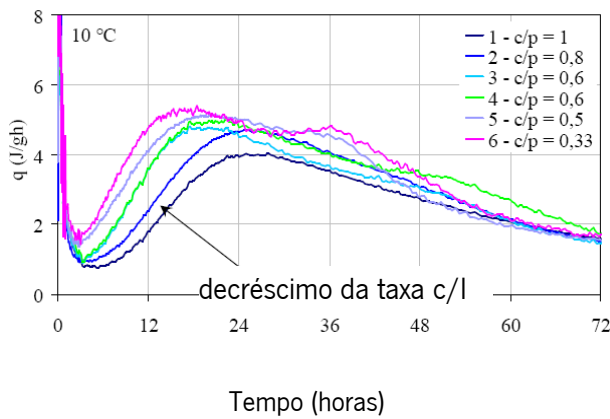


Figura 3.6: Resultados para 10°C (De Schutter, 2012)

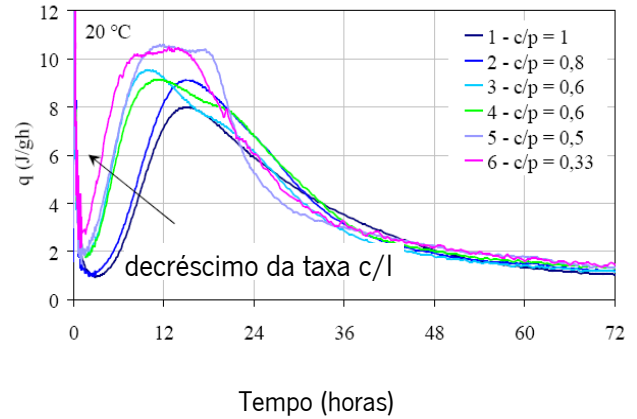


Figura 3.7: Resultados para 20°C (De Schutter, 2012)

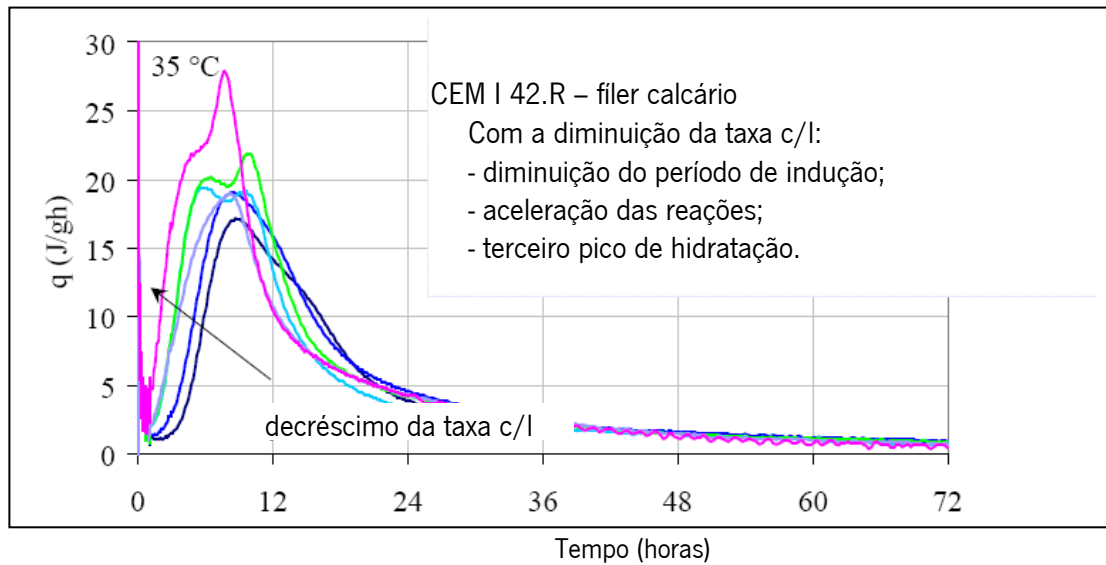


Figura 3.8: Resultados para 35°C (De Schutter, 2012)

Observou-se que, o decréscimo da relação c/l , redução do consumo de cimento com o aumento do consumo da adição filer calcário, há redução da taxa de liberação de calor q ($J/g_{\text{cimento}}h$), com consequente redução do período de indução, aceleração das reações e ocorrência do terceiro pico de hidratação.

Neville (1997) constatou que um aumento da finura do cimento aumenta a quantidade de gesso necessária para retardo adequado das reações de hidratação, uma vez que em cimentos mais finos mais C_3A estará disponível para a hidratação inicial. O teor de água de uma pasta de consistência normal é maior quanto mais fino for o cimento, mas, inversamente, um aumento na finura do cimento melhora ligeiramente a trabalhabilidade da mistura do concreto. Esta anomalia pode ser devida, em parte, ao fato de que os testes de consistência da pasta de cimento e trabalhabilidade, medem diferentes propriedades da pasta fresca; também, ar acidental afeta a trabalhabilidade da pasta de cimento, e os cimentos de finura diferente podem conter diferentes quantidades de ar. Assim, entende-se que a finura é uma propriedade vital do cimento e deve ser cuidadosamente controlada.

Soroka (2004), descreve esquematicamente na Figura 3.9 a formação da estrutura da pasta de cimento hidratada, onde o volume total dos produtos de hidratação do cimento atingem valores 120% maior que o volume do cimento não hidratado e, conseqüentemente, o espaço entre os grãos de cimento decresce com o processo de hidratação. No entanto, durante algum tempo, os grãos permanecem separados por uma camada de água e a pasta mantém a sua plasticidade e trabalhabilidade. A Figura 3.9 complementa a Figura 3.1, anteriormente apresentada.

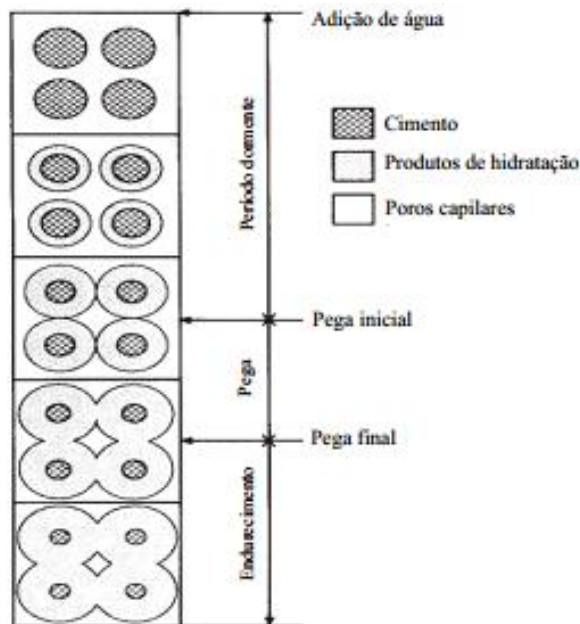


Figura 3.9: Desenho esquemático da formação da estrutura em uma pasta de cimento (Soroka, 2004).

3.3 – ASPECTOS REOLÓGICOS

O tempo requerido de manutenção da consistência e da auto-adensabilidade depende do tempo necessário para o transporte e o lançamento, bem como da temperatura do concreto. Estes requisitos devem ser determinados e especificados e o CAA deve manter as propriedades requeridas no estado fresco durante esse período.

Segundo Alencar (2009), as características requeridas para o concreto auto - adensável no estado fresco dependem da aplicação e, especialmente das: condições de confinamento relativas à geometria dos elementos de concreto; quantidade e tipo de armadura, incluindo a presença de insertes, quando for o caso; equipamentos disponíveis para moldagem (tipo bomba ou caçamba) e dos métodos de moldagem; importância do acabamento.

A classificação da consistência para o concreto auto - adensável é dada segundo o nível de: espalhamento; viscosidade; habilidade passante; resistência à segregação.

Verifica-se que a relação água/cimento (a/c) influencia algumas características do concreto tais como: menor relação água/cimento conduz a maior resistência à compressão axial; maior resistência à tração na flexão; maior resistência à abrasão; maior módulo de elasticidade; maior durabilidade; menor porosidade; menor retração; menor exsudação/segregação (Vaquero y Mayor, 2009).

Alencar (2008) chamou a atenção de que, para compreender melhor os fundamentos da reologia, é necessário entender a diferença entre materiais sólidos e líquidos. Conceituam-se fluidos ideais, líquidos e gases, como aqueles que se deformam irreversivelmente, onde a energia necessária à deformação se dissipa em forma de calor, não se recuperando após a eliminação da tensão aplicada. Já os sólidos ideais se deformam elasticamente, recuperando a energia ao se eliminar a tensão aplicada. Para a deformação nos sólidos tem-se a *tensão de cisalhamento* obtida dividindo-se a força pela área, onde N (Newton) / $m^2 = Pa$ (Pascal). Para os líquidos a tensão de cisalhamento provoca gradiente de velocidade de deformação ou *taxa de deformação*, velocidade (m/s) / distância (m) = 1/s. A *tensão de cisalhamento* e a *taxa de cisalhamento* são obtidas através de ensaios experimentais com utilização de viscosímetros ou reômetros. O concreto endurecido é um exemplo de material que apresenta características de sólido elástico e de líquido viscoso, sendo denominado viscoelástico.

Segundo Camões (2002), constatou-se que a tensão de cisalhamento (τ) exercida entre dois planos paralelos do fluido é proporcional à taxa de cisalhamento ($\dot{\gamma}$) verificada numa direção perpendicular ao escoamento. Então, o fator de proporcionalidade entre a tensão de cisalhamento e a taxa de cisalhamento é designado por viscosidade (η).

$$\eta \text{ (Pa.s)} = \tau \text{ (Pa)} / \dot{\gamma} \text{ (1/s)} \quad \text{(equação 3.1)}$$

Nos aspectos reológicos, o comportamento de um fluido que satisfaça essa proporcionalidade pode ser chamado de Newtoniano e é caracterizado pelo parâmetro viscosidade.

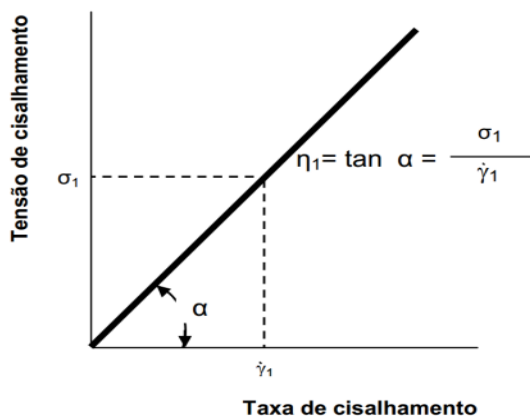


Figura 3.10: Líquido Newtoniano, curva de fluxo (Alencar, 2008)

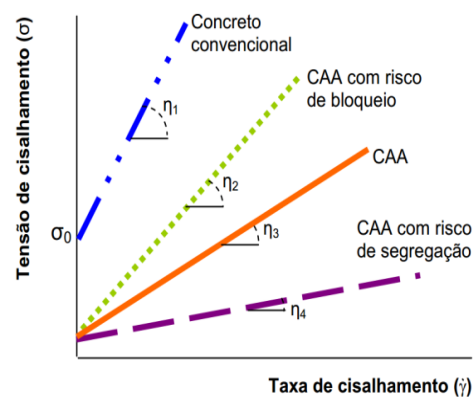


Figura 3.11: Comparativo curvas de fluxo CC e CAA (Alencar, 2008)

Daí, quanto maior a viscosidade, maior sua resistência ao escoamento, ou seja, menor é a taxa de deformação. Assim, identifica-se diferença entre um concreto facilmente trabalhável e outro “pegajoso”, difícil de ser bombeado e apresentando “bolhas” na superfície (Alencar, 2008). As Figuras 3.10 e 3.11 apresentam exemplos de gráficos para fluidos, denominado curva de fluxo, para definir seus comportamentos reológicos.

Camões (2002), citando Ferraris (1999) sobre as expressões mais frequentemente utilizadas para caracterizar o comportamento reológico de fluidos e suspensões, concluiu que, salvo para os líquidos Newtonianos, foram utilizados pelo menos dois parâmetros para descrever a reologia dos fluidos. No caso, vamos nos fixar na equação proposta por Bingham que incorpora um segundo fator caracterizador da reologia, a tensão limite de escoamento τ_0 . Essa tensão pode ser interpretada fisicamente, segundo Camões (2002), como a tensão que é necessária ultrapassar para que se inicie o escoamento.

A tensão de escoamento está relacionada com o espalhamento, de forma que quanto maior τ_0 , menor a fluidez e vice-versa, porque o concreto terá mais dificuldade para iniciar seu escoamento, o que representa redução de trabalhabilidade. O concreto auto - adensável deve ter um valor pequeno ou nulo de τ_0 , de forma que se comporte aproximadamente como um fluido Newtoniano (Alencar, 2009). Assim, reitera-se que o concreto fresco pode ser representado pelo modelo de Bingham – não flui até que a tensão aplicada supere um valor mínimo (τ_0).

O *Guidelines for Viscosity Modifying Admixtures for Concrete* (GVMAC) (2006), indica que o ponto de escoamento descreve a força necessária para o início da movimentação do concreto. A viscosidade plástica descreve a resistência do concreto para fluir devido a esforço externo. A viscosidade é causada por atrito interno. A velocidade do fluxo do concreto está relacionada com a viscosidade plástica conforme mostrado esquematicamente na Figura 3.12, e pode ser avaliada pelos ensaios t_{500} e *slump flow* ou pelo tempo para fluir através do ensaio do funil V (V Funnel).

Desnerck (2012), abordando a reologia do concreto, indica que para o concreto fresco a mistura apresenta fluidez e, para o concreto endurecido, apresenta deformação plástica e fluência. Entende-se que o concreto simples é um material compósito, formado pelos agregados e a pasta, que, por sua vez, é formada pelo cimento + possíveis adições + água. Então, no estado fresco, considera-se trabalhabilidade como interação entre pasta e agregados. Assim, a aplicação da reologia ao concreto representa um desafio, onde as progressivas alterações físico-químicas dependem do tempo.

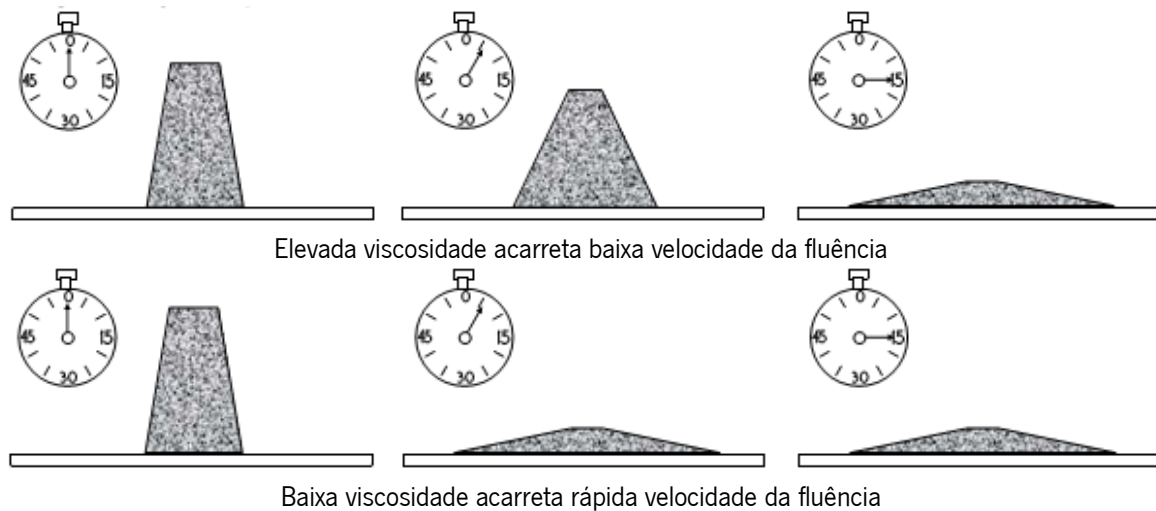


Figura 3.12: Desenho esquemático da velocidade do fluxo do concreto (GVMAC, 2006).

Como pressupostos básicos para a descrição de material por meio de equações / modelos reológicos, Desnerck (2012) nos apresenta materiais homogêneos de uma composição uniforme, material isotrópico e materiais contínuos, ou seja, sem apresentar descontinuidades. Assim, indaga-se se essas suposições válidas para o CC são também válidas para o CAA.

Desnerck (2012), nos apresenta as Figuras 3.13 a 3.16, contendo representações gráficas do comportamento de fluidos para estudo do comportamento reológico do CAA fresco.

A Figura 3.13 apresenta a curva de fluxo para fluido de comportamento newtoniano, onde uma medição permite determinar a viscosidade. A Figura 3.14 apresenta a curva de fluxo para líquido de comportamento não newtoniano, onde uma medição não é suficiente para determinar a viscosidade, utilizando-se o modelo reológico proposto por Bingham. A Figura 3.15 chama a atenção para a viscosidade aparente. A Figura 3.16 apresenta alguns modelos reológicos propostos, dentre os quais o de Bingham, mais usualmente adotado.

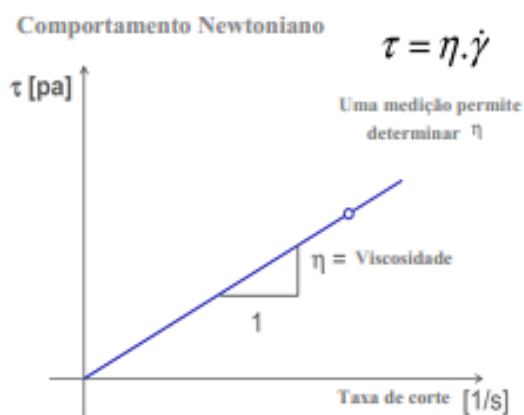


Figura 3.13: Comportamento Newtoniano (Desnerck, 2012).

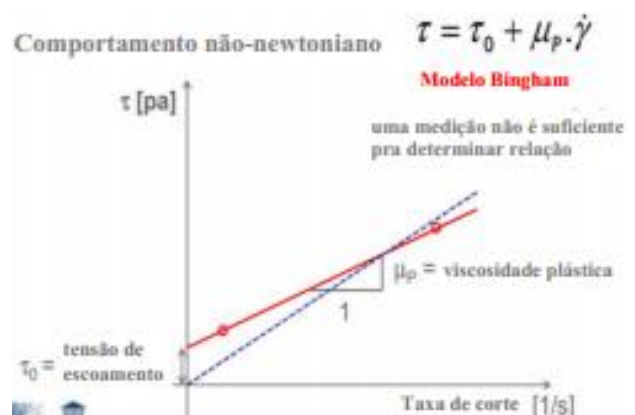


Figura 3.14: Comportamento não Newtoniano (Desnerck, 2012).

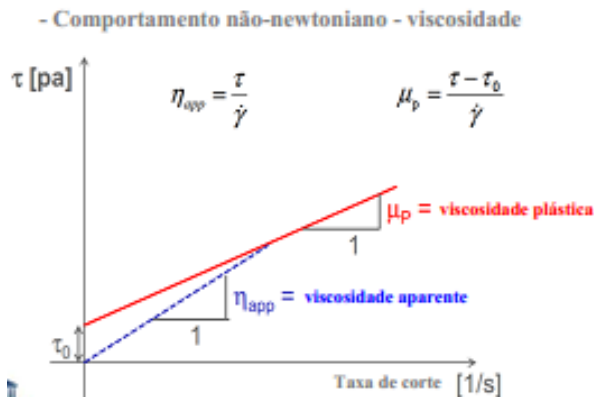


Figura 3.15: Viscosidade aparente (Desnerck, 2012).

	Reologia - modelos	
Líquidos		$\tau \approx \frac{\partial \gamma}{\partial t} = \dot{\gamma}$
Modelos reológicos		
Newtoniano		$\tau = \eta \cdot \dot{\gamma}$
Lei de potência		$\tau = \eta \cdot \dot{\gamma}^n$
Bingham		$\tau = \tau_0 + \mu_p \cdot \dot{\gamma}$
Herschel-Bulkley		$\tau = \tau_0 + K \cdot \dot{\gamma}^n$

Figura 3.16: Modelos reológicos (Desnerck, 2012).

3.4 – ASPECTOS DE TRABALHABILIDADE

Aqui se deseja apresentar os conhecimentos conceituais e atuais concernentes a aspectos específicos operacionais quanto à trabalhabilidade do concreto fresco, com ênfase para o concreto auto-adensável (CAA) para, de acordo com os objetivos da presente pesquisa, fazer comparativo das vantagens entre o CAA e o concreto convencional vibrado (CC). Como já ressaltado, é na fase do concreto fresco onde as diferenças entre CAA e CC mais se evidenciam.

Assim, procurou-se estudar as fases de aplicação determinantes onde a trabalhabilidade do concreto é mais requerida. Inicialmente o tempo de mistura e a energia empregada nessa etapa, com vistas à obtenção de concreto de melhor resultado. Na sequência, determinação do tempo disponível onde o concreto fresco deva apresentar trabalhabilidade para suportar as operações de transporte, lançamento e término do adensamento nas formas. Atualmente, tanto nas obras de edificações urbanas, quanto nas grandes obras com emprego de elevado volume de concreto, o lançamento do concreto fresco nas formas se dá, na maioria das vezes, através de bombeamento, sendo essa alternativa técnica e operacional cada vez mais aplicada. Assim, há necessidade de conhecer o desempenho do CAA nas operações de bombeamento e compará-lo com o CC, para evidenciar possíveis vantagens do CAA em relação ao CC. Outro estudo deve ser aplicado para conhecer o desempenho do CAA fresco no que diz respeito à pressão lateral sobre as formas, uma vez que ele é mais fluido em relação ao CC e, portanto, esperam-se maiores esforços sobre as formas usualmente dimensionadas para aplicação ao CC. Finalmente, destaca-se a temperatura à qual o concreto fresco está submetido. Nas regiões de clima quente, o concreto fresco de temperatura mais elevada terá possivelmente comportamento diferente do concreto mais frio, onde se espera que haja redução do tempo disponível de trabalhabilidade para as operações de transporte, lançamento e adensamento nas formas. Assim, buscou-se conhecer os estudos atuais que abordaram a questão.

De Schutter (2012) constatou ainda que, para o concreto auto-adensável (CAA) e os concretos de alto desempenho (CAD), a compatibilidade entre os cimentos e os superplastificantes assumem importância bem mais elevada que para o concreto convencional vibrado (CC), interferindo dessa forma na trabalhabilidade do concreto fresco.

3.4.1 – Tempo disponível entre o início da mistura e o final do adensamento nas formas

Neville (1997) também chama a atenção para o fato do principal problema na produção de concreto pronto ser a manutenção da trabalhabilidade da mistura até o momento da colocação. Concreto endurece com o tempo e a redução desse tempo pode também ser agravada devido a prolongado período de mistura e também de temperaturas ambientes mais elevadas. É importante não confundir com o tempo de pega do cimento (Neville, 1997). Entende-se que um pouco da água da mistura é absorvida pelo agregado não saturado, um pouco é perdida por evaporação, particularmente se o concreto é exposto ao sol ou vento, e também retirada através do início das reações químicas.

Neville and Brooks (2010) afirmaram que o exato valor da perda de trabalhabilidade depende de vários fatores. Primeiro, quanto maior a trabalhabilidade inicial, maior a perda de espalhamento (*slump flow*) para CAA e abatimento (*slump*) para CC. Segundo, a taxa de perda de *slump* é mais elevada em misturas ricas. Além disso, a taxa de perda depende das propriedades do cimento usado: a taxa é maior quando o conteúdo de álcali é maior e quando o conteúdo de sulfato é muito baixo. A mudança da trabalhabilidade com o tempo depende também das condições do agregado na mistura, para um dado conteúdo total de água: a perda é maior com o agregado seco devido à absorção de água pelo agregado, como naturalmente seria esperado. Aditivos redutores de água, apesar de retardar o endurecimento inicial do concreto, muitas vezes levam a um ligeiro aumento da taxa de perda de abatimento com o tempo. A trabalhabilidade do concreto fresco também é afetada pela temperatura ambiente, bem como com a temperatura do próprio concreto. Assim, num dia quente o teor de água da mistura deveria ser aumentado para que a trabalhabilidade inicial fosse mantida constante. A perda de abatimento nos concretos mais secos é menos influenciada pela temperatura porque tais misturas são menos afetadas por mudanças no teor de água (Neville and Brooks, 2010).

Assim, a avaliação da trabalhabilidade de um concreto, CAA ou CC, dentro do tempo disponível para as operações de transporte, lançamento e adensamento, deve ser feita com base nas condições previstas para execução a partir das condições ambientais, materiais, equipamentos, enfim, todo o estudo necessário que atenda ao planejamento executivo.

Ainda em relação ao tempo disponível de trabalhabilidade do concreto fresco, Neville (1997) orienta que, no caso da mistura em caminhão betoneira, a água só deverá ser adicionada quando se necessita do

início efetivo do processo de mistura, onde, de acordo com a norma ASTM C 94-C94M-09 (2009), o tempo disponível para a mistura é limitado a 90 minutos; já BS 5328-3 (1990) permite limite de 2 horas. O limite de 90 minutos pode ser estendido pelo comprador do concreto; existem evidências de que, com o uso de aditivos retardadores, o prazo pode ser estendido para três ou até mesmo quatro horas, desde que a temperatura do concreto no momento seja inferior a 32 °C. Nos Estados Unidos, a legislação permite prolongar de duas até seis horas no tempo da mistura, desde que seja adicionado percentual de cinco por cento de cimento para cada hora prolongada dentro desse limite estabelecido, o que representa limite entre cinco e 20 por cento de cimento a ser adicionado no final (Neville, 1997).

Nos dias atuais, com a evolução dos aditivos, tem sido possível dispor de tempo maior de trabalhabilidade para o concreto fresco. No entanto Petit, *et al.* (2006) *apud* Carneiro *et al.* (2012), apontam para possível existência de disputa entre a adsorção do aditivo, que pode promover a dispersão das partículas de cimento e prolongar a manutenção da fluidez, e a concentração de íons sulfato na solução, que pode contribuir com a diminuição da intensidade do efeito estérico do polímero, resultando em aumento exponencial da tensão de escoamento da mistura. Assim, esse comportamento micro estrutural do concreto possivelmente explique a perda de eficiência do aditivo conforme se observa nas obras, acarretando perda de trabalhabilidade durante o processo de lançamento, adensamento e acabamento do concreto, acentuando-se em temperaturas elevadas.

Griesser (2002) considera o comportamento reológico sinônimo de comportamento de escoamento e desenvolveu estudo da combinação de três tipos de superplastificantes com cimentos CEM I 42,5, tendo por objetivo determinar as interações entre cimentos e superplastificantes, assim como determinação dos mais importantes parâmetros que influenciam o comportamento reológico durante as primeiras duas horas da hidratação do cimento, fundamental para a trabalhabilidade do concreto fresco nas operações de transporte, lançamento e adensamento. A pesquisa reológica foi feita em pastas de cimento, argamassas e concretos, através de difração de raio-x, análise dos poros da água, calor de hidratação e calorimetria exploratória diferencial.

A hidratação do cimento contém muitas reações que dependem, principalmente, da composição do cimento; da relação água/cimento (a/c); e da temperatura. O comportamento de escoamento da argamassa e do concreto no início da hidratação, e do endurecimento do cimento ou do concreto, é decisivamente influenciado por essas reações de hidratação. Hoje em dia, vários aditivos químicos são usados de modo que, deliberadamente, ou não, alteram o processo de hidratação. Devido à complexidade das contínuas reações de hidratação e devido ao insuficiente conhecimento, nem sempre é possível alterar o comportamento da hidratação conforme desejado. Os parâmetros mais importantes considerados são: a

quantidade de C_3A ; os álcalis solúveis na água (Na^+ , K^+); o tipo e a quantidade de superplastificante usado; a temperatura da argamassa ou pasta de cimento; a relação água/cimento (a/c).

Segundo Griesser (2002), não existe extensa literatura abordando o comportamento reológico para diferentes temperaturas, embora seja esperada que alta temperatura leve à menor fluidez, sendo que a perda maior de fluidez não é uma regra geral para todos os cimentos com superplastificantes. Jolicoeur e Nawa *apud* Griesser (2002) mostraram que a fluidez de diferentes pastas de cimento exibiu comportamento não linear no que diz respeito a mudanças na temperatura da argamassa, relatando as diferenças de dois efeitos competitivos: aumento da temperatura provoca o crescimento da quantidade de hidratos formados, o que faz diminuir a fluidez; aumento da temperatura faz crescer a absorção de superplastificante, o que faz crescer a fluidez.

A partir dos resultados obtidos em sua pesquisa, Griesser (2002) propõe as diretrizes para a fabricação de concretos com superplastificantes, conforme mostrado na Figura 3.17.

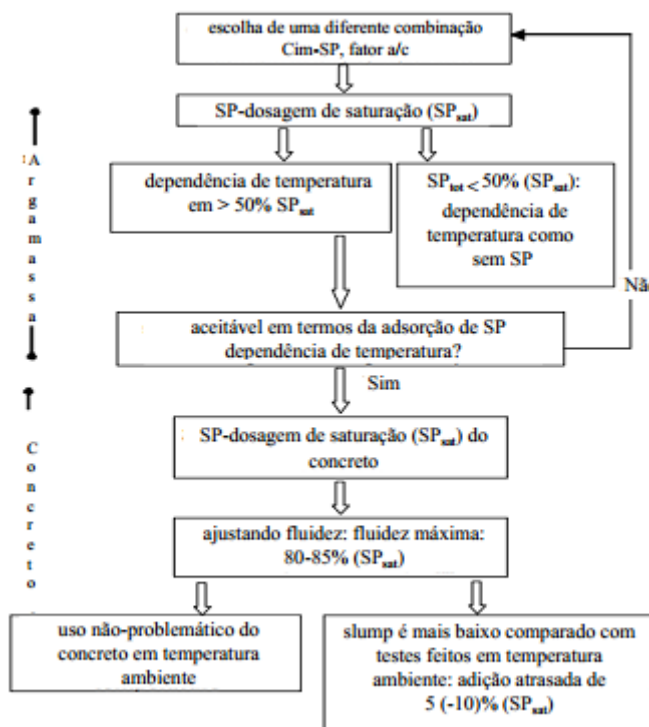


Figura 3.17: Diretrizes para o uso de concretos com superplastificantes em várias temperaturas (Griesser, 2012).

O uso do superplastificante permite o escoamento (*slump flow*) do CAA, no entanto, existe faixa aplicável de percentual de consumo, mínimo e máximo na mistura, para obtenção dos melhores resultados. Dessa forma, Vanderlei *et al.* (2012) desenvolveu trabalho de pesquisa para estudar a determinação do teor de saturação de aditivo superplastificante através do método de Aïtcin (2000) e do método de Gomes (2002). A aplicação do aditivo superplastificante interfere diretamente nas características de trabalhabilidade da pasta, reduz a relação água/cimento (a/c), possibilitando obtenção de concretos com resistências mais

elevadas. Sua aplicação deve levar em conta na determinação da composição, a compatibilidade com o cimento, o desempenho e o custo. Assim, torna-se muito importante a determinação da dosagem ótima de superplastificante a ser especificada em uma determinada composição, a partir do teor de saturação do superplastificante. Entende-se teor de saturação como correspondendo ao grau máximo de dispersão de partículas de cimento, indicando a absorção completa do aditivo e valores ótimos das propriedades de superfície. A ligação entre o superplastificante e o cimento envolve interações físicas e químicas que conferem diferentes características ao concreto, seja no estado fresco, durante o processo de hidratação, ou no estado endurecido. Dessa forma, a fluidez da pasta de cimento pode diminuir o consumo de superplastificante que ultrapassa o ponto de saturação, o que acarreta redução de custo, evita o retardo desnecessário da cura, evita segregação e excesso de pasta.

Segundo Vanderlei *et al.* (2012), o método do funil de Marsh adaptado por Aïtcin (2000), consiste na verificação da fluência da pasta a partir do tempo que a mesma necessita para escoar no funil padronizado. Verifica-se que esse ensaio permite verificar a compatibilidade cimento-aditivo e a dosagem ótima desse aditivo tomando por base o ponto de saturação. A Tabela 3.2 apresenta as sete composições adotadas por Vanderlei *et al.* (2012) em seu trabalho.

Tabela 3.2 – Composições das pastas estudadas (Vanderlei *et al.*, 2012).

Materiais	Mistura 1	Mistura 2	Mistura 3	Mistura 4	Mistura 5	Mistura 6	Mistura 7
Cimento (g)	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000
a/c	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Água (g)	800	800	800	800	800	800	800
sp/c (%)	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2
sp (g)	0	4	8	12	16	20	24

Nota: As quantidades expostas na Tabela para o cimento (c), o superplastificante (sp) e a água (a) garantem a produção mínima de V = 1,2 litros para o escoamento de V = 1,0 litro.

A Tabela 3.3 apresenta os resultados obtidos por Vanderlei *et al.* (2012) ao aplicar o método do funil de Marsh adaptado por Aïtcin (2000).

Tabela 3.3 – Tempos de escoamento no funil de Marsh (Vanderlei *et al.*, 2012).

Misturas	sp/c (%)	Horários de medições					
		5 min.	15 min.	25 min.	35 min.	45 min.	60 min.
		Tempos de escoamento no funil de Marsh (segundos)					
Mistura 1	0,0	41,23	71,13	99,86	Não escoou	Não escoou	Não escoou
Mistura 2	0,2	12,23	13,78	15,37	16,89	18,37	22,32
Mistura 3	0,4	11,73	12,44	13,73	14,91	15,31	17,10
Mistura 4	0,6	11,05	11,18	10,10	10,97	10,92	11,14
Mistura 5	0,8	11,05	11,18	11,57	11,37	11,30	11,97
Mistura 6	1,0	10,49	10,68	10,90	11,10	11,00	10,89
Mistura 7	1,2	10,35	10,63	10,10	10,60	9,93	9,94

A Figura 3.18 mostra a representação gráfica dos resultados obtidos por Vanderlei *et al.*(2012), constantes na Tabela 3.3 acima, onde o percentual (%) indicado corresponde a relação sp/c.

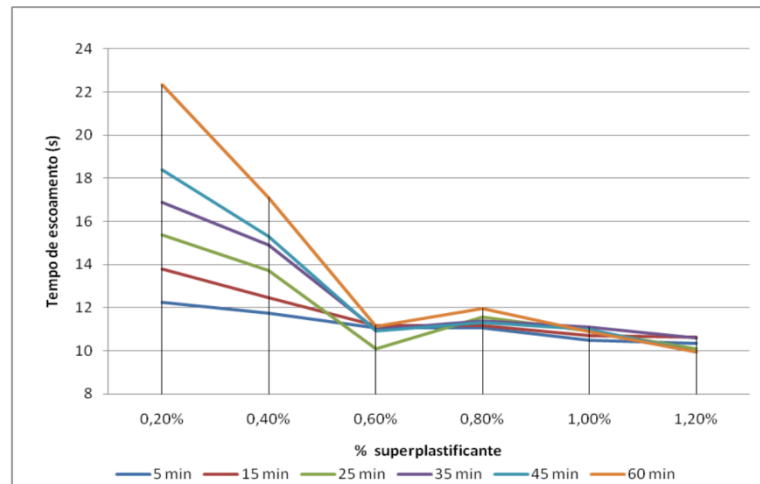


Figura 3.18: Gráfico para análise pelo método de Aïtcin (Vanderlei *et al.*, 2012).

Aïtcin (2000) *apud* Vanderlei *et al.*(2012) indica que o ponto de saturação do superplastificante é definido como sendo a relação sp/c para a qual qualquer aumento na dosagem do superplastificante não produz nenhum efeito na reologia da pasta ou mesmo um efeito não representativo. No caso acima apresentado, a relação sp/c de 0,60% representou o ponto de saturação buscado pela convergência no tempo de escoamento (Vanderlei *et al.*, 2012).

Os resultados do estudo de Vanderlei *et al.*(2012) demonstraram também que à proporção que o tempo decorrido de ensaio aumenta, cresce o tempo de escoamento no funil de Marsh para todos os percentuais adotados para a relação sp/c, até ao correspondente ao ponto de saturação.

Camões (2005) realizou estudo sobre a influência da presença de adições minerais no comportamento do concreto fresco em composições com incorporação de superplastificantes, utilizando ensaios de cone de Marsh e de mini abaixamento em pastas contendo diferentes dosagens de cimento, cinzas volantes, filer calcário e dois tipos distintos de superplastificantes.

Segundo Camões (2005), três fenômenos de natureza físico-química influenciam o efeito dos superplastificantes: dispersão, adsorção e potencial de repulsão intermolecular zeta. Eles resultam na desfloculação e dispersão das partículas de cimento devido à forte carga elétrica negativa que lhes são conferidas de modo a repeli-las umas das outras. Usualmente determina-se experimentalmente a quantidade de superplastificante a incluir numa composição através de ensaios em pastas: cimento, água e superplastificante, com objetivo de determinar a quantidade do aditivo necessária para obtenção de fluidez máxima da pasta para uma dada relação água/ligante. Assume-se que as características da pasta controlam as propriedades reológicas do concreto fresco, onde a única variável presente nesse processo é

a relação superplastificante/cimento, sendo determinada através de ensaios simples e práticos como o ensaio de cone de Marsh ou o ensaio de mini abaixamento.

Ao constatar que a bibliografia até então existente sobre o assunto contemplava concretos sem adições ou com proporções pouco representativas como para concretos de alto desempenho, Camões (2005) desenvolveu estudo para composições com elevadas percentagens de adições minerais. Foram então colocadas as seguintes indagações para a busca de esclarecimentos: 1) a ação de dispersão e desfloculação induzida pelo superplastificante atua apenas em partículas de cimento ou também afetam as adições minerais, a exemplo das cinzas volantes (CV) e filer calcário (FC)? 2) a dosagem de superplastificante deverá ser estabelecida em função da quantidade de ligante (cimento + adições) presente na mistura ou apenas da quantidade de cimento (CEM)? O programa experimental desenvolvido por Camões (2005) contemplou diversas pastas com diferentes composições, sendo aplicados dois tipos de superplastificantes: um à base de copolímeros (CP) de última geração à época e um à base de naftaleno sulfonado (NS).

A Tabela 3.4 apresenta as variáveis estudadas por Camões (2005) em seu programa experimental.

Tabela 3.4 – Percentagens dos constituintes aplicados nas pastas estudadas (Camões, 2005).

CV/(CEM + CV)	FC/(CEM + FC)	CP/(CEM + CV + FC)	NS/(CEM + CV + FC)	
0	-	0,15%	-	-
20%	-	0,25%	-	-
40%	-	0,50%	-	-
60%	-	1,0%	-	-
100%	-	2,0%	-	-
-	40%	3,0%	-	-
-	100%	4,0%	-	-
0	-	-	0,15%	1,0%
40%	-	-	0,25%	2,0%
100%	-	-	0,50%	3,0%
				4,0%

Variáveis estudadas: percentagem de substituição de cimento por cinzas volantes em volume; de cimento por filer calcário em volume; tipo de superplastificante aplicado, CP ou NS; dosagem de sólidos de superplastificante, em volume, em função do volume de pó (CEM + CV + FC).

Além das respostas às indagações postas, Camões (2005) procurou também estabelecer a perda de fluidez das pastas ao longo do tempo. Conforme abordado na presente Seção, o tempo de trabalhabilidade disponível a partir do início da mistura até a conclusão do adensamento após as etapas de transporte e lançamento, é uma informação de crucial importância para a logística executiva dessas etapas referidas, destacando-se o cuidado maior quando tratar-se de CAA. Assim, as Figuras 3.19 a 3.22 apresentam gráficos com a perda de fluidez para cinco percentagens estudadas.

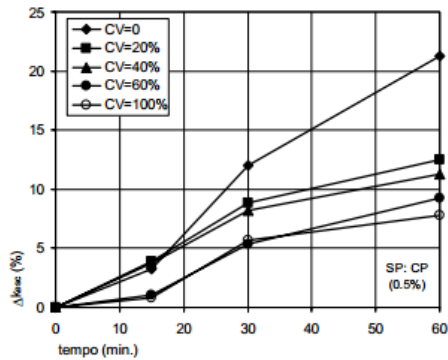


Figura 3.19: CV com SP CP (0.5%) (Camões, 2005).

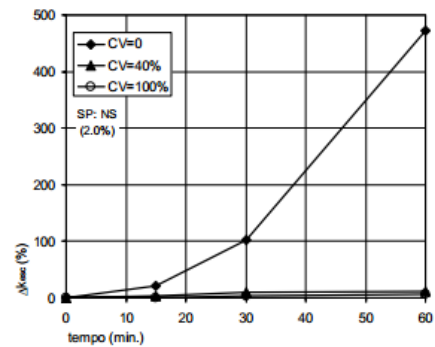


Figura 3.20: CV com SP NS (2.0%) (Camões, 2005).

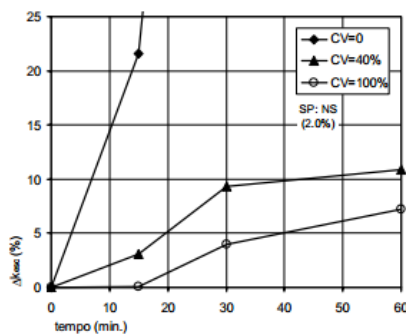


Figura 3.21: CV com SP NS (2.0%) (Camões, 2005).

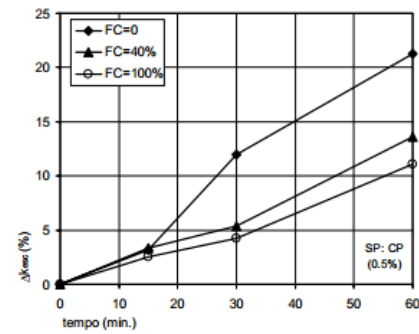


Figura 3.22: FC com SP CP (0.5%) (Camões, 2005).

Camões (2005) apresentou algumas conclusões a partir dos resultados obtidos com o programa experimental, tais como:

- A quantidade ótima de superplastificante pode ser determinada por intermédio da realização de ensaios expeditos como o cone de Marsh e o mini abaixamento, sendo o de cone Marsh de mais fácil interpretação e mais consistente no conjunto;
- A inclusão de adições afetou o comportamento reológico das pastas e a dosagem ótima de superplastificante deve ser determinada considerando a sua presença. Assim, a quantidade de superplastificante a acrescentar nas pastas e concretos deve ser referida à quantidade total de pó e não só em função do teor de cimento aplicado à composição;
- A eficácia dos dois superplastificantes testados, CP e NS, foi substancialmente diferente. Há também variação de desempenho em função da adição aplicada à composição;
- A perda de fluidez das pastas ao longo do tempo diminuiu substancialmente com a presença de adições minerais, cinzas volantes ou filer calcário. Quanto maior foi a quantidade de cimento substituído por cinzas volantes ou filer calcário, menor foi a perda de fluidez verificada ao longo do tempo (Camões, 2005).

3.4.2 – Temperatura

Petit *et al.* (2010) estudaram o efeito da temperatura na reologia das argamassas fluidas com base nas características dos constituintes da composição e seu projeto de dosagem, sabendo que o comportamento reológico do concreto é influenciado pela temperatura do material e o tempo decorrido após contato da água com o cimento. Buscaram então a avaliação da influência combinada do tempo e temperatura na trabalhabilidade de micro argamassas. As composições estudadas foram dosadas com polímeros tipo polimelamina (PMS), polinaftalenos (PNS), policarboxilato (PCP), e materiais cimentícios tais como tipo GU (uso geral), CEM II/B-M (S-L), sílica ativa e cinza volante. Foram preparadas sete dosagens de micro argamassas com várias composições e relação água/ligante entre 0,42 e 0,53 a temperaturas entre 10 °C e 33 °C. Os aditivos superplastificantes foram adicionados aos materiais cimentícios para aumentar a trabalhabilidade da mistura. Esses aditivos podem aumentar a fluidez da pasta de cimento pela dispersão das partículas de cimento na solução intersticial, reduzindo assim o atrito interno entre os grãos de cimento e diminuindo o grau de água aprisionada entre as partículas floculadas. Em relação aos superplastificantes, novas classes de polímeros de cadeia longa, a exemplo dos policarboxilatos (PCPs), foram desenvolvidas para aumentar ainda mais a redução de água e sua retenção com o tempo usando eficientes mecanismos de dispersão estérico. PCPs possuem altas propriedades de dispersão de cimento, especialmente em misturas feitas com baixa relação água/ligante. Superplastificante PCP pode apresentar baixa demanda de água, promover melhor manutenção da fluidez e, em alguns casos, não retardar o tempo de pega quando comparado com PNS ou PMS.

Segundo Petit *et al.* (2010), vários parâmetros afetam a eficiência dos superplastificantes e sua capacidade para reduzir a demanda de água e a manutenção da trabalhabilidade. Por exemplo, o processo de moagem do cimento, a composição da mistura, processamento em lotes e procedimentos de mistura pode influenciar a eficiência do PCP na melhoria da fluidez de materiais cimentícios. Tem sido demonstrado que a concentração relativamente elevada de íons sulfatos na solução intersticial pode levar a alguma incompatibilidade entre o ligante e o superplastificante. Isso pode afetar a adsorção do PCP para as partículas de cimento, resultando em perda de trabalhabilidade. O processo de hidratação do cimento pode reduzir a eficiência de dispersão do superplastificante devido a alguma intercalação do superplastificante nos produtos de hidratação do cimento. Interação entre cimento, agentes modificadores de viscosidade (VMA) e superplastificantes, pode também levar a perda de fluidez ou retardamento no tempo de pega, o que dependerá da concentração e tipo de aditivos.

Quanto à temperatura, segundo Petit *et al.* (2010), também afeta a eficiência dos superplastificantes e contribui para incompatibilidade deles com os materiais cimentícios e outros aditivos. Citando Golaszewki

e Szwabowski (2003), mostraram que as propriedades reológicas das argamassas feitas com PNS e PCP são fortemente influenciadas pela temperatura da mistura. Um acréscimo na temperatura da mistura pode produzir aumento na tensão de escoamento (τ_0) e diminuir a viscosidade plástica inicial (η ($t=0$)).

Mudanças com o tempo nas propriedades reológicas de materiais cimentícios, podem também ser devido à reestruturação da microestrutura, cimento hidratado, variação do conteúdo de água livre com temperatura, evaporação da água e interação entre ligante e superplastificante. A finura do ligante e adições minerais representam outros fatores que influenciam a reologia. A adição de cinza volante, segundo Petit *et al.* (2010), substituindo parcialmente o cimento melhora a trabalhabilidade e provoca redução no consumo de superplastificante para uma dada viscosidade da pasta de cimento. A melhoria da trabalhabilidade é explicada pela forma esférica da partícula de cinza volante que diminui o atrito entre partículas. Ainda, a forma esférica reduz a relação superfície/volume das partículas, resultando em maior densidade de empacotamento e menor necessidade de água para trabalhabilidade específica. Fluidez é, entretanto, fortemente influenciada pelo tamanho médio das partículas com valor ótimo.

Petit *et al.* (2010) colocam que a adição de sílica ativa (SF) aumenta o consumo de água para atendimento a trabalhabilidade específica devido ao aumento na área de superfície do SF. Resultados limitados estão disponíveis sobre o efeito de SF na pasta de cimento enquanto resultados contraditórios podem ser encontrados para o concreto. Pode-se então concluir da literatura pesquisada que a seleção da associação de adição mineral com aditivo superplastificante para aumento da trabalhabilidade dos materiais cimentícios, dependendo da temperatura da mistura, não é um problema trivial.

O estudo desenvolvido avaliou, portanto, a combinação do efeito da temperatura, tempo, adição mineral e tipo de superplastificante nos valores iniciais de τ_0 e η e as variações da tensão de escoamento e viscosidade plástica de micro argamassas baseadas em composições de concreto auto-adensável (CAA) (Petit *et al.*, 2010).

Nehdi e Martini (2007) estudaram o efeito da temperatura no comportamento do cisalhamento de pastas de cimento Portland incorporando aditivos químicos, ao identificarem as dificuldades para execução de estruturas de concreto, exigindo a colocação rápida do concreto fresco para prevenir as conseqüentes dificuldades de concretagem, tais como: a rápida perda de trabalhabilidade; problemas de bombeamento; aceleração da hidratação do cimento; rápida evaporação da água da mistura; e formação de juntas frias. Nesse processo, a seleção do aditivo químico adequado é de suma importância. Eles desenvolveram seu trabalho pesquisando as propriedades visco elásticas de pastas de cimento Portland com relação água/cimento de 0,35 e 0,50 e em faixa de temperaturas de 20-50 °C, através de ensaios reológicos realizados usando avançado reômetro no modo oscilatório com controle da taxa de cisalhamento.

Também pesquisaram a influência dos aditivos redutores de água e retardadores de pega baseados em melamina e policarboxilatos, além da nova geração de aditivos policarboxilatos de alta capacidade de redução de água, superplastificantes, nas propriedades reológicas da pasta de cimento sob várias temperaturas.

Segundo Nehdi e Martini (2007), a reologia do concreto fresco é fortemente afetada pelas propriedades reológicas da pasta de cimento. Observou-se que as propriedades reológicas da pasta de cimento dependem do tipo de aditivo empregado. Como tal, foi verificado que alguns aditivos melhoram a trabalhabilidade a altas temperaturas, enquanto outros conseguem resultados opostos. Além disso, a dosagem de aditivos tem efeito importante, desde as baixas dosagens alguns aditivos podem agir como aceleradores, assim melhorando o comportamento tixotropico das pastas de cimento a altas temperaturas, mas quando suas respectivas dosagens excederem certo nível limite, esses aditivos podem agir como retardadores de pega e reduzem a extensão da tixotropia da pasta de cimento como histerese reversa, tornando-se normal em altas dosagens.

Para comparativo do desempenho de aditivos, Nehdi e Martini (2007) utilizaram nos ensaios os do tipo: redutores de água e retardadores (WR); superplastificantes à base de melamina (ML); superplastificantes à base de policarboxilato (PC); nova geração de superplastificantes à base de policarboxilato (PCN). Também foi feito ensaio com pasta sem aditivos e relação água/cimento de 0,35. Os ensaios reológicos foram feitos com reômetros no modo oscilatório e as pastas com três diferentes temperaturas: 20, 35 e 45 °C.

Na Figura 3.23, tem-se a determinação do módulo de cisalhamento para diferentes aditivos com temperatura da pasta igual a 20°C. Na Figura 3.24 tem-se a determinação tensão de escoamento para diferentes aditivos com temperatura da pasta igual a 20°C.

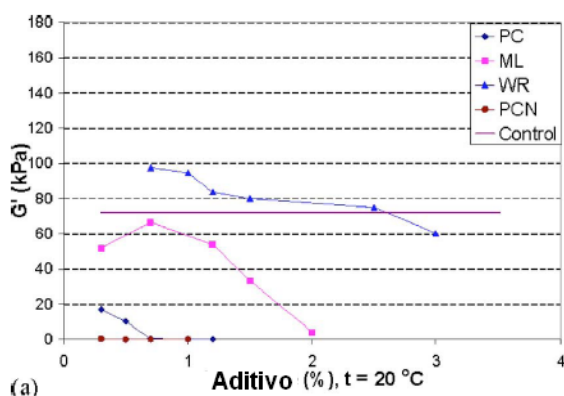


Figura 3.23: Módulo de cisalhamento a 20°C (Nehdi e Martini, 2007).

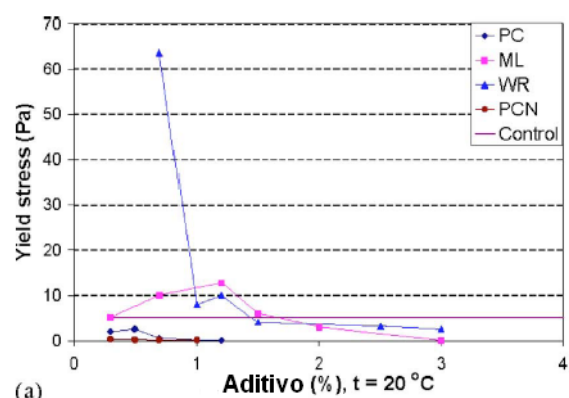


Figura 3.24: Tensão de escoamento a 20°C (Nehdi e Martini, 2007).

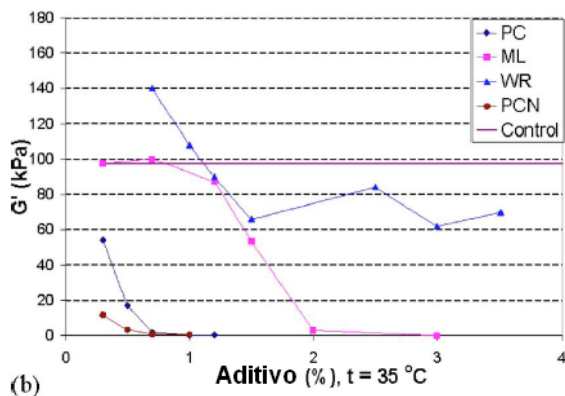


Figura 3.25: Módulo de cisalhamento a 35°C (Nehdi e Martini, 2007).

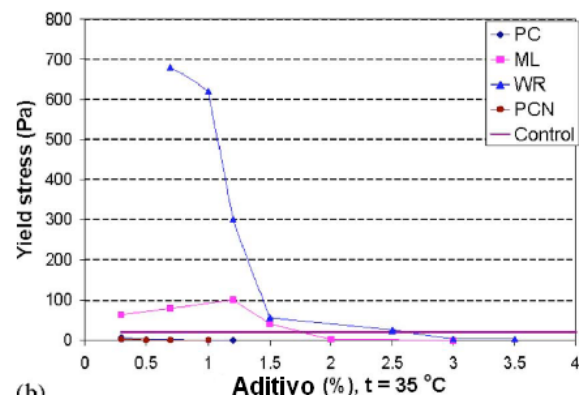


Figura 3.26: Tensão de escoamento a 35°C (Nehdi e Martini, 2007).

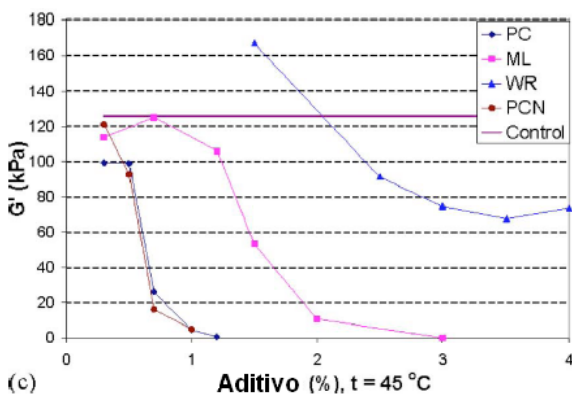


Figura 3.27: Módulo de cisalhamento a 45°C (Nehdi e Martini, 2007).

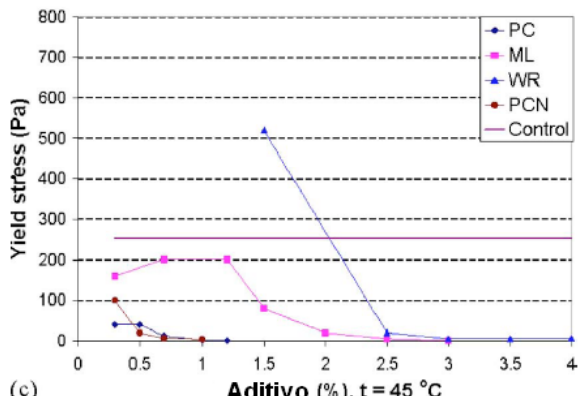


Figura 3.28: Tensão de escoamento a 45°C (Nehdi e Martini, 2007).

A Figura 3.25 é similar à Figura 3.23, agora com temperatura da pasta igual a 35°C. A Figura 3.26, é similar à Figura 3.24, agora com temperatura da pasta igual a 35°C.

A Figura 3.27 é similar à Figura 3.25, agora com temperatura da pasta igual a 45°C. A Figura 3.28 é similar à Figura 3.26, agora com temperatura da pasta igual a 45°C.

Após a análise dos resultados, Nehdi e Martini (2007) apresentaram as seguintes conclusões.

Os valores da tensão de escoamento e do módulo de cisalhamento para as várias pastas de cimento crescem não linearmente com o aumento da temperatura;

- 1) WR foi eficaz até o limite de determinada dosagem para cada temperatura;
- 2) ML comportou-se como um acelerador em dosagens baixas, inferiores a 2%, mas não melhorou as propriedades visco elásticas da pasta de cimento para dosagens mais elevadas;
- 3) PC melhorou de forma eficaz as propriedades visco elásticas das pastas de cimento a temperaturas elevadas. Ambos os valores de tensão de escoamento e módulo de cisalhamento diminuíram significativamente com o aumento da dosagem de PC;
- 4) PCN conseguiu comportamento de dispersão um pouco superior ao obtido pelo PC;

- 5) Os resultados indicaram que os dados técnicos para aditivos químicos usualmente desenvolvidos em áreas com clima ameno precisam ser validados para as condições de clima quente e úmido. Aditivos que se mostrem eficazes em climas amenos podem tornar-se ineficazes em climas quentes, de temperaturas elevadas (Nehdi e Martini, 2007).

O efeito conjunto do tempo e temperatura sobre as propriedades reológicas de pastas de cimento incorporando vários superplastificantes foi estudado por Martini e Nehdi (2009) em outro trabalho de pesquisa. O comportamento dependente do tempo, a alta temperatura, de pasta de cimento incorporando vários aditivos químicos, é crítico para aplicações de concreto em clima quente. Assim, eles pesquisaram os efeitos combinados da temperatura e tempo de desempenho de policarboxilatos (PC), melamina sulfonada (ML) e naftalenos sulfonados (NS), baseados na gama alta de aditivos redutores de água usados para aumentar a fluidez da pasta de cimento. Parâmetros reológicos incluindo tensão de escoamento, viscosidade plástica, e tixotropia das pastas de cimento com relação água/ligante de 0,38, foram medidos: com diferentes dosagens dos superplastificantes; temperaturas variando de 22 a 45 °C; diferentes tempos de mistura variando de 20 a 110 min; e intervalos de 30 min entre as sucessivas medições. Os ensaios reológicos foram conduzidos utilizando avançado reômetro de controle de cisalhamento/tensão de cisalhamento, com objetivo de desenvolver melhor entendimento do efeito conjunto de tempo e temperatura sobre o desempenho de vários superplastificantes e formular recomendações mais realistas para uso de tais aditivos em climas quentes.

Apresenta-se a seguir através das Figuras 3.29 a 3.34, os resultados obtidos por Martini e Nehdi (2009) para a variação da viscosidade plástica ao longo do tempo, em três temperaturas: 22°C, 35°C e 45°C. Foram utilizados os aditivos PC, ML e NS.

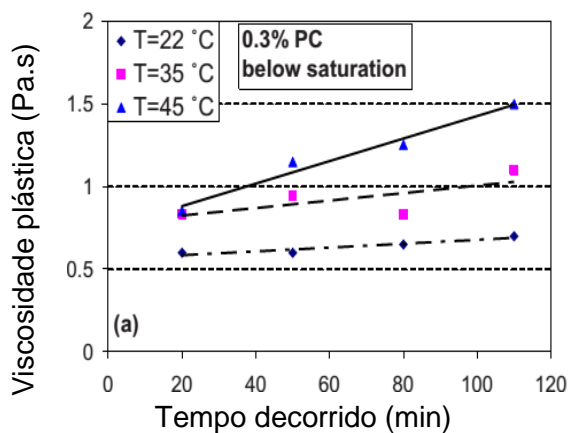


Figura 3.29: Superplastificante PC a 0,3% (Martini e Nehdi, 2009).

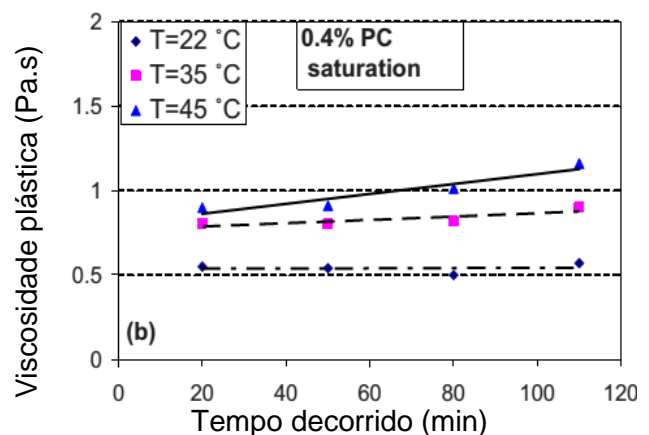


Figura 3.30: Superplastificante PC a 0,4% (Martini e Nehdi, 2009).

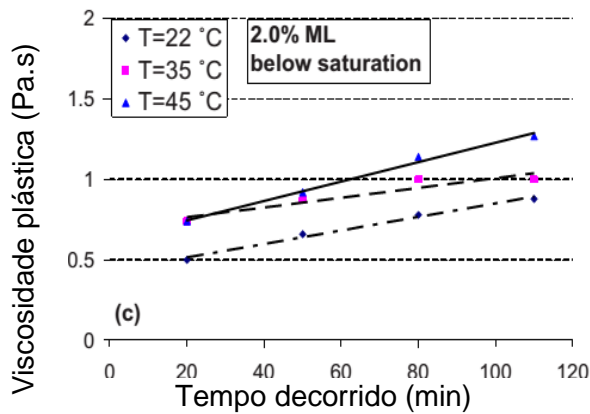


Figura 3.31: Superplastificante ML a 2,0% (Martini e Nehdi, 2009).

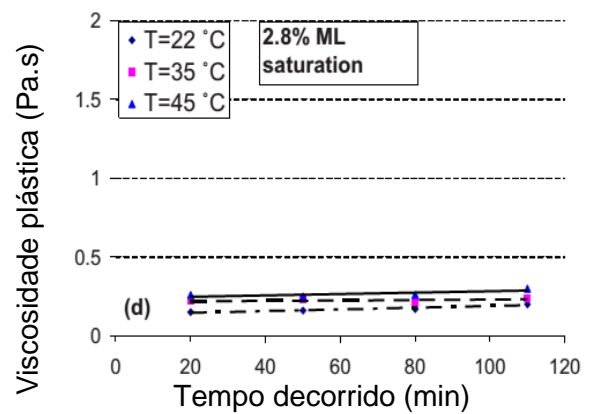


Figura 3.32: Superplastificante ML a 2,8% (Martini e Nehdi, 2009).

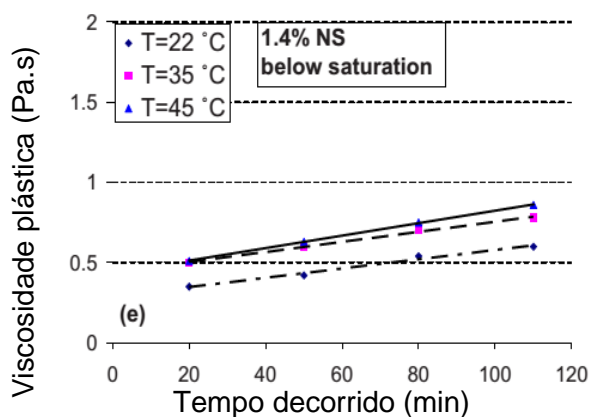


Figura 3.33: Superplastificante NS a 1,4% (Martini e Nehdi, 2009).

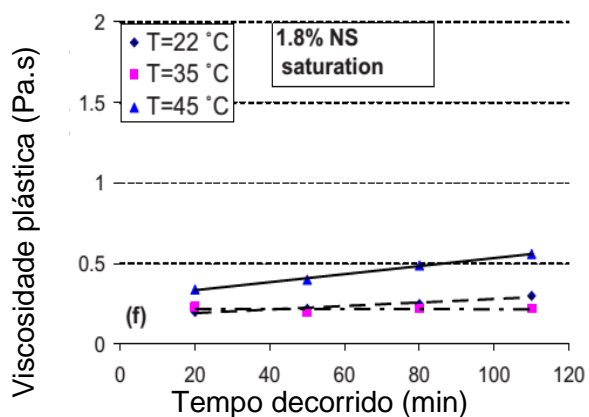


Figura 3.34: Superplastificante NS a 1,8% (Martini e Nehdi, 2009).

Na Figura 3.29 tem-se aditivo PC com dosagem de saturação 0,3%, e na Figura 3.30 a saturação foi de 0,4%. Na Figura 3.31 tem-se aditivo ML com dosagem de saturação 2,0%, e na Figura 3.32 a saturação foi de 2,8%. Na Figura 3.33 tem-se aditivo NS com dosagem de saturação 1,4%, e na Figura 3.34 a saturação foi de 1,8%.

Martini e Nehdi (2009) concluíram que: a) pastas de cimento incorporando aditivos tipo PC e ML apresentaram comportamento de pseudoplasticidade a altas temperaturas e prolongaram o tempo de mistura independentemente da dosagem das composições; b) a dose de saturação NS da pasta de cimento a alta temperatura e prolongada mistura pode ser identificada pelo deslocamento da curva taxa de cisalhamento-viscosidade, a partir da pseudoplasticidade para espessamento quando a dosagem de NS excede o nível de saturação.

Altable e Casanova (2006) apresentaram trabalho sobre metodologia experimental para estudar as respostas reológicas de pastas de cimento contendo superplastificantes, sujeitas a temperaturas variando de 5 até 45°C. O conteúdo de superplastificante à base de policarboxilato e o momento da mistura, se

inicialmente ou retardado, foram pesquisados. Um ciclo de taxas de cisalhamento foi aplicado a cada uma das amostras a fim de obter informações sobre viscosidade aparente e tensão de escoamento, como também medir o comportamento tixotrópico delas. O trabalho teve ainda o objetivo de contribuir para o melhor entendimento do comportamento de fluidez que as pastas de cimento aditivadas com superplastificantes exibem sob diferentes temperaturas, levando-se em conta o processo seguido desde sua preparação, com especial atenção ao momento em que o superplastificante é adicionado à mistura. Altable e Casanova (2006) afirmaram que a viscosidade aparente sempre decresce com a temperatura. Também afirmaram que retardar a aplicação do superplastificante à mistura reduziu o desempenho dos valores absolutos de todos os parâmetros reológicos medidos nos ensaios efetuados na pesquisa. Além disso, valores da tensão de escoamento chegaram próximos de zero para qualquer temperatura desde que altos teores de PC, 0,7% ou acima, tivessem sido adicionados à mistura.

A organização australiana *Cement Concrete & Aggregates Australia* (CCAA) publicou o documento *Hot-Weather Concreting* (2004), cuja introdução chama a atenção de que condições de clima quente são comumente encontradas no verão, combinando altas temperaturas, ventos e baixa umidade, o que resulta em condições que levam a problemas para o lançamento e acabamento do concreto em qualquer circunstância. O documento fornece orientação sobre os efeitos das condições de clima quente nas propriedades do concreto, e as precauções que devem ser tomadas para minimizar os potenciais efeitos adversos ao colocar concreto nessas condições. Dessa forma, apresenta-se a seguir figuras que transcrevem gráficos obtidos na publicação da CCAA (2004).

A Figura 3.35 apresenta gráfico com curva da influência da temperatura do ar no tempo de pega do concreto de cimento Portland.

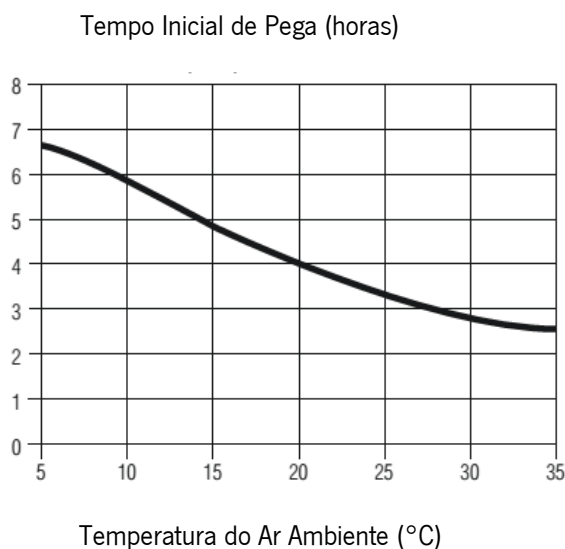


Figura 3.35: Influência da temperatura do ar no tempo de pega do concreto (CCAA, 2004).

A Figura 3.36 apresenta gráfico onde é possível estabelecer a taxa de evaporação da umidade de superfície do concreto, a partir da temperatura do ar, umidade relativa e velocidade do vento. Ela pode ser usada para estimar a possibilidade de ocorrência de fissuração por retração plástica e a consequente necessidade das adequadas precauções a serem tomadas.

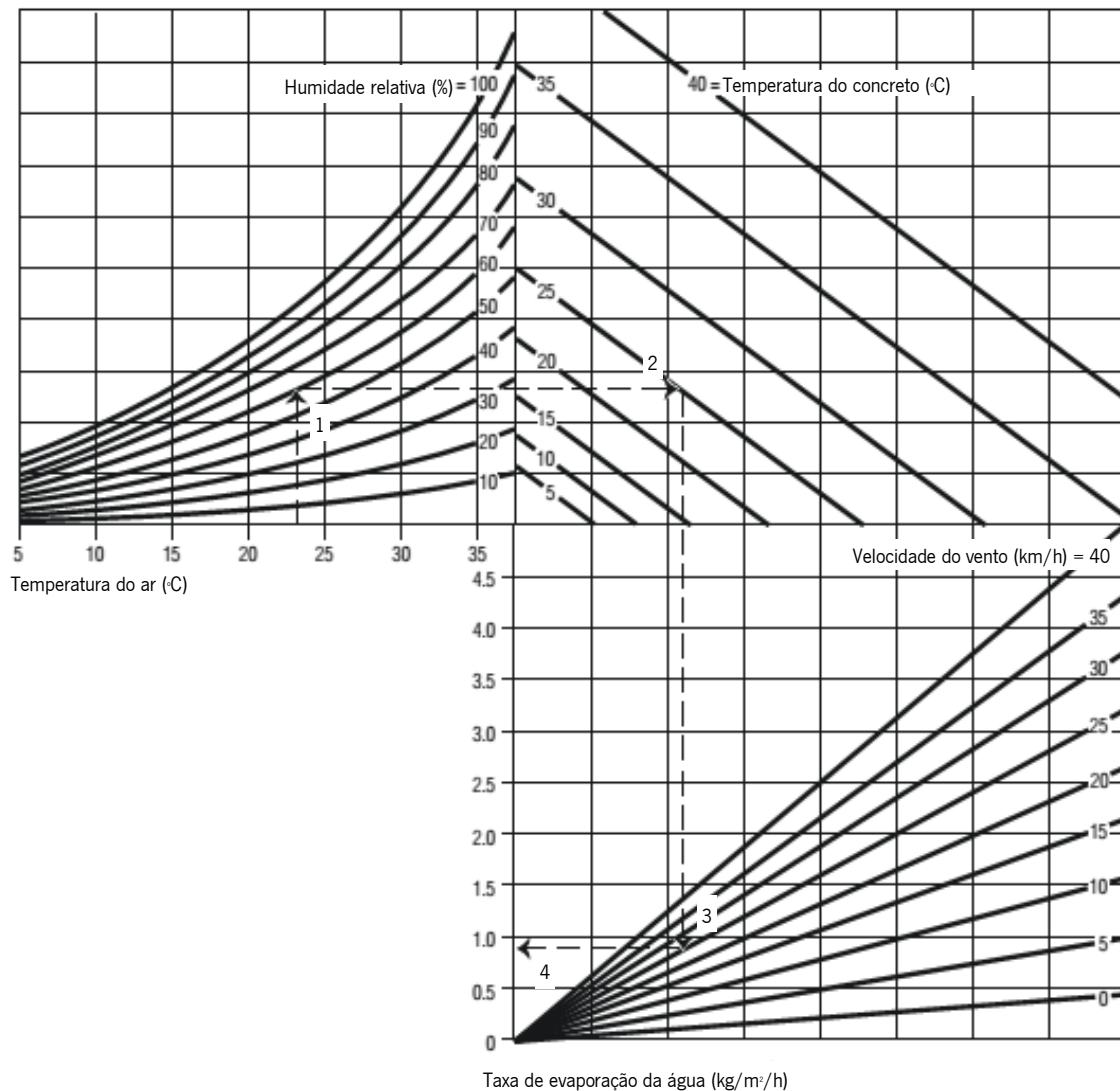


Figura 3.36: Estabelecimento da taxa de evaporação da água ($\text{kg}/\text{m}^2/\text{h}$) (CCAA, 2004).

A Figura 3.37 apresenta gráfico com a diminuição da trabalhabilidade do concreto convencional, a partir da medição do abatimento (*slump*), com relação água/ligante constante, com aumento da temperatura. A Figura 3.38 apresenta gráfico com o efeito da alta temperatura de cura sobre a resistência à compressão do concreto convencional.

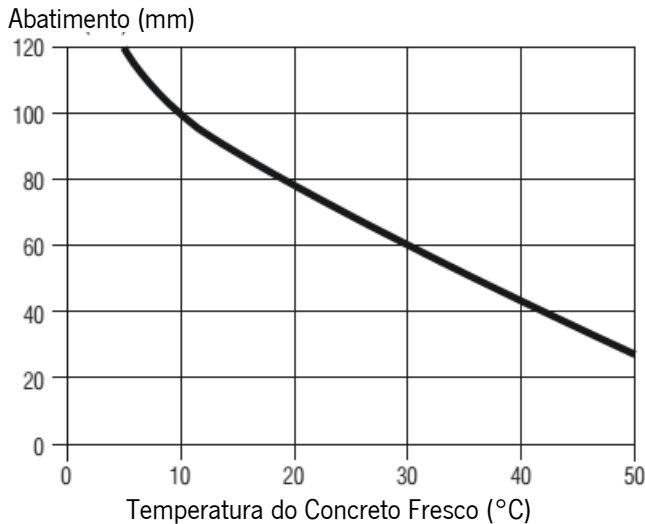


Figura 3.37 Trabalhabilidade com diferentes temperaturas (CCAA, 2004).

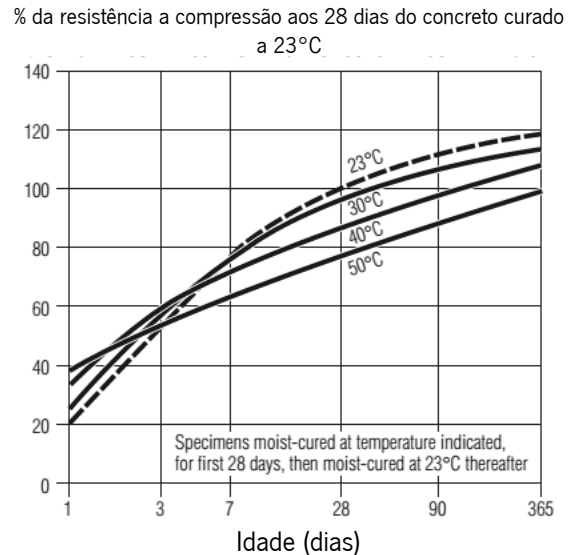


Figura 3.38 Resistência à compressão com diferentes temperaturas (CCAA, 2004).

Ghafoori e Diawara (2010) estudaram a influência da temperatura no desempenho dos concretos auto-adensáveis (CAA) frescos, produzidos com espalhamento (*slump flow*) de 508, 635 e 711 mm, a sete diferentes temperaturas, a saber: 43, 36, 28, 21, 14, 7 e -0,5°C, para simulação de temperaturas quentes e frias. Eles usaram as condições referidas para avaliar a trabalhabilidade, a capacidade de fluir, e a estabilidade dinâmica das composições ensaiadas.

Após a realização dos estudos, Ghafoori e Diawara (2010) apresentaram as seguintes conclusões:

- 1) O desempenho do CAA fresco foi afetado tanto pelas temperaturas quentes quanto pelas temperaturas frias. Nas temperaturas quentes, a influência foi manifestada na forma de significativa diminuição da trabalhabilidade, substancial aumento na viscosidade plástica, e melhoria na estabilidade dinâmica do CAA recém-misturado. A temperatura fria afetou o desempenho do CAA fresco selecionado por um ganho marginal na capacidade de fluir, pequena variação na viscosidade plástica, e aumento na resistência à segregação apenas para as composições feitas para espalhamento de 711 mm. Para as composições feitas para espalhamento de 508 e 635 mm, o desempenho do CAA fresco não foi afetado para as baixas temperaturas selecionadas.
- 2) As mudanças nas propriedades frescas devido às elevadas e baixas temperaturas podem ser caracterizadas pela quantidade de adsorção de aditivos por área de superfície específica da pasta de concreto, a mudança no teor de umidade dos agregados, e a evaporação parcial da água de mistura para o caso de temperaturas elevadas;
- 3) O método de correção através de acréscimo de aditivos químicos foi bem sucedido para reverter as mudanças nas propriedades frescas das composições selecionadas de CAA nas temperaturas

elevadas. A quantidade adicional de superplastificante aumentou a trabalhabilidade, até 36 °C, através da geração de repulsão eletrostática suplementar e forças de impedimento estéricas entre as partículas de cimento e foi capaz de compensar a perda de trabalhabilidade causada pelo crescimento dos produtos da hidratação do cimento ocorridos durante as temperaturas quentes. O método de remediação escolhido foi capaz de produzir composições de CAA com trabalhabilidade similar, viscosidade plástica, estabilidade dinâmica, e capacidade de passagem para aquelas composições de matrizes equivalentes com temperaturas controladas;

- 4) As composições de CAA selecionadas não necessitaram qualquer remediação para as temperaturas frias de 7, 14, e -0,5°C. Os ganhos nas avaliações de espalhamento do CAA nas temperaturas frias foram menores que 25 mm, e ambos, taxa de fluxo e resistência à segregação dinâmica, não foram afetadas para as temperaturas frias selecionadas;
- 5) Para as altas temperaturas, recomenda-se aplicação de dosagens otimizadas de aditivos do tipo superplastificantes e modificadores de viscosidade (VMA) com objetivo de atingir o espalhamento especificado, tratando-se de climas de temperatura quente.

Sampebulu (2012) estudou a influência das altas temperaturas na trabalhabilidade do concreto pronto, usinado, levando em consideração a constatação de que as propriedades do concreto fresco fabricado em países de clima tropical, que são misturados, transportados com agitação, lançados nas formas, e inicialmente curados em locais onde a temperatura varia de 20 a 40 °C, e a umidade relativa do ar situa-se acima de 60%, não são completamente compreendidas. As exigências aplicáveis também diferem de país para país e as agências de governo e empreendedores privados têm suas próprias especificações. Assumindo tais condições de temperatura e umidade, o estudo desenvolvido por Sampebulu (2012) procura avaliar as propriedades do concreto fresco em clima quente usando um método de concreto pronto.

Assim, o concreto fresco foi misturado e agitado variando as composições de concreto e a temperatura ambiente. Os materiais constitutivos da composição foram levados à temperatura requerida de modo a obter-se o concreto fresco a temperaturas de 20, 30 e 35 °C. Para atingir-se as temperaturas escolhidas para o concreto fresco, os cimentos foram guardados a temperaturas de 20, 40 e 60 °C. Os agregados foram aquecidos o suficiente para simular as condições da pilha ao ar livre na planta industrial de fabricação do concreto pronto. A temperatura da água ficou sempre na temperatura de 20 °C por ser mais fácil controlar e pouco provável afetar a temperatura ao ar livre.

Com o concreto fresco preservado da evaporação, a queda do abatimento (*slump*) é causada unicamente pelo aumento da temperatura do concreto. Verificou-se que, quanto maior a temperatura do concreto, maior será o aumento da perda de abatimento.

Durante a operação de mistura, agitação, a queda do abatimento aumenta rapidamente durante os primeiros 30 minutos, mas moderadamente durante o período restante. As temperaturas do concreto fresco após o período de mistura, variam e alteram facilmente durante o transporte a partir da planta de fabricação até o canteiro da obra submetido à temperatura ambiente, que é diferente daquela do concreto originalmente (Sampebulu, 2012).

Quanto às implicações práticas dos efeitos da temperatura, Soroka (2004) coloca que o efeito acelerador da temperatura sobre a hidratação manifesta-se em três implicações práticas que são particularmente relevantes para a concretagem em condições de climas quentes. Essas implicações incluem os efeitos redutores da temperatura sobre o tempo de pega; efeitos de incremento da taxa de aumento da temperatura do concreto; e, particularmente, no interior da massa de concreto. Para minimizar os efeitos negativos do clima quente na perda de abatimento (CC) ou espalhamento (CAA), Soroka (2004) apresenta as seguintes recomendações: a) aplicar composição com maior abatimento para CC ou espalhamento para CAA, preferencialmente fazendo uso de aditivos redutores de água; b) baixar a temperatura do concreto através do uso de água gelada na mistura ou substituindo a água da mistura por gelo, em proporção não superior a 75%; c) redosar a mistura adicionando água ou superplastificantes, ou os dois, com objetivo de restaurar a consistência inicial do concreto; d) concretar durante as partes mais frias do dia, ou seja, durante as tardes ou noites.

O ACI 305.1-06 *Specification for Hot Weather Concreting* (2007) recomenda que sejam mencionadas nas especificações do projeto os cuidados para concretagem em climas quentes, aplicáveis a qualquer projeto de construção. O documento aborda os requisitos para preparações de produção; transporte; colocação; acabamento; evaporação da água de amassamento; cura; e proteção do concreto. Ainda, disposições que regem a conferência que antecede o início do lançamento do concreto nas formas; proporções da mistura do concreto; temperatura máxima admissível para o concreto; medição da taxa de evaporação de superfície; medidas de controle de evaporação; aceitação da mistura do concreto no campo; estão incluídos nos requisitos.

3.5 – ENSAIOS APLICADOS

3.5.1 – Ensaios aplicados às pastas

3.5.1.1 – Considerações iniciais

Segundo Camões (2002), entende-se o concreto como material composto por matriz aglomerante, pasta ou argamassa, envolvendo material de enchimento, esqueleto granular, onde, após endurecer, forma massa sólida mais ou menos compacta, similar a uma pedra natural. Assim, caracterizar as pastas e argamassas obtidas a partir das composições dos concretos, objetiva procurar reproduzir isoladamente a matriz aglomerante dos concretos e analisar o seu comportamento.

Portanto, a análise das pastas e argamassas apresenta algumas vantagens a exemplo de: aplicação de menor quantidade de constituintes tais como cimento, agregados, eventuais adições minerais, bem como aditivos e água; menor tempo aplicado à preparação e realização das composições; redução nos gastos com corpos de prova; redução de custo de recursos humanos (Camões, 2002).

Assim, é importante a aplicação de ensaios com pastas que possam estabelecer informações do comportamento da pasta após iniciada a mistura até o início do processo de pega, onde começa o processo de endurecimento do concreto por conta do endurecimento da pasta. Porém, também é importante avaliar o comportamento de diferentes composições de pastas ao longo do tempo, para diferentes temperaturas típicas de regiões de clima frio e de clima quente, assim como o tempo disponível para que a trabalhabilidade do concreto atenda às necessidades de campo para as operações de transporte, lançamento e adensamento, até o concreto permanecer em repouso para a etapa de cura e endurecimento.

Segundo Soroka (2004), a consistência do CC é controlada pela quantidade de água que é adicionada à mistura, no entanto para o CAA, os aditivos químicos têm um papel fundamental. A quantidade de água necessária para produzir uma dada consistência depende de muitos fatores tais como tamanho e classificação dos agregados, textura da superfície e angulosidade dos agregados, assim como o conteúdo de cimento e sua finura, e a possível presença de aditivos. Quanto a quantidade de água, deve ser percebido que quantitativamente a relação entre a consistência e a quantidade de água na mistura não é linear, mas sim de natureza exponencial, que pode ser matematicamente expressada pela seguinte expressão:

$$y = KA^n \quad (\text{equação 3.2})$$

Onde y é o valor da consistência, por exemplo, *slump* ou *slump flow*, A é o conteúdo de água do concreto fresco; K é uma constante que depende da composição da mistura por um lado, e do método de

determinação da consistência, pelo outro; n é também uma constante que depende, novamente, do método de determinação da consistência, mas não da composição do concreto. Uma representação gráfica desta equação é mostrada na Figura 3.39, para $n = 10$.

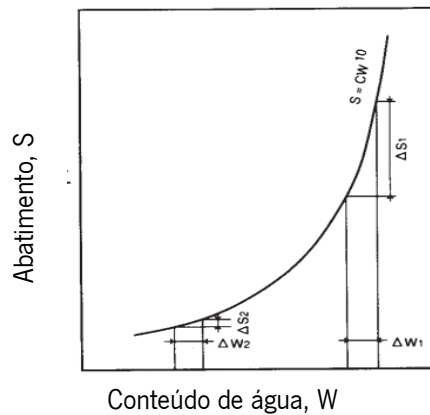


Figura 3.39: Relação entre slump e quantidade de água da mistura (Soroka, 2004).

Soroka (2004) afirma que, em condição de clima quente, mais água é necessária para uma dada mistura ter a mesma consistência, ou seja, abatimento (*slump*) ou espalhamento (*slump flow*). Isso pode ser visto na Figuras 3.40, onde os dados de abatimento foram referidos ao abatimento inicial, ou seja, ao abatimento determinado logo que possível depois que a operação de mistura da composição é concluída.

Na Figura 3.40 vê-se que, para as condições consideradas: conteúdo de cimento de cerca de 300 kg/m^3 , cimentos tipo I e II, tamanho máximo do agregado de 38 mm, e teor de ar de $4 \text{ a } 5 \pm 0,5\%$, a água necessária aumenta de 6 a 5 kg/m^3 para aumento de 10°C na temperatura do concreto.

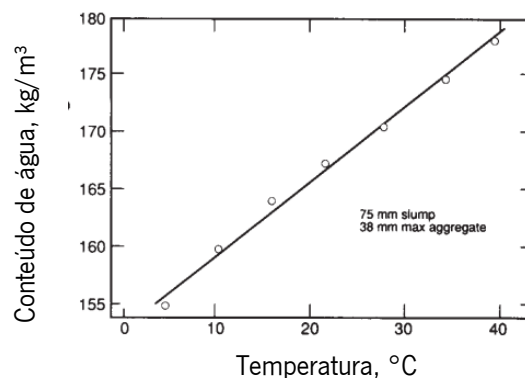


Figura 3.40: Efeito da temperatura do concreto sobre a quantidade de água necessária (Soroka, 2004).

O efeito da temperatura sobre a água necessária é trazido principalmente por seu efeito sobre a taxa da hidratação do cimento e, possivelmente também, sobre a taxa de evaporação de água.

3.5.1.2 – Tempo de pega - Ensaio de Agulha de Vicat

Segundo Neville (1997), pega é o termo usado para descrever o endurecimento da pasta de cimento, embora a definição da dureza da pasta, considerada pega, seja algo arbitrário. De um modo geral, a pega se refere à mudança do estágio fluido para o estágio rígido. Apesar de, durante a pega a pasta adquirir

alguma resistência, para fins práticos é importante distinguir pega de endurecimento, que se refere ao ganho de resistência da pasta de cimento. Na prática os termos, início de pega e final de pega, são usados para descrever estágios arbitrariamente escolhido do processo de passagem do estágio fluido para o rígido. Tudo indica que a pega é causada pela hidratação seletiva dos componentes do cimento, onde as duas primeiras reações envolvem o C_3A e C_3S . Além da rápida formação de produtos cristalinos, o desenvolvimento de películas envolvendo os grãos de cimento junto com a coagulação dos componentes da pasta, também tem sido sugerido como fatores responsáveis pela pega. Ainda, Neville (1997) chama atenção para o fato de que no momento do final da pega há uma redução acentuada na condutividade elétrica da pasta de cimento, sendo possível estabelecer medição de tempo de pega a partir de ensaios de medição da condutividade elétrica. Outro aspecto diz respeito ao fato de que o tempo de pega do cimento decresce com o aumento da temperatura.

Labrincha *et al.* (2007), estudaram o desenvolvimento da fase de pega de diferentes formulações de clínquer preparados com resíduos industriais ou subprodutos, lamas, e areias de fundição. Com objetivo de comparação, foram preparadas formulações similares a partir de matérias primas comerciais de alta pureza e processadas em condições idênticas. Para contornar as restrições experimentais impostas pelo uso da Agulha de Vicat, medições de resistividade elétrica foram realizadas através de espectroscopia de impedância em corrente alternada (IS) para acompanhamento do processo de hidratação e pega. Durante o processo de pega, a evolução da temperatura da pasta de cimento foi também registrada. Métodos eletroquímicos parecem ter vantagens distintas no estudo da hidratação do cimento. Em particular, espectroscopia de impedância em corrente alternada pode fornecer informações úteis relacionadas à concentração de íons de solução dos poros e às mudanças micro estruturais na pasta de cimento hidratada.

Dado que as reações químicas que ocorrem durante a pega do cimento podem causar significativa mudança na temperatura, o início da pega pode ser detectado a partir de medições da temperatura. Assim, após aplicação dos ensaios propostos, Labrincha *et al.* apresentaram algumas conclusões. A matriz de impedância das pastas hidratadas é o resultado dos efeitos combinados de mudança na concentração iônica da fase líquido/intergranular e na microestrutura. Nesse sentido, IS segue em detalhes o processo de pega, mostrando boa aproximação com as previsões obtidas das medições de mudanças de temperatura. Quando o ensaio padrão do método de Agulha de Vicat para determinar o tempo inicial de pega é impedido pelo estágio de avanço das reações nos materiais, os estudos com IS foram uma alternativa confiável e, em alguns sistemas, IS pode ser uma técnica mais sensível para detectar a evolução das reações de hidratação (Labrincha *et al.*, 2007).

As principais Normas aplicadas para a medição do tempo de pega são: a) as normas brasileiras NBR NM 65 (2003) e NBR NM 43 (2003); b) a norma europeia EN 196-3+A1 (2008); c) e a norma americana ASTM C191-13 (2013). Segundo a NBR NM 65 (2003), em 3.1, tempo de início de pega é: *“em condições de ensaio normalizadas, o intervalo de tempo transcorrido desde a adição de água ao cimento até o momento em que a agulha de Vicat correspondente penetra na pasta até uma distancia de (4 ± 1) mm da placa da base”*. Por outro lado, em 3.2, tempo de fim de pega é: *“em condições de ensaio normalizadas, o intervalo de tempo transcorrido desde a adição de água ao cimento até o momento em que a agulha de Vicat penetra 0,5 mm na pasta”*.

Em outras palavras, o acontecimento da pega do cimento abrange o avanço das propriedades mecânicas da pasta no processo de endurecimento, propriedades essencialmente físicas, associado a um processo químico de hidratação. É um fenômeno artificialmente definido como o momento em que a pasta adquire certa consistência que a torna imprópria a um trabalho. Tal conceituação se estende, evidentemente, tanto à argamassa quanto aos concretos nos quais a pasta de cimento está presente e com missão aglutinadora dos agregados.

3.5.1.3 – Fluidez - Ensaio de Cone Marsh

As principais Normas aplicadas para a medição da fluidez da pasta utilizando o Cone Marsh são: a) a norma brasileira NBR 7681-2 (2013); b) a norma europeia EN 445 (2008); c) e a norma americana ASTM C939-10 (2010).

Castro e Libório (2005) realizaram programa experimental de pesquisa com objetivo de otimização da pasta de cimento e/ou aglomerantes. Para tanto utilizaram o ensaio de mini abatimento para verificação da compatibilidade entre o cimento e o aditivo e o ensaio de cone Marsh para determinação do teor ótimo de aditivo superplastificante. Também estudaram a trabalhabilidade do concreto através do ensaio de abatimento de tronco de cone. Foram utilizados dois tipos de cimento: CP V ARI Plus e CP V ARI RS (resistente a sulfatos); areia com diâmetro máximo inferior a 4,8 mm e brita a 9,5 mm; adição de sílica ativa; relação água/aglomerante de 0,40; aditivo superplastificante redutor de água; condições constantes ao longo dos ensaios de umidade relativa do ar superior a 65% e temperatura de $23 \text{ °C} \pm 3 \text{ °C}$. Concluíram que as misturas apresentaram perda contínua e gradual de trabalhabilidade ao longo do tempo observado de duas horas, e que a determinação do teor ótimo de superplastificante com avaliação da sua compatibilidade com os cimentos estudados, permitiu produção de misturas com fluidez e consistência satisfatória.

Lemos e Melo (2012) correlacionaram parâmetros de ensaios usuais de caracterização de misturas cimentícias no estado fresco, pastas, argamassas e concretos, com as técnicas de reologia. O ensaio de cone Marsh foi utilizado para caracterização da mistura que também aplicou metacaulim em sua composição. Após os resultados obtidos, concluíram que a substituição de cimento por metacaulim provocou alteração nas propriedades reológicas da mistura, com incremento no ponto de saturação, ou seja, a ação de dispersão e desfloculação do aditivo químico atuou tanto nas partículas de cimento quanto nas da adição mineral. Também houve decréscimo do espalhamento e incremento do tempo de fluidez da mistura à medida que os teores de adição mineral aumentaram. Isso ocorreu devido ao aumento do valor absoluto da viscosidade plástica do conjunto, bem como o de sua tensão de escoamento. O metacaulim promoveu o aumento da estabilidade com o incremento da viscosidade devido à adsorção de água livre na mistura (Lemos e Melo, 2012).

Pitangueira *et al.* (2012) desenvolveram estudo para determinação do teor ótimo de aditivos superplastificantes em pastas de cimento através do ensaio de cone Marsh. Para tanto, utilizaram o cimento pozolânico CP IV com aditivos superplastificantes de três diferentes fabricantes, com relação água/cimento igual a 0,45. Foi utilizado o ensaio de cone Marsh por ser considerado de fácil execução e apresentar confiabilidade nos resultados de escoamento. Para cada etapa do ensaio, eles adicionaram progressivamente 0,1% de aditivo até a obtenção do índice de fluidez ideal, onde as pastas apresentassem perdas de tempo inferiores a um segundo entre os tempos de escoamento de 5, 15 e 30 minutos. A Figura 3.41 mostra gráfico com resultados para o aditivo S3535, onde o teor ótimo foi igual a 1,2%. Os mesmos ensaios foram repetidos para o aditivo G51 com teor ótimo de 1,4% e o aditivo CO430 com teor ótimo de 1,6%.

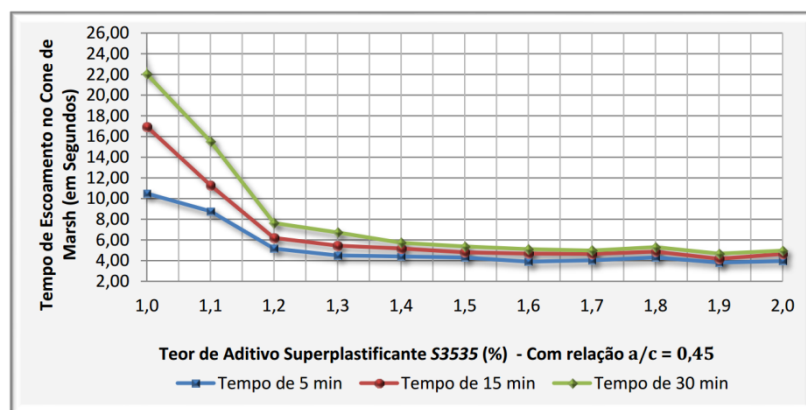


Figura 3.41: resultados dos ensaios com o cone Marsh (Pitangueira *et al.*, 2012).

Gomes *et al.* (2012) desenvolveram estudo com objetivo de estudar a reologia de pastas com diferentes tipos de cimento associado a aditivos superplastificantes. As propriedades reológicas foram obtidas utilizando viscosímetro de cilindros coaxiais. Porém, antes da realização desses ensaios, Gomes *et al.*

(2012) determinaram o teor de saturação do aditivo nas pastas, através da determinação do índice de fluidez utilizando o ensaio de cone Marsh. O ensaio consistiu em encher o cone com 1000 ml de pasta, medindo-se o tempo para fluir 500 ml do material, tempo esse chamado de tempo de fluxo. A abertura inferior no cone foi de 8 mm. As quantidades de cimento, água e adições tiveram valores fixos enquanto foi variada a relação superplastificante/cimento (sp/c), obtendo-se uma curva $\log T$ versus sp/c. Considerou-se o ponto de saturação como a relação sp/c para a qual um incremento do consumo de aditivo não provoque nenhuma melhoria significativa na fluidez da pasta. A Figura 3.42 mostra gráfico com a identificação do ponto de saturação a partir dos resultados dos ensaios com cone Marsh.

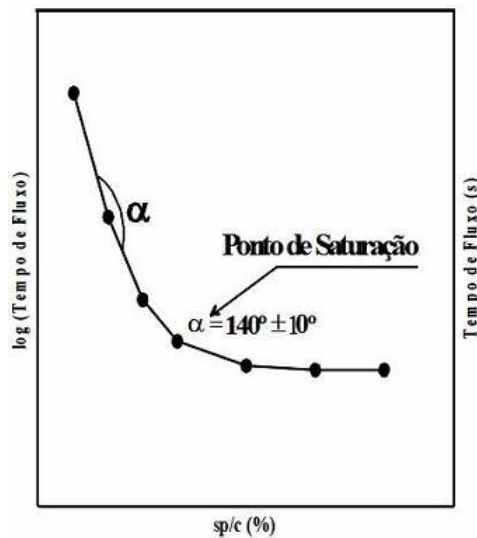


Figura 3.42: curva $\log T$ x sp/c (%) (Gomes *et al.*, 2012).

3.5.1.4 – Calorimetria

Masuero *et al.* (2012) desenvolveram pesquisa de avaliação de aditivos à base de policarboxilato em relação a tempos de pega e manutenção de abatimento em pastas de cimento Portland, utilizando na primeira etapa dos estudos calorímetro semi-adiabático nominado AdiaCal, conforme mostrado na Figura 3.43. Foram aplicados dois tipos de cimento, CP IV e CP V, e quatro tipos de fabricantes distintos de aditivos superplastificantes, em diferentes dosagens de 0,4; 0,7; 1,0 e 1,3%. Todas as pastas de cimento com relação água/cimento igual a 0,4.



Figura 3.43: Calorímetro semi-adiabático AdiaCal (Masuero *et al.*, 2012).

A Figura 3.44 apresenta a curva calorimétrica obtida após aplicação dos ensaios, onde E e F representam início e fim de pega, respectivamente, conforme Sandberg e Benine *apud* Masuero et al. (2012).

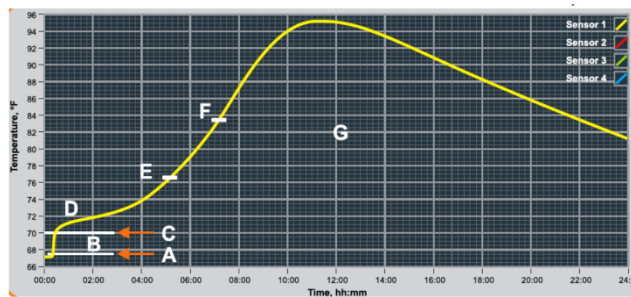


Figura 3.44: Modelo de curva calorimétrica (Masuero et al., 2012).

A Figura 3.45 apresenta gráfico com a determinação do pico de temperatura máxima, e a Figura 3.46 apresenta gráfico com a determinação da taxa de calor liberado.

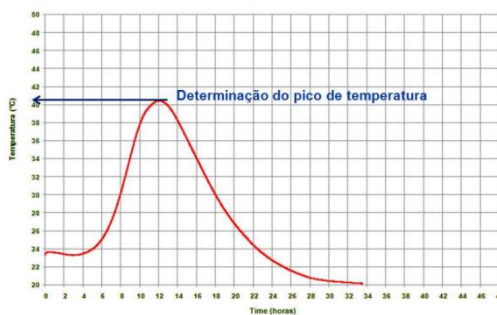


Figura 3.45: Pico de temperatura (Masuero et al., 2012).

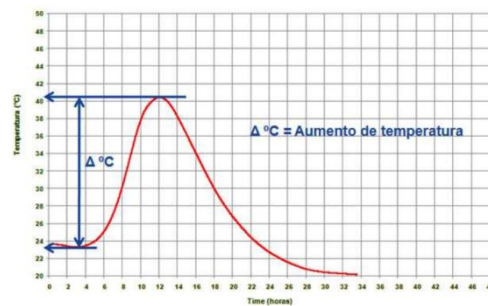


Figura 3.46: Aumento de temperatura (Masuero et al., 2012).

Masuero *et al.* (2012) concluíram que os cimentos não interferiram na avaliação de desempenho, onde os aditivos aplicados apresentaram comportamento semelhante quanto à determinação do tempo de pega, como também, para dosagens mais elevadas de superplastificante, foi possível observar retardamento excessivo no tempo de pega para os dois tipos de cimento.

Desmet *et al.* (2011) estudaram a hidratação de CAA em idade precoce, menor ou igual a 48 horas, através de calorimetria isotérmica e transmissão de onda ultrassônica, comparando com composição de CC. As composições variaram no tipo de adição mineral, superplastificante, cimento, relação cimento/pó e relação água/pó. A influência dessas diferentes composições de misturas na cinética da hidratação durante o primeiro dia da hidratação é caracterizada pela taxa de produção de calor q e a evolução da velocidade de onda, que é uma consequência das alterações micro estruturais. As variações na aceleração causadas pelas adições minerais e a desaceleração causada pelos superplastificantes levam a uma significativa diferença de comportamento. Separar o impacto de cada um desses fatores não é sempre possível devido a suas ações combinadas. A natureza da aceleração devido às adições de calcário e a desaceleração causada pelo superplastificante éter policarboxilato pode ser claramente distinguida, mas

não pode ser quantificada. A correlação entre os resultados de onda ultrassônica e calorimetria isotérmica são investigados baseados em parâmetros relacionados com o início e fim da pega e revela o significado desses parâmetros quando se avalia a hidratação de misturas auto compactadas com técnicas de ultrassons contínuas (Desmet *et al.*, 2011).

3.5.1.5 – Reômetro

Segundo Nehdi e Martini (2007), a construção de estruturas de concreto armado em climas quentes impõe lançamento rápido do concreto fresco para prevenir dificuldades de concretagem em ambientes quentes, tais como, rápida perda de trabalhabilidade, problemas de bombeamento, aceleração da hidratação do cimento, rápida evaporação da água da mistura, e formação de juntas frias. Nesse processo, a seleção adequada de aditivos químicos é um parâmetro importante. Na pesquisa desenvolvida, as propriedades viscoelásticas da pasta de cimento Portland com relação água/cimento (a/c) de 0,35 e 0,50 foram estudadas para diferentes temperaturas na faixa de 20 a 45 °C através de ensaios reológicos com uso de reômetro, no modo oscilatório, com controle da relação tensão/deformação de cisalhamento. Também, a influência dos aditivos redutores de água e retardadores, base melamina, base policarboxilato e nova geração de superplastificantes nas propriedades reológicas da pasta de cimento a várias temperaturas, foram estudadas.

Ensaio através do reômetro no modo oscilatório tem o potencial de fornecer informações mais precisas. A Figura 3.47 mostra esquematicamente em (a) a pasta de cimento sem cisalhamento; em (b) a pasta de cimento cisalhada abaixo da tensão crítica; em (c) a pasta de cimento cisalhada além da tensão crítica.

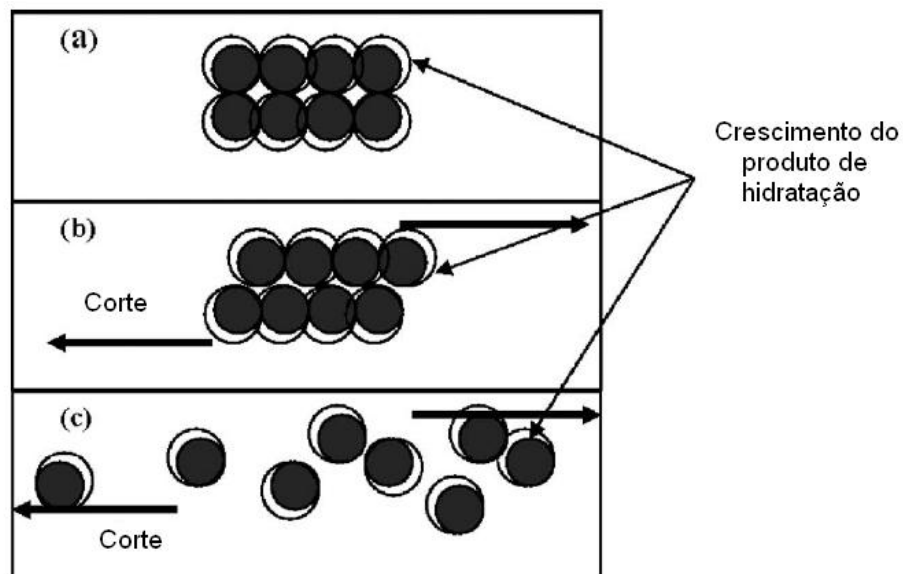
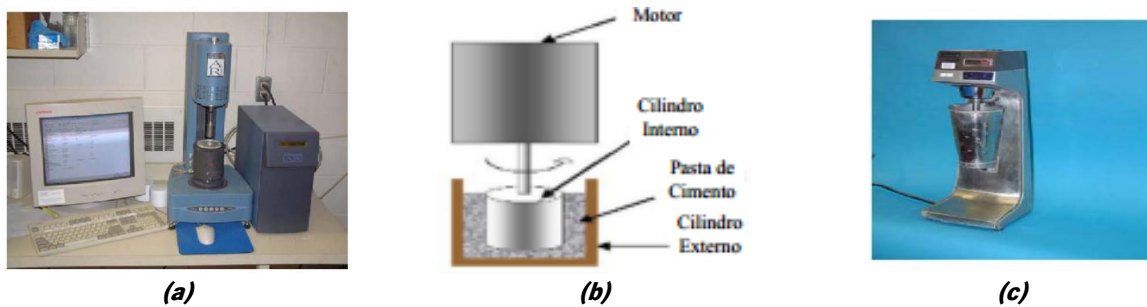


Figura 3.47: Representação esquemática do cisalhamento aplicado à pasta de cimento (Nehdi e Martini, 2007).

As Figuras 3.48(a), (b) e (c), mostram fotos e desenho esquemático do reômetro e do misturador da pasta de cimento utilizados na pesquisa de Nehdi e Martini (2007).



(a) – reômetro; (b) – diagrama esquemático do reômetro; (c) – misturador da pasta de cimento.

Figura 3.48: fotos e desenho esquemático de reômetro cilindro coaxial e do equipamento misturador (Nehdi e Martini, 2007).

Nehdi e Martine (2007) chegaram a resultados indicando que as propriedades viscoelásticas da pasta de cimento são altamente afetadas pelo tipo de aditivo e sua dosagem, e que uma melhor compreensão do efeito de aditivos químicos é necessária para mitigar os problemas de alta temperatura de concretagem.

3.5.1.6 – Resistividade elétrica

Zongjin *et al.* (2007) realizaram estudo para determinação do tempo de pega do concreto usando medição de resistividade elétrica, através do processo de hidratação do concreto fresco com diferentes proporções. O tempo de pega do concreto é um parâmetro crucial para o desenvolvimento da construção e o controle de qualidade do concreto. Quando o tempo de pega é conhecido, o tempo para as etapas de mistura, transporte, colocação e finalização, pode ser regulado e a aplicação dos vários aditivos controladores da pega pode ser decidida. Normalmente, o tempo inicial e o tempo final da pega do concreto são medidos através de métodos de penetração, quando são definidos dois pontos representativos desses tempos, correspondendo aproximadamente aos pontos em que o concreto deixará de ser plástico sob compactação e a resistência do concreto aumenta com ganho de valor de cerca de 0,7 MPa, respectivamente. Adicionalmente, para concretos com aditivos retardadores incorporados, existe a possibilidade do operador tenha que ficar mais de 10 horas dedicado até o final do ensaio, trabalhando a intervalos regulares para realizar as medições. Em acréscimo, os resultados dos ensaios podem ser fortemente afetados pela habilidade do operador. Assim, o escopo do estudo de Zongjin *et al.* (2007) foi a medição da resistividade elétrica do concreto usando dispositivo não penetrante de resistividade elétrica através da obtenção das medições dos pontos críticos das curvas de resistividade elétrica obtidas, bem como obtenção dos tempos inicial e final de pega através da resistência à penetração, para desenvolvimento de relação entre os pontos críticos de resistividade elétrica e os tempos de pega. A Figura

3.49 mostra o fluxograma da determinação da relação entre as respostas através da resistividade e do tempo de pega.

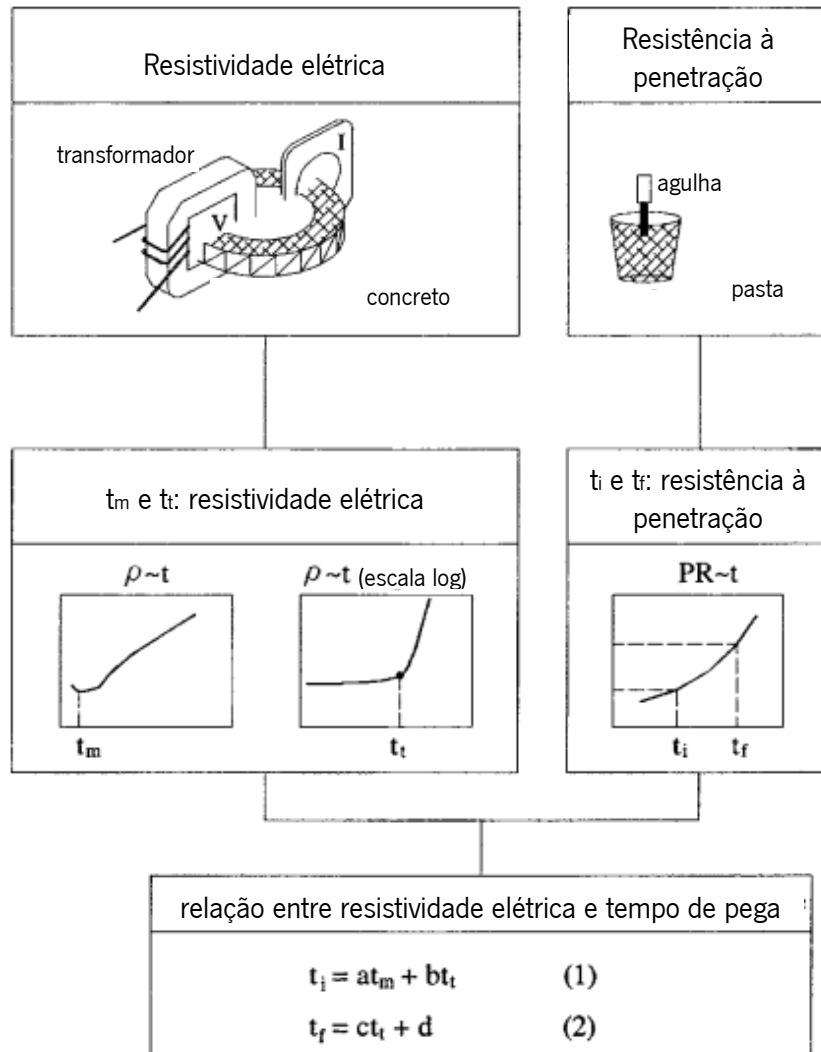


Figura 3.49: determinação entre a relação das respostas de resistividade e tempo de pega (Zongjin *et al.*, 2007).

Os ensaios desenvolvidos por Zongjin *et al.* (2007) aplicaram para a medição da resistividade elétrica, aparato patenteado por Z. Li and W. Li desde 2003, que permite não haver contato entre os eletrodos e a amostra de concreto ensaiada, de modo a eliminar os problemas de resistência de contato. Os tempos de pega foram obtidos por meio de ensaios de resistência à penetração conforme a ASTM C 403 - (2008). O cimento aplicado foi tipo I, cimento Portland, e adição de cinzas volantes (CV); a relação água/cimento (a/c) variou de 0,3 (misturas 1 a 8), 0,4 (misturas 10 e 11) e 0,5 (mistura 9); aditivos superplastificantes base naftalenos (sp1) (misturas 2 a 4) e base policarboxilato (sp2) (misturas 5 a 7) foram aplicados; CaCl₂ foi usado na mistura 8 como acelerador. As medições foram feitas a intervalos de 01 minuto pelo período de 24 horas em ambiente de temperatura de 20 °C ± 2 °C. As misturas para a medição dos tempos inicial e final de pega foram preparadas nas mesmas proporções, excluindo-se os agregados grossos (Zongjin *et*

al., 2007). A Tabela 3.5 mostra as proporções dos constituintes aplicados nas misturas de concreto por metro cúbico (kg/m³).

Tabela 3.5 – Percentagens dos constituintes aplicados nas pastas estudadas (Zongjin *et al.*, 2007).

Nº da composição	Nome	Água	Cimento	Areia	Agregado grosso	Sp1	Sp2	C _a Cl ₂
1	Controle	165	550	602	1.070			
2	Sp1-0,6	165	550	602	1.070	3,3		
3	Sp1-0,8	165	550	602	1.070	4,4		
4	Sp1-1	165	550	602	1.070	5,5		
5	Sp2-0,15	165	550	602	1.070		0,825	
6	Sp2-0,25	165	550	602	1.070		1,375	
7	Sp2-0,35	165	550	602	1.070		1,925	
8	Acelerador	165	550	602	1.070			11
9	a/c-0,5	208	415	602	1.070			
10	a/c-0,4	190	475	602	1.070			
11	a/c-0,4	190	475	602	1.070			

Foi utilizado cimento Portland tipo I nas composições 1 a 10. Na composição 11, foi utilizado cimento com cinzas volantes.

A Tabela 3.6 mostra os tempos de ocorrência de pontos críticos nas respostas de resistividade nos ensaios e os tempos de pega do concreto, obtidos por Zongjin *et al.* (2007).

Tabela 3.6 – Resultados dos pontos críticos de resistividade e de tempo de pega (Zongjin *et al.*, 2007).

Nº da composição	Nome	Resultados resistividade		Tempo de pega (ASTM C 403)	
		Ponto P _m (t _m) (h)	Ponto P _t (t _t) (h)	Inicial (t) (h)	Final (t) (h)
1	Controle	0,33	5,08	3,5	4,73
2	Sp1-0,6	0,70	8,35	5,82	8,02
3	Sp1-0,8	0,93	11,77	8,4	11,77
4	Sp1-1	1,62	13,45	9,42	13,12
5	Sp2-0,15	1,02	11,58	7,22	11,4
6	Sp2-0,25	1,27	15,92	9,38	14,2
7	Sp2-0,35	2,07	17,95	11,83	16,8
8	Acelerador	0,24	3,98	2,91	3,85
9	a/c-0,5	0,90	10,90	4,58	10,23
10	a/c-0,4	0,62	7,70	3,75	6,88
11	a/c-0,4	0,73	8,03	3,83	7,83

Segundo Zongjin *et al.* (2007), o ponto P_m, como mostrado na Figura 3.50, é o primeiro estágio após a mistura, e representa um ponto de máxima condução, específico para cada mistura, sugerindo o começo da hidratação. Os tempos de ocorrência do ponto mínimo (t_m) para as misturas 1, 3 e 10, foram 20 min (0,33 h), 56 min (0,93 h) e 37 min (0,62 h), respectivamente. A maior relação água/cimento da mistura 10 levou a maior tempo para alcançar a saturação quando comparado com a mistura 1. Já a incorporação de superplastificante provocou maior retardamento no ponto P_m na mistura 3. A Figura 3.51 mostra a relação (ρ – t) em escala logarítmica, de cada mistura, exibindo traço distintivo semelhante, dividindo-se as curvas em três partes. A primeira parte, na idade inicial, tem um padrão linear com uma ligeira

inclinação para cima, e é seguida por uma região de transição em que a inclinação começa a aumentar de uma maneira curvada. A curva em seguida torna-se novamente linear com inclinação bem mais acentuada do que a da primeira parte. Existe um ponto de transição (P_t) para cada mistura, localizado na curvatura máxima da referida região de transição, que descreve a passagem do concreto fresco a partir das condições de pega para o endurecimento, e indica um ganho de resistência do concreto. Os tempos de ocorrência do ponto de transição (t_t) para as misturas 1, 3 e 10, foram 305 min (5,08 h), 706 min (11,77 h) e 462 min (7,70 h), respectivamente, após mistura. A maior relação água/cimento da mistura 10 mostra que o tempo de transição é maior quando comparado com a mistura 1, correspondendo a retardamento do início do endurecimento. Já a incorporação de superplastificante levou a tempo mais elevado para alcançar o ponto P_t na mistura 3.

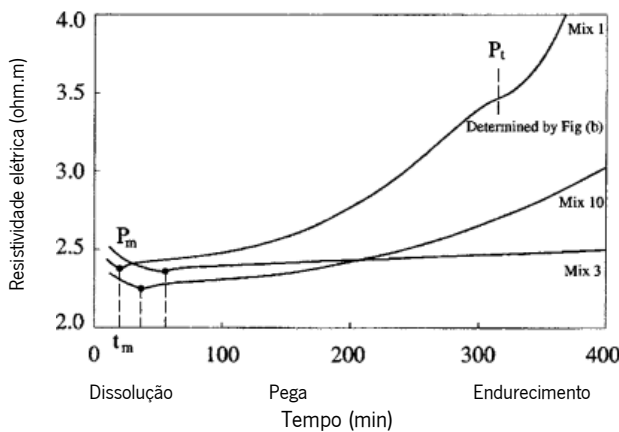


Figura 3.50: Ponto mínimo P_m (Zongjin *et al.*, 2007).

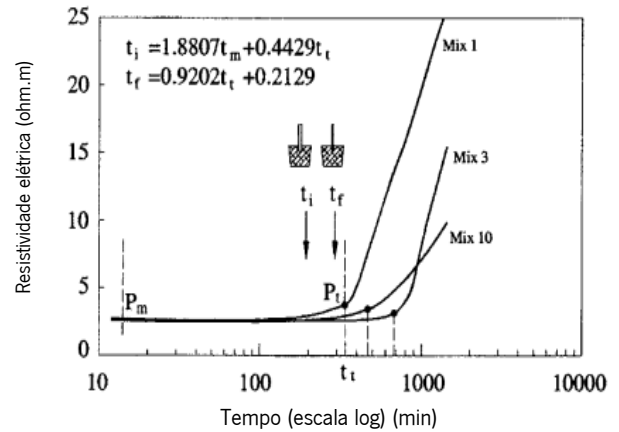


Figura 3.51: Ponto de transição P_t (Zongjin *et al.*, 2007).

Zongjin *et al.* (2007) verificaram que os tempos t_m e t_t são relacionados aos diferentes processos de pega de cada uma das misturas, obviamente causados pela relação água/cimento, aditivos incorporados ou tipos de cimentos. As mudanças observadas experimentalmente nas respostas elétricas podem ser mais analisadas. A resposta de resistividade elétrica do concreto pode ser dividida em três diferentes períodos de desenvolvimento baseados em P_m e P_t como mostrado na Figura 3.50, e as características de cada período são descritas a seguir. O período de dissolução (I) ocorre desde o início da mistura até o ponto P_m . Resistividade em massa $\rho(t)$ decresce em grande parte devido ao aumento de íons na fase líquida durante esse período. Depois a água é incorporada ao cimento, a dissolução de íons a partir do cimento ocorre e íons móveis tais como potássio (K^+), sódio (Na^+), cálcio (Ca^{2+}), íons hidroxilo (OH^-), são liberados. Esses íons móveis livres favorecem a condutividade da pasta. A variação dos aditivos, a relação água/cimento, ou o tipo do cimento, podem causar mudança na concentração de íons ou composição da fase líquida. O tempo para alcançar o ponto de saturação para cada mistura é, entretanto afetado pela relação água/cimento, tipo e dosagem dos aditivos, e o tipo do cimento.

O período de pega (II) vai do ponto P_m até o ponto de transição P_t . Nesse período, a resistividade elétrica aumenta gradualmente com o tempo, indicando decréscimo da porosidade. Os núcleos hidratados formados a partir da solução saturada, consumindo os íons da solução e ao mesmo tempo reduzindo a porosidade. O progresso da hidratação resulta em uma percolação da matriz, e o concreto fluido transita para um estado rígido. A partir do ponto P_m até o tempo de cerca de 2 horas, para a amostra de controle, a mudança na resistividade é de aproximadamente apenas $0,1 \Omega m$, indicando que o concreto está relativamente inativo e permanece no estado plástico. Depois, a rápida hidratação leva a significativo aumento da resistividade. No momento da ocorrência do ponto de transição, começa o estágio do início do endurecimento. As misturas 3 e 10 apresentaram tendência semelhante. Zongjin *et al.* (2007) constataram que o aditivo acelerador na mistura 8 foi a principal influência na taxa de hidratação da fase alite do cimento, resultando no aumento da formação do gel CSH nas idades iniciais, diminuindo assim o tempo de pega. Os vários fatores que envolvem maior porosidade nos concretos com elevada relação água/cimento, do retardamento das reações pela ação dos superplastificantes e pela taxa de reação mais lenta nos cimentos com cinzas volantes, têm aumentado o tempo em que o ponto de transição P_t ocorre quando comparado através do controle das amostras, sugerindo que as misturas permanecem em estado fluido ou semifluido por período prolongado após início da mistura dos constituintes.

O período de endurecimento (III): Esse período começa a partir do ponto P_t em diante, que indica uma mudança na taxa de aumento de $\rho(t)$. O progresso da hidratação conduz a matriz mais fechada e a resistividade continua aumentando com o tempo. A velocidade de reação diminui, controlada pela difusão de íons em que os hidratos mais espessos se formam sobre a superfície das partículas de cimento.

Na sequência, Zongjin *et al.* (2007) abordaram a correlação entre os tempos de pega medidos conforme o ASTM C 403 (2010) e o tempo de ocorrência dos pontos críticos obtidos através dos ensaios de resistividade. Pode-se observar na Tabela 3.6 que os tempos inicial e final de pega ocorreram entre t_m e t_t , e as novas tendências no tempo de pega (t_i , t_f) são as mesmas daquelas observadas nas respostas de resistividade (t_m , t_t) causadas pela incorporação de aditivos ou variações da relação água/cimento comparadas com o controle. O retardamento aumenta com o aumento da dosagem de superplastificante ou da relação água/cimento; um maior tempo também ocorreu na mistura 11 por conta do cimento com cinzas volantes, quando comparado com a mistura 10. Por outro lado, os tempos dos pontos da mistura 8 foram deslocados para um tempo menor devido ao acelerador inicialmente usado, o que indica que as respostas de resistividade elétrica são diretamente relacionadas com o comportamento de pega do concreto. Portanto, as medições de resistividade monitoram as mudanças, no comportamento de pega,

introduzidas pelos aditivos, ou variações da relação água/cimento, ou do tipo do cimento, com um nível mais elevado de sensibilidade.

Zongjin *et al.* (2007) colocaram que a medição do tempo inicial de pega por agulha de penetração é usado para o controle da programação de manuseio e colocação do concreto. Assume-se que a partir do tempo inicial de pega a mistura começa a perder plasticidade devido ao começo da formação dos hidratos. O tempo inicial de pega é quantificado em termos do tempo de início da hidratação (t_m) e o tempo em que ocorre o ponto de transição (t_i). Baseados nos seus estudos, eles propõem a seguinte equação de correlação para estabelecimento de t_i :

$$t_i = 1,8807t_m + 0,4429t_i, \quad R^2 = 0,8950 \quad (\text{equação 3.3})$$

Onde t_i = tempo inicial de pega (h); t_m e t_i = tempos de ocorrência do ponto mínimo e ponto de transição (h), das respostas de resistividade. Também pode ser visto na Tabela 3.6 que o valor de t_i fica próximo do tempo final de pega. As Figuras 3.70 e 3.71 mostraram a correlação de t_i , t_i medidas com ensaios de resistência à penetração e t_m , t_i das respostas de resistividade elétrica.

O tempo final de pega é quando o concreto fresco começa a ganhar resistência. Baseado no significado físico do tempo final de pega e no fato de que t_i está próximo a t_f , Li *et al.* (2007) propõem que a relação quantitativa seja obtida pela seguinte equação:

$$t_f = 0,9202t_i + 0,2129, \quad R^2 = 0,9895 \quad (\text{equação 3.4})$$

Onde t_f = tempo final de pega (h).

Nas análises anteriores, as respostas de resistividade elétrica $\rho(t)$ forneceram indicativos do comportamento de pega. As equações (3.3) e (3.4) foram desenvolvidas baseadas nos pontos críticos das respostas de resistividade. A plotagem das medições (t_i , t_i) e o cálculo de (t_i , t_i) com as equações, indicou que uma boa correlação pode ser estabelecida conforme mostrado na Figura 3.52.

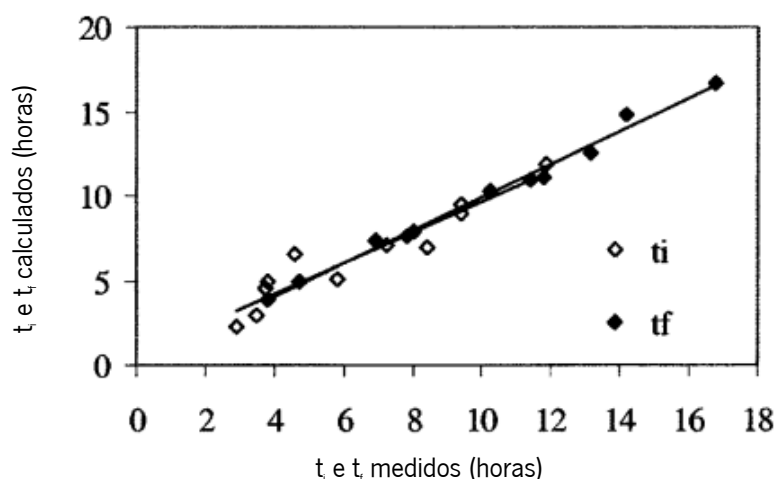


Figura 3.52: variação dos tempos de pega entre os valores medidos e calculados (Zongjin *et al.*, 2007).

Zongjin *et al.* (2007) consideraram que o método da resistividade elétrica apresenta vantagens práticas sobre o método convencional de resistência à penetração, porque pode medir continuamente os dados imediatamente após a mistura, e pode ser utilizado diretamente no concreto em lugar da pasta de cimento. Ainda, a medição através do ensaio de resistividade elétrica necessita apenas cerca de 1,6 L de concreto fresco, enquanto que o método de penetração necessita pelo menos de 10 L da pasta do concreto fresco. Assim, o ensaio de resistividade elétrica possui consideráveis aplicações para avaliar os tempos de pega, a tendência ao desenvolvimento de resistências, e fornecer no canteiro informações para determinar o tempo de desmoldagem e controle de qualidade.

Uygunoğlu *et al.* (2012) estudaram o processo de endurecimento de pastas de cimento utilizando o parâmetro da condutividade elétrica. Nos experimentos, foram utilizados três tipos de adições minerais: cinzas volantes, sílica ativa, e escória de alto forno, com diferentes combinações de relação água/ligante, bem como níveis de dosagem dos ligantes para as misturas. A substituição do cimento por adições minerais se deu nos percentuais de 0%, 20%, e 30% por peso. O total do conteúdo de ligante, cimento mais adição mineral, foi o mesmo em todos os experimentos. As resistências à compressão das amostras foram também pesquisadas com e sem corrente elétrica. Após a aplicação dos estudos, Uygunoğlu *et al.* (2012) apresentaram as seguintes conclusões: a) o valor da condutividade elétrica das misturas também aumentou ao ser aumentada a relação água/ligante. Dependendo do tempo de hidratação, enquanto a condutividade elétrica nas baixas relações água/ligante decresce de repente, a velocidade de diminuição, nas elevadas relações água/ligante, é lenta; b) na redução da condutividade elétrica, as mais influentes adições foram as cinzas volantes e sílica ativa, devido às suas características pozolânicas; c) os maiores valores de condutividade foram encontrados nas pastas de cimento em que a sílica ativa foi usada, dentre as pastas de cimento com adições minerais; d) a condutividade elétrica diminuiu com o aumento de conteúdo de adição mineral e essa situação ocorreu durante o menor tempo de hidratação; e) o valor da condutividade elétrica é um indicativo da hidratação. Com a ajuda da corrente elétrica aplicada no início das misturas com adição mineral, sua hidratação ocorre em menor tempo. Em outras palavras, o período de cura começou mais rápido; f) a resistência à compressão de amostras com adições minerais cuja corrente elétrica foi aplicada tiveram valores mais elevados em baixa relação água/ligante, em comparação com amostras onde a corrente elétrica não foi aplicada. Como resultado da aplicação de corrente elétrica, conteúdo de adição mineral que influenciou no aumento da resistência à compressão foi 30% para cinzas volantes, 10 a 20% para sílica ativa, e 10% para escória de alto forno. Assim, o comportamento da condutividade elétrica da pasta de cimento composta pode ser bastante modificado pelo uso de adições minerais tais como cinzas volantes, sílica ativa e escória de alto forno. Além disso, a

duração da hidratação da pasta de cimento com adição mineral pode ser acelerada como resultado da aplicação de corrente elétrica.

Li e Xiao (2008) estudaram a hidratação inicial do concreto fresco através de medição do desenvolvimento da resistividade elétrica da massa e dos poros da solução do concreto fresco, com e sem adição de cinzas volantes, para período de 48 horas após a concretagem. O desenvolvimento da porosidade foi obtido através da evolução das curvas de resistividade, comparando-se com a porosidade calculada inicialmente e a porosidade medida após um dia através de porosimetria de intrusão de mercúrio (PIM). Os resultados obtidos da comparação do grau de hidratação foram compatíveis entre os métodos aplicados. Os pontos característicos das curvas de resistividade demonstraram o comportamento de pega e endurecimento do concreto fresco, assim como identificaram o retardamento da hidratação causado pela incorporação das cinzas volantes.

Através da Figura 3.53, Li e Xiao (2008) mostraram a relação linear entre o grau de hidratação e a resistência à compressão, demonstrando que o grau de hidratação é um indicador direto da resistência à compressão e foi independente da incorporação de cinzas volantes. A curva desenvolvida com os resultados das medições de resistividade elétrica reflete a cinética de hidratação do concreto fresco.

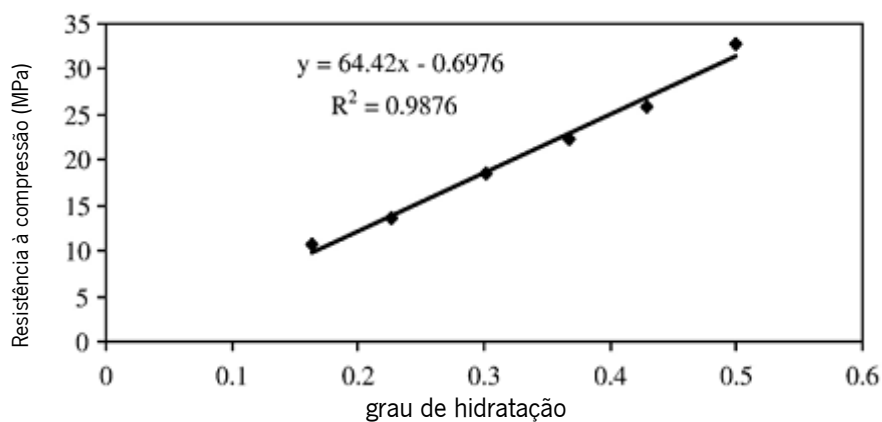


Figura 3.53: relação entre grau de hidratação e resistência à compressão para 01 e 02 dias (Li e Xiao, 2008).

Li *et al.* (2007) estudaram e propuseram metodologia de seleção de superplastificantes para uso em composições de concreto através da medição da resistividade elétrica inicial das pastas. Foram estudados dois tipos de superplastificantes com diferentes dosagens, sendo o superplastificante (SP1) do tipo base naftaleno e o superplastificante (SP2) do tipo policarboxilato. O objetivo do estudo desenvolvido foi encontrar forma rápida para avaliar e selecionar superplastificante através do uso combinado de ensaios com cone Marsh e resistividade. O cone Marsh foi usado para determinar a dosagem de saturação do superplastificante, sendo considerada a dosagem máxima a ser aplicada. Por outro lado, deseja-se retardar o tempo de pega e de endurecimento para que se obtenha maior período de trabalhabilidade do

concreto fresco para a realização do conjunto das operações concernentes à concretagem, desde o início da mistura até a conclusão do adensamento e acabamento nas formas. No entanto, após o término dessa etapa, espera-se que o concreto possa rapidamente iniciar seu processo de endurecimento e aquisição de ganho de resistência. Assim, enquanto são realizadas as medições de resistividade sobre os tempos de pega e endurecimento das pastas, ensaios de resistência à penetração e compressão são ao mesmo tempo conduzidos. Essa metodologia de procedimento está esquematicamente apresentada na Figura 3.54.

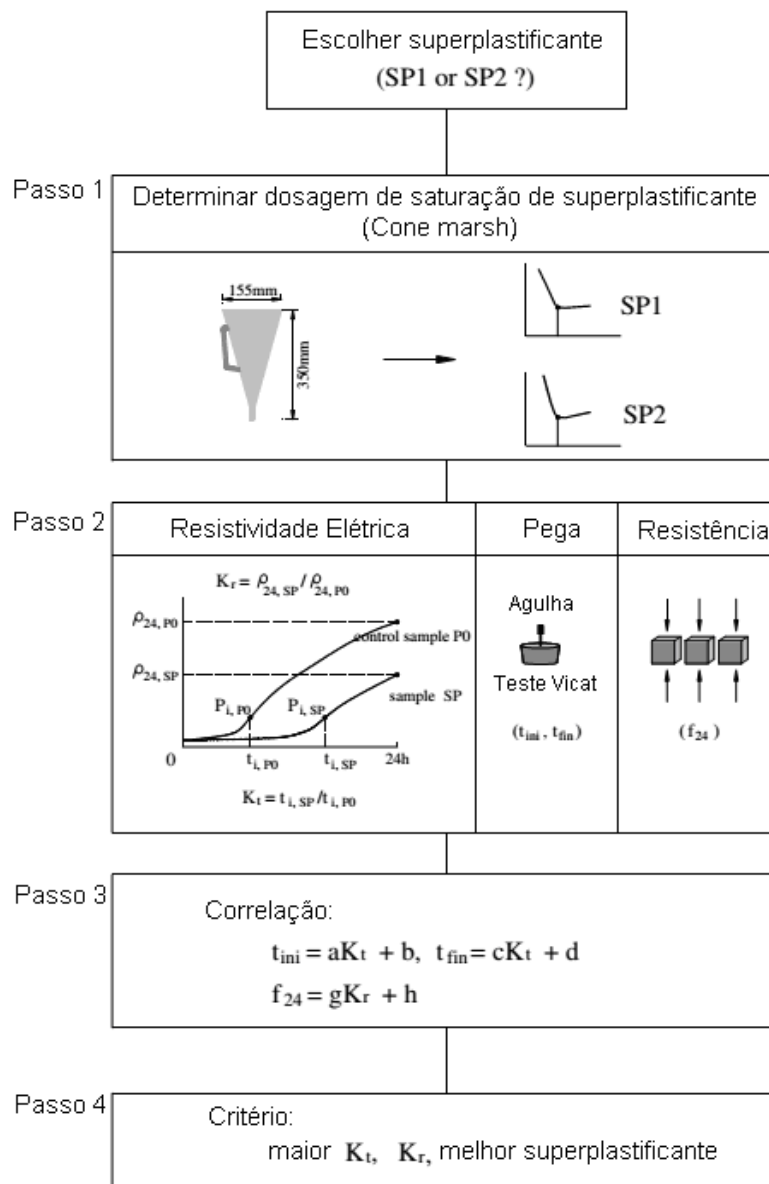


Figura 3.54: apresentação esquemática para seleção do adequado superplastificante (Li *et al.*, 2007).

Segundo Li *et al.* (2007), o superplastificante SP1 apresentou ponto de saturação de 0,8% e o SP2 de 0,25%. Uma proporção tempo, k_t , é definida como a razão do tempo de inflexão das pastas com superplastificante para a pasta sem superplastificante após 24 horas. Quanto a k_r é definida como a razão

da resistividade das pastas com superplastificante para a pasta sem superplastificante após 24 horas. Os resultados mostraram que k_t é linearmente positiva para o tempo de pega e k_r é linearmente positiva para resistência à compressão após 24 horas. Então, o critério para seleção do superplastificante é proposto usando essas definições. Os mais adequados superplastificantes em uma dada mistura são aqueles onde maior k_t permite maior tempo de pega e maior k_r permite rápido ganho de resistência no período de endurecimento para a dosagem de saturação fixada para a relação água/cimento.

As Figuras 3.55 e 3.56 mostram os resultados gráficos da comparação entre SP1 e SP2.

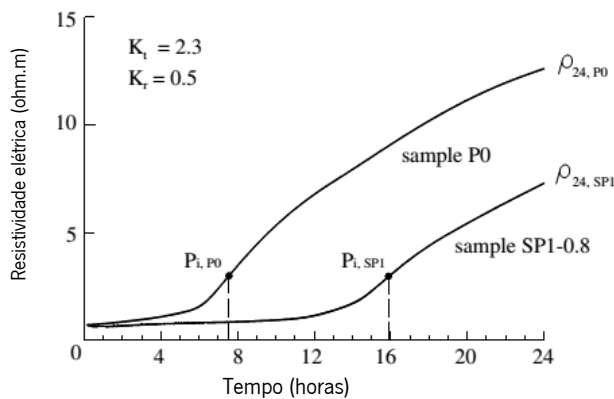


Figura 3.55: superplastificante SP1 (Li et al., 2007).

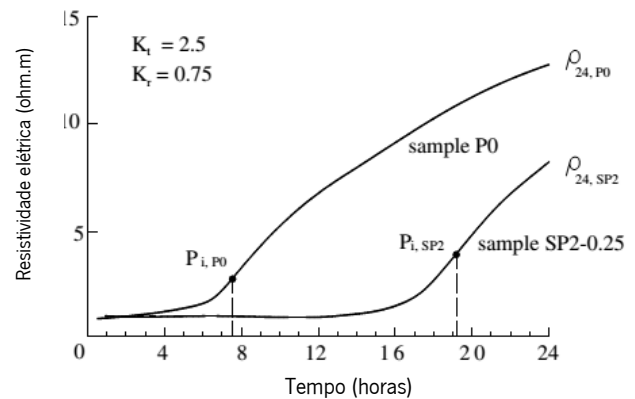


Figura 3.56: superplastificante SP2 (Li et al., 2007).

Assim, Li et al. (2007) concluíram que o superplastificante SP 2 base policarboxilato é mais efetivo para a manutenção da trabalhabilidade da pasta, bem como contribui para maior ganho de resistência com mais hidratos sendo formados.

3.5.2 – Ensaios aplicados ao concreto no estado fresco

3.5.2.1 – Introdução

Os ensaios aplicados no concreto no estado fresco, CAA ou CC, são importantes para estabelecimento das composições, bem como para verificação se eles atendem às especificações e estão adequados para aplicação na obra. Assim, tem-se Fluidez e capacidade de preenchimento com medição através do ensaio de Espalhamento SF (*Slump Flow*); Viscosidade através dos ensaios de Viscosidade VS (Tempo t_{500}) ou VF (Funil V); Capacidade de passagem através dos ensaios de Capacidade de passagem PL (Caixa L) ou PJ (Anel J); Resistência à segregação através do ensaio de Estabilidade SR (*Segregation Resistance*). Alencar (2008) considera que essas propriedades não são independentes e se relacionam entre si, então alguns métodos de ensaio avaliam várias propriedades de forma simultânea.

O espalhamento será normalmente especificado. Não havendo armaduras ou sendo poucas, poderá não haver necessidade de especificar, como requisito, a capacidade de passagem (NP EN 206-9 L.2.3). Para a viscosidade, poderá ser importante quando for requerida uma boa superfície de acabamento ou for grande

a densidade de armaduras (NP EN 206-9 L.2.2). Por outro lado, a estabilidade necessária para assegurar a ausência de segregação tem uma importância crescente quando se trata de CAA de maior fluidez e menor viscosidade.

O período de manutenção da consistência requerida dependerá dos tempos de transporte e de colocação, assim como da temperatura do concreto. Esse período deverá ser determinado e especificado, devendo o CAA manter as propriedades do estado fresco durante esse período.

A NP EN 206-9 (2010) recomenda que o CAA seja lançado numa única descarga contínua, evitando interrupções nessas operações devido a atrasos na entrega do produto. O Capítulo L.2 indica recomendações sobre a classificação do CAA. Para o espalhamento, seu valor está relacionado com a fluidez e a capacidade de preenchimento em condições não confinadas e será normalmente especificado. O ensaio não é adequado quando a máxima dimensão do agregado excede 40 mm.

O escoamento do CAA com baixa viscosidade será inicialmente muito rápido e depois pára. O CAA com alta viscosidade pode continuar a fluir lentamente por um período mais prolongado. A viscosidade pode ser avaliada também através da medição do t_{500} durante a realização do ensaio de espalhamento ou medindo o tempo t_f no funil V. O ensaio não é adequado quando a máxima dimensão do agregado excede 22,4 mm.

A capacidade de passagem relaciona-se com a capacidade do CAA fresco escoar, sem perda de uniformidade ou sem provocar bloqueios, através de espaços confinados e aberturas estreitas, como em zonas de grande densidade de armaduras. Ao definir a capacidade de passagem, é necessário considerar a geometria da armadura. A dimensão condicionante é o menor espaço através do qual o CAA deverá escoar continuamente para preencher toda a forma. Em estruturas complexas, com o espaço inferior a 60 mm, recomendam-se ensaios à escala real.

O valor da estabilidade descreve a resistência à segregação e é fundamental para a homogeneidade e a qualidade do CAA no local. Importante saber que o CAA pode segregar, tanto dinamicamente durante o lançamento nas formas, quanto estaticamente após a colocação, porém, antes do endurecimento. A segregação estática será mais prejudicial em elementos altos, mas mesmo em lajes pouco espessas pode conduzir a defeitos superficiais tais como a fissuração ou uma superfície enfraquecida. O ensaio de resistência à segregação não é aplicável ao concreto com fibras ou agregados leves. A estabilidade é um parâmetro importante nas classes mais altas de espalhamento ou nas classes mais baixas de viscosidade, conforme o *The European Guidelines for Self-Compacting Concrete - Specification, Production and Use* (2005).

A seguir apresentam-se os equipamentos que são utilizados para cada um dos ensaios relacionados na referida Seção, assim como as principais características de cada um desses ensaios. A Seção 3.5.2.2 apresenta o ensaio de abatimento, *slump test*, aplicado ao CC. As Seções 3.5.2.3 a 3.5.2.7 contemplam os ensaios aplicados ao CAA.

3.5.2.2 – Ensaio de abatimento (*slump test*)

O ensaio de abatimento, *slump test*, não mede a trabalhabilidade do concreto, mas sim a consistência, que é o inverso da fluidez e que está relacionada com a trabalhabilidade. Porém, o ensaio é muito útil em detectar variações na uniformidade da mistura de proporções nominais dadas. O ensaio de abatimento está prescrito: a) na norma brasileira NBR NM 67 (1998); b) na norma europeia EN 12350-2 (2009); c) na norma americana ASTM C143/C143M-12 (2010). Neville (1997) afirma que apesar das limitações do ensaio de abatimento, ele é muito utilizado nos canteiros de obras também como um controle sobre a variação lote-a-lote ou hora-a-hora dos materiais que estão sendo aplicados no misturador. Um aumento no abatimento pode significar, por um momento, que a umidade dos agregados tenha inesperadamente aumentado. Outra causa poderia ser alteração na graduação dos agregados, tais como deficiência de areia. Assim, valores muito alto ou baixo do abatimento, permite que o operador da central de mistura possa adotar as correções necessárias para resolver o problema e regularizar a operação.

A Figura 3.57 mostra uma foto da realização do ensaio de *slump test*, ilustrada por um desenho esquemático representativo.



Figura 3.57: Fotografia e desenho esquemático da realização de ensaio de abatimento.

A EN 206-1 (2005) classifica o abatimento a partir da faixa de resultados das leituras de abaixamento, conforme a Tabela 3.7 que mostra o Quadro 3 da referida Norma.

Tabela 3.7 – Transcrição do Quadro 3 (EN 206-1, 2005).

Classe	Abaixamento (mm)
S1	10 a 40
S2	50 a 90
S3	100 a 150
S4	160 a 210
S5	≥ 220

Concreto auto-adensável: alternativa ao concreto convencional em climas quentes

Esse tipo de ensaio que mede o abatimento se aplica ao CC por conta da consistência compatível com as características do ensaio. No entanto, para o CAA que apresenta fluidez, com comportamento de espalhamento em lugar de abatimento, esse ensaio não se aplica.

3.5.2.3 - Espalhamento SF (*Slump-flow*) e viscosidade plástica aparente t_{500} (sob fluxo livre)

O ensaio de espalhamento ou *slump flow* aplicado ao CAA, é um teste simples de ser realizado e pode ser considerado como equivalente ao ensaio de abatimento ou *slump* aplicado ao CC. Utiliza-se o mesmo molde tronco-cônico de Abrams

As Figuras 3.58 e 3.59 apresentam fotografias dos equipamentos e da realização de ensaio de espalhamento (*slump-flow*) para obtenção da classe SF do concreto fresco, e do ensaio para medição da viscosidade plástica aparente t_{500} . Além das Normas NBR 15823-2 (2010) e NP EN 12350-8 (2010), esse ensaio também é normalizado pela ASTM C 1611/C (2014).



Figura 3.58: equipamentos



Figura 3.59: realização do ensaio

A NBR 15823-2 (2010), na Seção 6.1, indica que o resultado, após execução do ensaio, é o espalhamento (SF) da massa de concreto, obtido pela média aritmética de duas medidas perpendiculares do diâmetro realizadas em milímetros (mm). A Seção 6.2, indica que o resultado do ensaio do tempo de escoamento (t_{500}), é o intervalo de tempo, em segundos, entre o início e o final do escoamento do concreto, a partir do diâmetro do molde (200 mm) até a marca circular de diâmetro 500 mm da placa de base.

A NP EN 12350-8 (2010) apresenta recomendações similares à Norma brasileira, ressaltando que, quando a diferença entre os dois diâmetros for superior a 50 mm, outra amostra deve ser colhida e o ensaio repetido. Caso em dois ensaios consecutivos a diferença persistir superior a 50 mm, o concreto apresenta-se sem a necessária fluidez para que o ensaio seja adequado.

A Tabela 3.8 apresenta as classes de espalhamento para enquadramento a partir da aplicação do ensaio recomendado.

Tabela 3.8 – Classes de espalhamento.

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

3.5.2.4 - Viscosidade plástica aparente pelo funil V

O ensaio é normalizado pela NBR 15823-5 (2010) e NP EN 12350-9 (2010).

A NBR 15823-5 (2010) recomenda que, após o final do preenchimento do funil V, decorrido tempo não superior a 30 segundos, o cronômetro deva ser acionado simultaneamente à abertura da comporta e parado quando todo o concreto houver escoado.

A NP EN 12350-9 (2010) recomenda que o tempo decorrido após o preenchimento do funil V até o acionamento do cronômetro com abertura simultânea da comporta seja não superior a (10 ± 2) segundos. Recomenda ainda que o escoamento do concreto seja contínuo e, havendo qualquer bloqueio, o ensaio deva ser repetido. Ocorrendo um segundo bloqueio, o concreto não se apresenta com a viscosidade e a capacidade de enchimento necessária para ser auto-adensável.

A Figura 3.60 mostra desenho do equipamento e indica suas dimensões padronizadas.

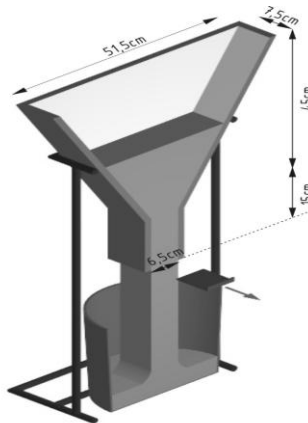


Figura 3.60: Funil V (sob fluxo confinado) (Alencar, 2008).

3.5.2.5 - Habilidade passante pela caixa L

O ensaio é normalizado pela NBR 15823-4 (2010) e NP EN 12350-10 (2010).

A NBR 15823-4 (2010) recomenda que, após o preenchimento da câmara vertical, decorridos 30 a 60 segundos, deva ser efetuada a abertura da comporta de forma rápida, uniforme e sem interrupção, permitindo o escoamento do concreto para a câmara horizontal. Cessado o escoamento, medir as alturas H1 e H2, e calcular a habilidade passante (HP). O valor de (HP) é igual à razão entre as alturas H2/H1.

A NP EN 12350-10 (2010) recomenda o tempo de (60 ± 10) segundos após o preenchimento da câmara vertical. Recomenda ainda que durante esse tempo de espera seja observado se existem sinais de segregação, entendendo-se existência de camada de argamassa/pasta de cimento e agregado grosso segregado na superfície. O índice de passagem na caixa L, PL, é calculado, com a aproximação de 0,01, como sendo a razão entre as alturas H_2/H_1 .

A Figura 3.61 mostra desenho do equipamento e indica suas dimensões padronizadas.

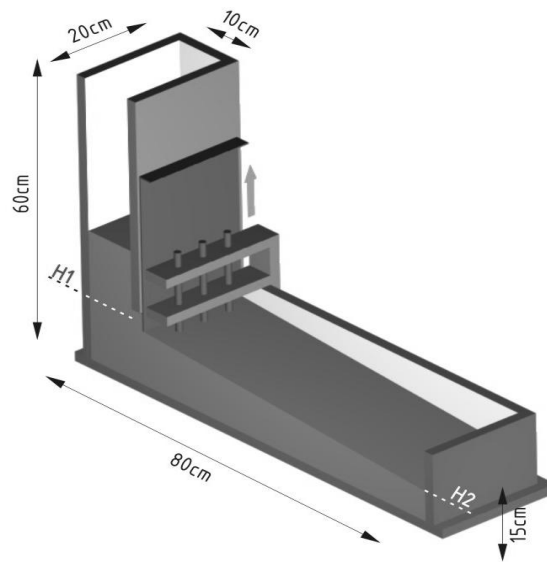


Figura 3.61: Caixa L (sob fluxo confinado) (Alencar, 2008).

3.5.2.6 - Habilidade passante pelo anel J

O ensaio é normalizado pela NBR 15823-3 (2010), NP EN 12350-12 (2010) e ASTM C 1621/C (2014). O ensaio baseia-se no espalhamento do concreto fresco.

A Figura 3.62 mostra desenho do equipamento e indica suas dimensões padronizadas.

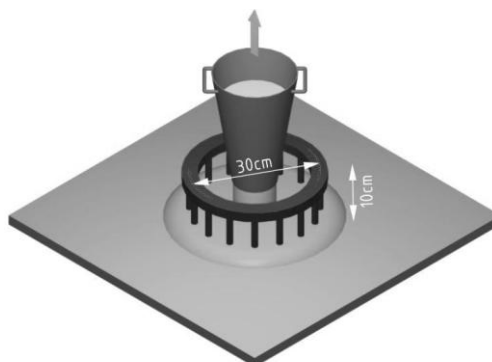


Figura 3.62: Anel J (sob fluxo livre) (Alencar, 2008)

A NBR 15823-3 (2010) indica que, após a execução do ensaio, o cálculo do resultado consiste nas seguintes determinações: o diâmetro final (d_f), atingido pela massa de concreto, por meio da média

aritmética de duas medidas (em milímetros) realizadas em direções perpendiculares; a diferença entre o diâmetro médio do espalhamento obtido no ensaio de espalhamento (SF) (sem o anel J) e neste ensaio (com o anel J); obstrução observada à passagem do concreto pelas barras do anel J.

A NP EN 12350-12 (2010) indica que a capacidade de passagem no anel J, PJ, é calculada pelo desnível por bloqueio igual a $[(\Delta h_{x1} + \Delta h_{x2} + \Delta h_{y1} + \Delta h_{y2})/4] - \Delta h_0$. Onde Δh são as alturas medidas em mm.

A Figura 3.63 mostra foto da realização de ensaio com o anel J (Desnerck, 2012).



Figura 3.63: Foto de ensaio com anel J (Desnerck, 2010).

3.5.2.7 - Resistência à segregação pela coluna de segregação

O ensaio é normalizado pela NBR 15823-6 (2010), e ASTM C 1610/C (2008). A NBR 15823-6 (2010) indica que o resultado do ensaio para determinação da resistência à segregação – Método da coluna de segregação (SR), é igual a $[2(m_b - m_t)/(m_b + m_t)] \times 100$, expressa em porcentagem (%). Onde m_b = a massa do agregado graúdo obtido na porção de concreto retirada da base da coluna, expressa em gramas (g) e m_t = a massa do agregado graúdo obtido na porção de concreto retirada do topo da coluna, expressa em gramas (g). A ASTM C 1610/C (2008) indica que o método de ensaio de laboratório é um procedimento para determinar o potencial estático de segregação, onde uma composição é geralmente considerada aceitável se o percentual de segregação é menor que 10%.

A Figura 3.64 mostra desenho do equipamento e indica suas dimensões padronizadas.

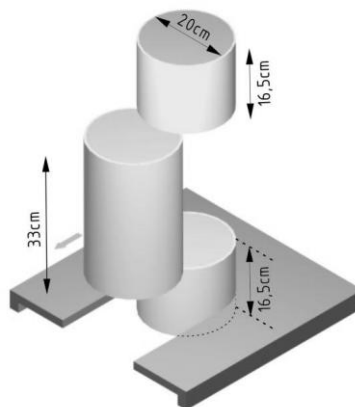


Figura 3.64: Coluna de segregação (Alencar, 2008)

4 – CONCRETO ENDURECIDO – RESISTÊNCIA E DURABILIDADE

4.1 – PROPRIEDADES E RESISTÊNCIA

4.1.1 – Considerações iniciais

Podem-se destacar as seguintes propriedades que o CAA deve apresentar e que efetivamente sejam atendidas, tais como: trabalhabilidade; resistência na idade de controle ($f_{i,dias}$); durabilidade (reações deletérias, baixa porosidade...); rigidez; estabilidade dimensional; características especiais: retração, exsudação, cor, densidade, etc.; economia.

Dentre as exigências normativas para aferição das propriedades do CAA, têm-se as que se seguem conforme a NBR 6118 (2014) para aplicação ao CC: classes de resistência, resistência à compressão, resistência à tração, resistência no estado multiaxial de tensões, resistência à fadiga; massa específica e coeficiente de dilatação térmica; módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e módulo de elasticidade transversal; comportamento tensão-deformação na compressão e na tração; fluência e retração.

Para o concreto endurecido, deve haver controle sistemático de resistência à compressão conforme a Norma NBR 12655 (2006). Também, em função do planejamento executivo, torna-se necessário o controle sistemático do módulo de elasticidade do concreto, conforme a Norma NBR 8522 (2008), para determinadas idades de interesse específico.

As resistências mecânicas exigidas para o CC deverão, também, ser atendidas quando da utilização do CAA. Simonetti *et al.* (2012), desenvolveu estudo para avaliação do comportamento, em termos de deformação instantânea e lenta, de vigas fabricadas com concretos convencionais e auto-adensáveis. As vigas estudadas foram feitas com concretos similares sendo um convencional com teor de argamassa de 55% e dois auto-adensáveis, um com o mesmo teor de 55 % de argamassa e outro de 60% de teor de argamassa. As vigas estudadas foram colocadas em carga, monitoradas e registrada a evolução dos deslocamentos transversais do centro e do terço médio. Os resultados experimentais foram comparados com valores numéricos esperados a partir de análise com modelo em elementos finitos com e sem consideração da retração por secagem, em sua formulação. Destaca-se então no estudo de Simonetti *et al.* (2012) as seguintes conclusões: a) O CAA possui comportamento similar ao CC, podendo serem aplicadas a ele as mesmas normas utilizadas para o CC no que concerne as resistências mecânicas; b) CAA e CC com igual teor de argamassa tem comportamento similar em termos de deformação lenta e deformação

instantânea; c) A resistência à compressão e o módulo de elasticidade se mostraram correlacionados, onde esperava-se valores inferiores para o CAA comparativamente ao CC devido ao maior teor de pasta do primeiro, e variaram com o teor de argamassa, podendo estar relacionado com a compacidade do concreto; d) Resultados mais adequados dos estudos foram obtidos aplicando-se modelo de análise não linear, considerando-se as condições ambientais, sendo imprescindível a inclusão do efeito da retração na determinação do deslocamento transversal.

A questão de obtenção das resistências mecânicas especificadas nos projetos segue o mesmo procedimento de estudo de composições de concreto convencional que permitam a obtenção do material em função do uso em operação ao longo da vida útil do empreendimento.

Desnerck (2012) desenvolveu estudos sobre as propriedades mecânicas do CAA a partir de: a) resistência à compressão; b) relação tensão-deformação; c) módulo de elasticidade (secante); d) resistência à tração; e) temperaturas elevadas; f) fluência e retração; g) propriedades *in situ*. Também, estudos sobre as propriedades estruturais do concreto a partir de: a) comportamento quanto à aderência; b) compressão uniaxial; c) comportamento à flexão; d) comportamento ao cisalhamento.

O banco de dados do estudo de Desnerck (2012) foi estabelecido baseado na literatura e nos documentos do RILEM TC 228-MPS (2007) (propriedades mecânicas do CAA), num total de mais de 250 trabalhos estudados, em quatro grandes eixos: bibliografias; composições; propriedades frescas; propriedades endurecidas.

Para as composições: teor de água; teor e tipo de cimento; teor e tipo de filler; teor de plastificante; teor e tipo de superplastificante; ar incorporado; agregados (tipo, teor, tamanho máximo e triturado/não triturado).

Para as propriedades frescas: densidade; ar incorporado; *Slump flow*, *V-funnel*, *L-box*, *U-box*, segregação.

Para as propriedades endurecidas: idade do teste; tamanho e tipo das amostras; condições de cura; $f_{c,cub}$; $f_{c,cyl}$; E_c ; f_{ct} ; $f_{ct,sp}$; $f_{ct,fl}$.

A pesquisa de Desnerck (2012) mostrou que a relação água/ligante (a/l) situou-se majoritariamente entre 0,3 a 0,7 e o conteúdo de pó situou-se entre 400 a 600 kg/m³. Observou também que a aplicação de cimento de classe mais elevada tende à obtenção de SCC com resistência à compressão (f_c) mais elevada e que a adição de calcário, cinzas volantes e escória levam, aproximadamente, aos mesmos resultados para $f_{c,28}$. Resistências acima de 100 MPa são obtidas com a adição de sílica ativa. Na comparação entre CAA e CC foi possível verificar que as resistências para o CAA apresentaram valores 10% mais elevados devido à maior densidade da microestrutura (Desnerck, 2012).

A Figura 4.1 apresenta o percentual de aplicação das diversas relações água/ligante nas composições pesquisadas por Desnerck, enquanto a Figura 4.2 apresenta o percentual do conteúdo de pó nas referidas composições.

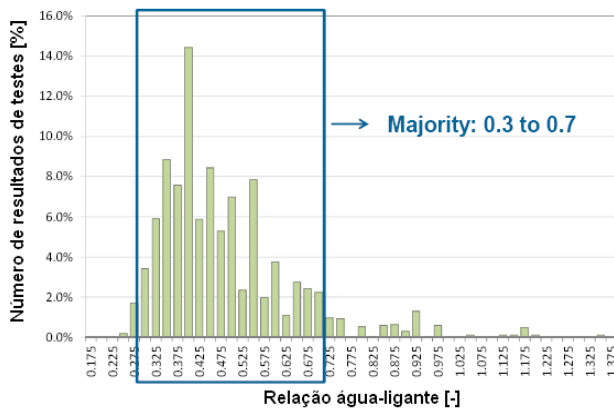


Figura 4.1: Relação água/ligante (a/l) (Desnerck, 2012).

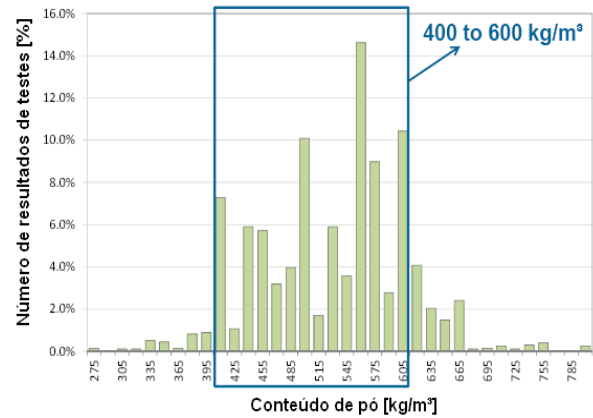


Figura 4.2: Conteúdo de pó nas composições (Desnerck, 2012).

Apresenta-se a seguir, alguns dos resultados e constatações da pesquisa desenvolvida por Desnerck (2012). Foi identificado que, tal como o CC, o CAA apresenta maior f_c para agregados britados em comparação com agregados rolados, embora os efeitos tenham sido menores que para o CC. Identificou-se, também, que o tipo de agregado tem influência pequena para o módulo de elasticidade. Quanto a ar incorporado, identificou-se tendência para menores resistências do CAA para maiores percentuais de ar incorporado. Quanto à cura, recomenda-se a cura úmida em lugar da superfície exposta ao ar, devido à redução da livre circulação de umidade, verificando-se melhor comportamento para o CAA. No entanto, a mesma atenção dispensada ao processo de cura do CC deve ser aplicada ao CAA.

Para a resistência direta à tração, Desnerck (2012) verificou redução quando aumenta o diâmetro do agregado, assim como para relação cimento/pó (c/p) inferior a 0,75 quando comparado com a relação cimento/pó superior a 0,75.

Com relação à resistência da ligação pasta-agregado, Soroka (2004) explica que a ligação entre a pasta de cimento e as partículas de agregados nela contida é devido a efeitos mecânicos e físicos e, aparentemente, em menor extensão, às reações químicas que podem ter lugar entre o cimento e o agregado. Na prática, entretanto, os principais fatores envolvidos são a relação água/cimento e as características superficiais das partículas dos agregados. O efeito da relação água/cimento na resistência de ligação pasta-agregado é similar ao efeito da resistência da pasta, ou seja, uma diminuição na relação água/cimento simultaneamente aumenta a resistência da pasta, tão bem quanto à resistência da ligação pasta-agregado. Também, é esperado que uma superfície mais áspera do agregado, aumente a ligação pasta-agregado e, conseqüentemente, resultará em concreto de maior resistência.

4.1.2 – Comportamento estrutural

O comportamento estrutural do concreto endurecido, CAA relativamente ao CC, deve ser melhor estudado em face das diferenças entre os dois concretos tais como o emprego de maior percentual de finos e menor diâmetro dos agregados, ausência de vibração durante o processo de adensamento após lançamento nas formas, diferenças na micro estrutura dos dois concretos por conta do maior percentual de argamassa, uso de aditivos superplastificantes, por exemplo. Cumpre ressaltar que as normas utilizadas para o projeto de estruturas de concreto, armado ou protendido, foram desenvolvidas levando em consideração o concreto convencional (CC). Sabe-se que o dimensionamento de elementos estruturais relaciona-se diretamente com as propriedades mecânicas dos materiais constituintes, tais como resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade, parâmetros importantes para análise de elementos estruturais nos estados limites de serviço e último. Assim, tem-se o desafio dos estudos de possíveis diferenças entre o CAA e CC quando empregados nas estruturas de concreto, seja armado ou protendido.

Desnerck (2012) constatou nos seus estudos que o CAA apresentou melhor ductilidade devido a uma melhor gradação de partículas, menos espaços vazios e matriz mais densa. Já em relação à resistência à flexão, verificou-se curva tensão-deformação mais ou menos iguais para CAA e CC, e nenhuma alteração no cálculo da capacidade de resistência, onde a redução do teor de agregado graúdo é benéfica para a resistência. Quanto ao comportamento ao cisalhamento, verificou-se que a resistência ao cisalhamento foi ligeiramente superior para CAA em relação ao CC, para mesma taxa de armadura aplicada.

A relação água/cimento, o grau de adensamento, as condições de cura, tipos e teores dos componentes do concreto, afetam sua resistência à compressão. Porém, a porosidade da matriz da pasta de cimento e da zona de transição na interface matriz-agregado, são os principais fatores determinantes da resistência à compressão do concreto de massa específica normal (Mehta e Monteiro, 2008). Marques (2011) considerou que o CAA produzido com a mesma quantidade de cimento e água que o CC, possui resistência similar ou maior que o referido concreto convencional.

Para Coutinho (2011), a relação água/cimento e o grau de hidratação do cimento determinam a porosidade da pasta de cimento, sendo que o grau de hidratação ao longo do tempo depende do tipo de cimento e da sua interação com aditivos e adições. Assim, quanto menor a relação água/aglomerante e maior o grau de hidratação, menor será a porosidade da pasta e maior será a resistência à compressão do concreto. Os parâmetros que influenciam a resistência à compressão, são basicamente os mesmos para a resistência à tração do concreto. Em relação ao módulo de elasticidade, concretos com maior volume de agregados graúdos tendem a apresentar maior módulo de elasticidade, o que conduz à

expectativa de menor módulo de elasticidade para o CAA em relação a CC de composição similar. Com objetivo de comparar o desempenho de CAA e CC no que concerne aos resultados de resistências à compressão, tração e módulo de elasticidade de diferentes composições dos concretos com diversos tipos de adições e relação água/cimento, Coutinho (2011) pesquisou conjunto de estudos de vários autores através de 11 trabalhos publicados, onde os resultados demonstraram que o desempenho do CAA foi majoritariamente superior para as resistências à compressão e tração, e inferior para o módulo de elasticidade. Comparativo de desempenho entre CAA e CC demonstrou que as vigas de CAA tendem a apresentar menores aberturas e espaçamentos de fissuras por conta de sua matriz mais densa, com maior deformação devido ao menor módulo de elasticidade e menor resistência ao cortante em razão do menor teor de agregados graúdos. Ainda, nas vigas ensaiadas que apresentaram ruptura por flexão, não houve diferença relevante de comportamento entre CAA e CC, enquanto que nas vigas com ruptura por cortante verificaram-se flechas maiores nas vigas de CAA após a fissuração e resistência ao cortante até cerca de 20% menor nas vigas de CAA em relação às vigas de CC. Nos estudos de pilares, verificou-se maior ductilidade e menor fissuração nos pilares de CAA em relação aos de CC (Coutinho, 2011).

A maioria dos autores que estudaram a questão concorda que o melhor desempenho do CAA em relação ao CC vem do maior emprego de finos no CAA com melhor distribuição granulométrica, o que conduz a maior grau de hidratação do cimento e melhor empacotamento dos materiais cimentícios, melhorando assim a zona de transição.

Ainda na questão do comportamento estrutural do CAA, Shehata *et al.* (2012) colocou o aspecto de que na comparação de desempenho do CAA em relação ao CC de mesma classe de resistência, a redução do teor de agregados graúdos no CAA pode acarretar maior retração, deformação lenta, redução no módulo de elasticidade, assim como redução no engrenamento dos agregados entre superfícies de ruptura. No entanto, há de se levar em consideração o papel da pasta e da zona de transição, que tendem a ser mais densas e uniformes no CAA quando comparado ao CC. Shehata *et al.* (2012) chama a atenção para, ao dimensionar elementos estruturais de CAA com os mesmos procedimentos aplicados ao CC, deve-se levar em consideração a tendência do CAA apresentar menor módulo de elasticidade, maior retração e maior deformação lenta que o CC de mesma resistência à compressão. Dessa forma, em elementos estruturais protendidos, é muito importante avaliar de forma adequada as deformações instantâneas e diferidas (Shehata *et al.*, 2012).

Estudo experimental do comportamento mecânico do CAA com base na mecânica da fratura foi desenvolvido por Guetti *et al.* (2012), cujo objetivo principal foi caracterizar o comportamento mecânico do CAA por conta da não linearidade física e os fundamentos da mecânica da fratura para materiais

parcialmente frágeis. Buscou-se a determinação da energia de fratura e do comprimento da zona de processo de fratura, assim como o módulo de elasticidade, a resistência à tração e à compressão. Os ensaios de flexão atenderam a recomendação do RILEM TC 89-FMT (1990), que se baseia no método do efeito de tamanho.

Segundo Guetti *et al.* (2012), o CAA é um caso típico de material parcialmente-frágil, que após atingir o valor máximo de sollicitação num ensaio de tração, apresenta um ramo de amolecimento no diagrama tensão-deformação, onde o valor da sollicitação diminui continuamente acompanhado por aumento significativo das deformações.

Com base nos estudos, Guetti *et al.* (2012) concluem que o CAA estudado apresentou valores mais baixos de energia de fratura que o CC correspondente, conforme comprovado pelos resultados do método do efeito de tamanho, especificação RILEM TC 89-FMT (1990). Consideraram que esse comportamento mais frágil está relacionado à melhoria das propriedades da interface por conta da utilização de composição granulométrica com mais finos para o CAA em relação ao CC. Concluíram também que CAA e CC apresentaram comportamento equivalente considerando-se a resistência à compressão. A granulometria mais fina aplicada ao CAA proporcionou incremento dos valores de resistência à compressão. Mas, para mesma classe de resistência à compressão, os valores do módulo de elasticidade do CAA foram menores que os valores encontrados para o CC. As conclusões de Guetti *et al.* (2012) confirmam os resultados obtidos pelos outros autores citados.

4.1.3 – Efeitos da temperatura na resistência

Neville (1997) chama a atenção para o fato de que os ensaios com concreto em laboratórios são usualmente realizados com temperatura controlada, normalmente constante. Essas temperaturas adotadas nos ensaios foram geralmente escolhidas para regiões variando de 18 a 21°C. Nos dias de hoje constata-se que o concreto pode ser fabricado e aplicado, bem como permanecer endurecido em serviço, em regiões de clima quente ou clima muito frio. Como consequência, o conhecimento dos efeitos da temperatura no concreto passa a ser de grande importância. Primeiro estudando-se a influência da temperatura no concreto fresco em relação à sua resistência após endurecimento, tendo passado pelas etapas de lançamento e cura. Em seguida os efeitos do aumento de temperatura devido ao desenvolvimento do calor de hidratação. Finalmente as propriedades térmicas do concreto endurecido e a influência das elevadas e baixas temperaturas em serviço. Neville (1997) verificou que altas temperaturas durante a aplicação e cura do concreto aumenta sua resistência inicial podendo trazer efeito adverso para resistências nas idades de 7 dias em diante. A explicação é de que a rápida hidratação inicial conduz à formação de produtos de estrutura física mais pobre, provavelmente mais porosa decorrente da formação

gel/espço, levando a resistência menor comparando-se com concreto menos poroso. Embora tenha sido lentamente hidratado, a pasta de cimento acabará por alcançar maiores taxas de gel/espço. Na sequência, tem-se que a rápida taxa de hidratação inicial a altas temperaturas retarda a hidratação subsequente e produz distribuição não uniforme dos produtos de hidratação dentro da pasta. A razão para isso é que, com a alta taxa de hidratação inicial não existe tempo suficiente disponível para a difusão dos produtos de hidratação distantes das partículas de cimento e para precipitação uniforme nos espaços intersticiais, como é o caso das baixas temperaturas. Neville (1997) verificou que aditivos redutores de água e retardadores de pega ajudaram a melhorar o desempenho dos concretos lançados e curados a temperaturas mais elevadas.

Soroka (2004) apresentou resultados de estudos desenvolvidos do efeito da temperatura na resistência à compressão do concreto, constatando que a temperatura afeta a resistência do concreto através dos seus efeitos sobre a taxa de hidratação, a natureza da estrutura do concreto, e a taxa de evaporação resultante do processo de cura. Esses efeitos podem ser de natureza contraditória. Por exemplo, temperatura acelera a hidratação e assim o desenvolvimento da resistência do concreto. Por outro lado, o aumento da taxa de evaporação associado com a elevação da temperatura, reduz a quantidade de água disponível, o que retarda a taxa de hidratação e pode mesmo pará-la. Consequentemente, na prática, os combinados efeitos da temperatura sobre a resistência variam e dependem das condições específicas consideradas.

Segundo Soroka (2004), a taxa de hidratação do cimento cresce de forma considerável com o aumento da temperatura. Como a resistência do concreto depende da porosidade da pasta de cimento e, a porosidade por sua vez é determinada pelo grau de hidratação, é esperado então que a taxa de desenvolvimento da resistência e a resistência inicial do concreto crescerão, ambas, com o aumento da temperatura também. Por outro lado, assumindo que o efeito da temperatura no final da hidratação é pequeno, e sendo providenciados os cuidados necessários com a correta cura do concreto, espera-se que a resistência nas idades mais avançadas do concreto seja pouco dependente da temperatura. Assim, espera-se que idênticos concretos expostos a diferentes temperaturas, exibam essencialmente a mesma resistência em idades avançadas. Tem sido demonstrado, entretanto, que enquanto concreto lançado e curado inicialmente a temperaturas elevadas exibem a expectativa de crescimento da resistência inicial, sua resistência em idades avançadas é adversamente afetada, onde se refere geralmente idade inicial até 7 dias e idade avançada acima de 28 dias.

A Figura 4.3 mostra os efeitos da temperatura e, geralmente, a redução de resistência em idade avançada. As amostras foram concretadas, seladas e mantidas na temperatura prevista para o ensaio por

duas horas, quando então foram armazenadas à temperatura de 21 °C até a realização dos ensaios. O cimento aplicado foi tipo II, com relação água/cimento igual a 0,53.

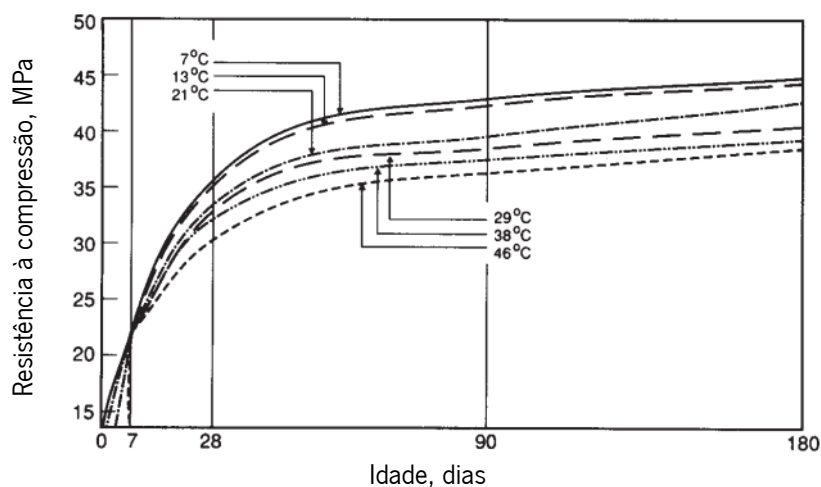


Figura 4.3: Desenvolvimento da resistência de ligação pasta-agregado com diferentes temperaturas (Soroka, 2004).

4.2 – DURABILIDADE

4.2.1 – Considerações iniciais

Os estudos demonstraram que o concreto aplicado nas estruturas é um produto que terá sua qualidade assegurada a partir do atendimento a um conjunto de variáveis que passam pela qualidade de cada um dos seus constituintes, o processo de mistura dos mesmos, de transporte, lançamento e adensamento nas formas. Nas estruturas, o concreto normalmente estará associado a armaduras formando o concreto armado ou o concreto protendido. A estrutura interagirá com o meio ambiente onde ela se insere e, conseqüentemente, seus materiais constituintes estarão sujeitos a desenvolver reações que possam alterar suas condições iniciais onde eles deixem de cumprir o papel para o qual foram projetados. Pretende-se então abordar alguns dos aspectos gerais da durabilidade do concreto, os conceitos de vida útil de uma estrutura de concreto, principais patologias que atingem o concreto e suas armaduras, os ensaios usuais de durabilidade aplicados ao concreto, assim como algumas recomendações aplicadas pelas Normas brasileiras, europeias e portuguesas, e americanas.

Ficou evidenciado a partir dos estudos realizados, que muito do conhecimento existente no que concerne a resistência e durabilidade diz respeito mais ao concreto convencional vibrado (CC) e menos ao concreto auto-adensável (CAA). Esse fato naturalmente constatado explica-se facilmente uma vez que o CC vem sendo empregado nas estruturas desde o início do século XX enquanto que o CAA começou de fato a ser aplicado a partir do final do mesmo século, ou seja, têm-se aproximadamente 90 anos a separar a aplicação comercial dos dois concretos nas estruturas. Dessa forma, aprofundar os estudos existentes e

aplicá-los na presente pesquisa, contribuindo para melhor conhecimento da diferença entre o CAA e o CC na fase endurecida é o objetivo principal dessa Seção.

4.2.2 – Aspectos gerais da durabilidade do concreto e sua vida útil

Segundo Neville (1997), é essencial que cada estrutura de concreto possa continuar a desempenhar suas funções pretendidas, que é manter sua capacidade resistente e operacionalidade, durante a especificada ou tradicionalmente esperada vida útil. Então, o concreto deve ser capaz de suportar o processo de deterioração que se espera ele estará exposto. Diz-se então que o concreto deverá ser durável. Porém, vale a pena adicionar que durabilidade não significa vida útil indefinida, nem significa suportar qualquer ação sobre o concreto. Além disso, nos dias atuais são realizadas ações de manutenção apesar de que, no passado, não tenha sido assim, sendo em muitas situações necessária a realização de manutenções rotineira do concreto. Neville (1997) reconhece que sempre se deu maior importância à propriedade de resistência do concreto, no entanto, nos dias atuais se assume que concreto forte é concreto durável, e que tanto resistência quanto durabilidade, ambos, devem ser considerados e explicitados ainda na fase de projeto.

Além dos aspectos específicos de durabilidade é importante que se tenha visão mais ampla, desde os materiais constitutivos do concreto, o projeto e a execução das obras, a manutenção, a recuperação / reabilitação, até o conceito mais amplo de sustentabilidade.

No Brasil, com a entrada em vigor das novas versões das normas NBR 6118 (2014) e NBR 12655 (2015), o conceito e as medidas para obtenção de maior durabilidade das obras em concreto passaram a fazer parte mais efetiva da atuação dos projetistas de estruturas de concreto no desenvolvimento dos seus trabalhos. Ou seja, além da natural importância ao atendimento ao estado-limite último, o estado-limite de serviço, principalmente no concernente à durabilidade das estruturas de concreto, passou a ter bem mais importância para as especificações de projeto, exigindo, conseqüentemente, maior atenção dos projetistas para o cálculo da estrutura e a especificação dos materiais constitutivos.

Soroka (2004) afirma que a capacidade do concreto para resistir aos efeitos nocivos de fatores ambientais, e apresentar desempenho satisfatório sob condições de serviço, é referida como durabilidade. Claramente a durabilidade é de primordial importância nas aplicações de engenharia, e o satisfatório desempenho do concreto deve ser assegurado em toda a sua vida útil esperada.

De Schutter (2012), no que concerne análise de durabilidade do concreto auto-adensável (CAA) em relação ao concreto convencional vibrado (CC), constata que para o CC existe muito conhecimento sobre durabilidade, mas existem problemas executivos devido à necessidade da operação de vibração para

promoção do adensamento; enquanto que para o CAA não existem problemas de vibração devido à auto adensabilidade, porém há falta de maior conhecimento sobre sua durabilidade. De Schutter (2012) menciona paradoxo da durabilidade de CAA: uma das razões para a introdução do CAA foi evitar problemas de durabilidade relacionados com concretos mal vibrados, mas, atualmente, CAA é usado sem uma visão geral e fundamental da durabilidade intrínseca do próprio material. E lança questões tais como quanto durável é o CAA e se estamos correndo riscos ao aplicar CAA com base em requisitos de durabilidade aplicáveis ao CC.

Como causas de durabilidade inadequada, Neville (1997) aponta fatores externos ou causas internas dentro do próprio concreto. As várias ações podem ser físicas, químicas ou mecânicas. Danos mecânicos são causados por impacto, abrasão, erosão ou escavação. As causas químicas da deterioração incluem as reações álcali-silica e álcali-carbonatos. Ataque químico externo ocorre principalmente através da ação de íons agressivos, tais como cloretos, sulfatos, ou gás carbônico, bem como vários gases ou líquidos naturais ou industriais. A ação danosa pode ser de vários tipos e pode ser direta ou indireta. Causas físicas de deterioração incluem os efeitos das altas temperaturas ou das diferenças entre a expansão térmica dos agregados e da pasta de cimento endurecida. Observe-se que os processos de deterioração física e química podem agir de forma sinérgica. No entanto, é importante notar que a deterioração do concreto é raramente devida a uma causa isolada, uma vez que o concreto muitas vezes pode ser satisfatório apesar de algum fator indesejável, mas, com um fator adverso adicional, danos irão ocorrer. Por essa razão, algumas vezes é difícil atribuir a deterioração a um fator particular, mas a qualidade do concreto, no sentido amplo da palavra, embora com especial referência à permeabilidade, quase sempre entra em cena. De fato, com exceção dos danos mecânicos, todas as influências adversas sobre a durabilidade envolvem o transporte de fluidos através do concreto. Por essa razão, a consideração da durabilidade requer o entendimento dos fenômenos envolvidos.

Em relação ao transporte de fluidos no concreto, Neville (1997) coloca que existem três fluidos principais relevantes para a durabilidade e que podem penetrar no concreto: água, pura ou carreando íons agressivos; gás carbônico; e oxigênio. Eles podem se mover dentro do concreto em diferentes caminhos. Como já dito, durabilidade do concreto depende muito da facilidade com que fluidos, ambos, líquidos e gases, podem penetrar e se mover através do concreto. Estritamente falando, permeabilidade se refere ao escoamento através de meio poroso. Agora, o movimento de vários fluidos através do concreto ocorre não apenas pela fluidez através do sistema poroso, mas também pela difusão e absorção, de modo que nossa preocupação é realmente com a penetrabilidade do concreto. No entanto, o termo permeabilidade

comumente aceito poderá ser usado para o movimento global dos fluidos para dentro e através do concreto exceto onde, para maior clareza, distinções entre os vários tipos de fluidos têm de serem feitas.

Quanto aos aspectos de fluidez, difusão e absorção dos fluidos, Neville (1997) explica que, devido à existência de poros de diferentes tipos, alguns contribuem para a permeabilidade e outros não, o que se torna importante para distinguir entre porosidade e permeabilidade. Porosidade é a medida da proporção do volume total de concreto ocupado por poros, e é usualmente expressada em percentual. Sendo a porosidade elevada e os poros interconectados, eles contribuem para o transporte de fluidos através do concreto o que torna a permeabilidade também elevada. A porosidade pode ser medida pela intrusão de mercúrio, porém outros fluidos podem ser usados. Outro indicativo de porosidade pode ser obtido através da medição de absorção do concreto. A absorção é o resultado do movimento capilar nos poros no concreto que estão abertos ao meio ambiente. Resulta que a sucção capilar pode ocorrer apenas nos concretos parcialmente secos, não existindo absorção de água em concretos totalmente secos ou saturados.

Na sequência, Neville (1997) explica que a difusão tem lugar quando o transporte de um gás ou vapor através do concreto é o resultado de gradiente de concentração, e não de um diferencial de permeação. Na medida em que a difusão de gases está em causa, gás carbônico e oxigênio representam o primeiro interesse: o primeiro leva à carbonatação da pasta de cimento hidratada; e o último torna possível o progresso da corrosão das armaduras envolvidas pelo concreto.

Segundo Soroka (2004), o que dá ao concreto os requisitos de durabilidade em ambientes agressivos não é facilmente alcançável e requer especial atenção para detalhes em todas as etapas, iniciando-se desde o estabelecimento da composição e fabricação. Esse é particularmente o caso sob condição de clima quente onde fatores ambientais podem agravar ainda mais o problema, tornando mais difícil para o concreto atender aos requisitos de qualidade exigidos. Corrosão química do concreto tanto quanto das armaduras de reforço envolvidas, são condicionadas à presença de água (umidade), e sua intensidade é muito dependente da permeabilidade do concreto. Concreto denso e impermeável reduz consideravelmente o ingresso de agentes agressivos no interior do concreto, e assim limita os ataques corrosivos apenas à sua superfície. O mesmo se aplica à penetração do ar, oxigênio e gás carbônico, e íons cloretos, ambos desempenhando importante papel na corrosão das armaduras de reforço. Soroka (2004) também chama a atenção para a importância de menor porosidade para a maior durabilidade do concreto.

Na Figura 4.4 Soroka (2004) mostra esquema que permite visualizar o efeito da relação água/cimento (a/c) na natureza da estrutura do poro da permeabilidade do concreto.

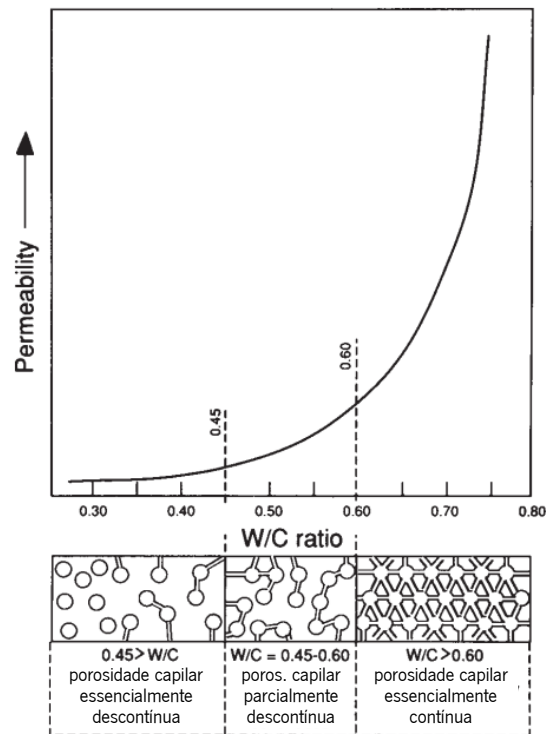


Figura 4.4: Efeito da relação (a/c) (Soroka, 2004).

De Schutter (2012) apresenta tanto para CAA quanto para CC os seguintes fatores importantes para as propriedades de transporte dentro do concreto: relação água/cimento; grau de hidratação; adições minerais; e o parâmetro mais geral de porosidade capilar. Assim, desenvolveu estudo para identificar melhor a capacidade de interferência da porosidade capilar nas propriedades de transporte, tão determinantes como já ressaltado por Neville (1997). Após a ligação da água com o cimento, De Schutter (2012) identificou os produtos gerados e esquematizou a visualização através da Figura 4.5, propondo o cálculo do fator de capilaridade como sendo a relação entre a soma do volume de poros capilares e água livre pelo volume total da pasta (água + cimento).

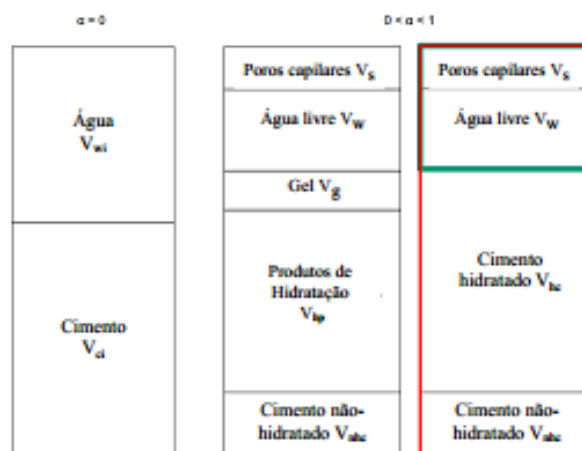


Figura 4.5: Esquema da hidratação do cimento (De Schutter, 2012).

4.2.3 – Alguns estudos de durabilidade do CAA

Constatando que tem sido amplamente divulgado que as composições de CAA conduzem a melhores características de durabilidade quando comparadas a composições de CC com mesmo conteúdo de cimento e mesma relação água/cimento, Anagnostopoulos e Sideris (2010) desenvolveram trabalho tendo por objetivo principal pesquisar a avaliação das propriedades de durabilidade de CAA de baixa resistência fazendo comparativo com os resultados obtidos para CC similar de referência. Foram produzidas quatro diferentes composições usando diferentes tipos de cimento e agregados. As propriedades de durabilidade avaliadas foram: absorção de água por capilaridade; resistência à carbonatação; e difusão de cloretos. Os resultados foram avaliados e comparados com CC de mesma classe de resistência.

A Tabela 4.1 apresenta as composições aplicadas para CAA e CC utilizadas na pesquisa desenvolvida por Anagnostopoulos e Sideris (2010).

Tabela 4.1 – Composições aplicadas para CAA e CC (Anagnostopoulos e Sideris (2010)).

Composições (kg/m ³)	CAA				CC			
	Calcário		Sílica		Calcário		Sílica	
	CAA 1	CAA 2	CAA 3	CAA 4	CC 1	CC 2	CC 3	CC 4
	C25/30	C30/37	C25/30	C30/37	C25/30	C30/37	C25/30	C30/37
Cimento	336	374	354	432	330	370	350	430
Filer	136	104	144	420	-	-	-	-
Areia calcária	916	897	-	-	925	868	-	-
Areia sílica	-	-	897	808	-	-	985	948
Agre. Graúdo	800	800	800	800	925	930	852	780
Água	173,4	180,6	171,7	189,4	173	180	173	190
Superplastificante ^(a)	1,64%	1,56%	1,84%	1,88%	1%	1%	1%	1%
água/cimento (a/c)	0,52	0,48	0,49	0,44	0,52	0,49	0,49	0,44
água/finos (a/f)	0,37	0,38	0,34	0,34	0,52	0,49	0,49	0,44
(Slump)-flow (cm)	71	70	75	74,5	19	20	19	18
t ₅₀ (seg)	2,8	3,1	3	4,72	-	-	-	-
f ₂₈ (MPa) ^(b)	45,3	54,2	45,3	52,9	41	52,7	42,6	51,2

(a) Percentual por peso dos materiais cimentícios

(b) Resistência à compressão avaliada através de cubos de 150 x 150 mm

A Tabela 4.2 apresenta os resultados encontrados para o cálculo do coeficiente de absorção capilar na pesquisa desenvolvida por Anagnostopoulos e Sideris (2010).

Tabela 4.2 – Resultados dos ensaios de absorção de água (Anagnostopoulos e Sideris, 2010).

Coeficientes de absorção de água por capilaridade (kg/m ² /min ^{0,5})			
CAA 1	CAA 2	CAA 3	CAA 4
0,122	0,109	0,115	0,094
CC 1	CC 2	CC 3	CC 4
0,137	0,126	0,122	0,109

A Figura 4.6 apresenta gráfico com os resultados do coeficiente de carbonatação em função da relação (a/c). A Figura 4.7 apresenta gráfico dos resultados da difusão de cloretos para as composições aplicadas de CAA e CC.

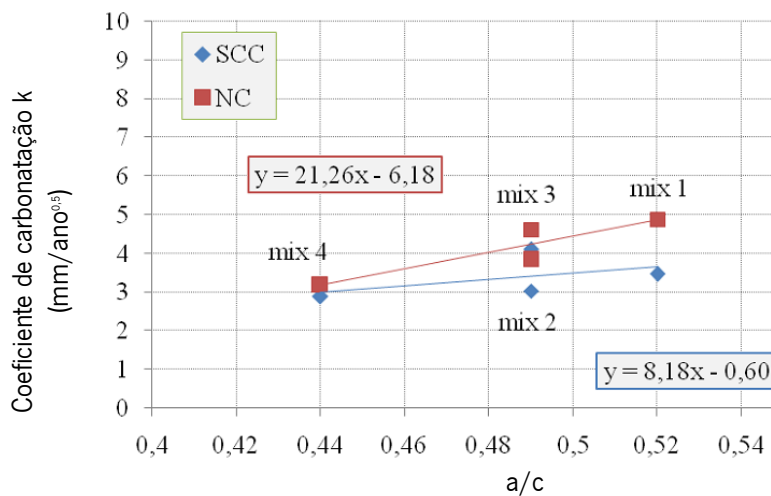


Figura 4.6: Resultados coeficiente carbonatação (Anagnostopoulos e Sideris, 2010).

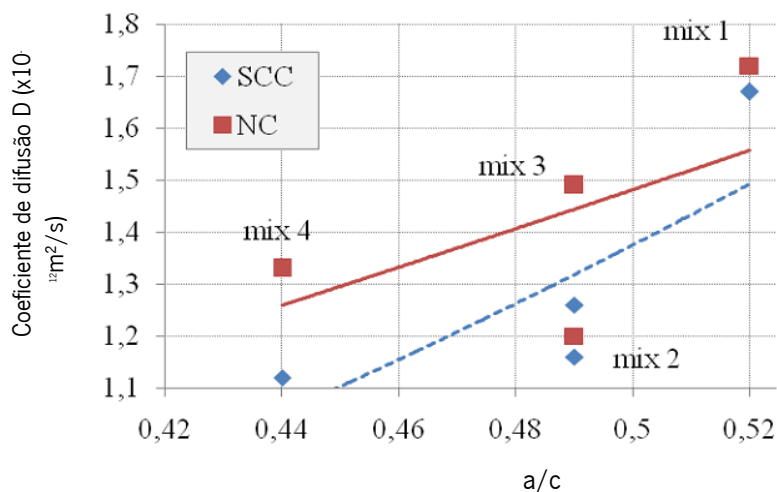


Figura 4.7: Resultados difusão de cloretos (Anagnostopoulos e Sideris, 2010).

Anagnostopoulos e Sideris (2010) apresentaram as seguintes conclusões: a) CAA pareceu ter melhores características de durabilidade em comparação ao CC; b) coeficientes de absorção de água por capilaridade revelaram tendência clara para avaliar o ligeiramente melhor desempenho de durabilidade do CAA em relação ao CC; c) coeficiente de carbonatação, para as composições adotadas, apresentou evidência do melhor desempenho de durabilidade do CAA em relação ao CC.

Khelifa *et al.* (2010) estudaram as consequências mecânicas de ataque externo de sulfato sobre o CAA, com aplicação de dois protocolos de ensaios sobre quatro composições de CAA elaboradas com materiais usualmente empregados na Argélia. O primeiro protocolo é imersão das amostras em solução 5% de Na₂SO₄, 10H₂O a 20°C, renovada a cada 30 dias; o segundo protocolo é a exposição das amostras de

concreto a ciclos de imersão por 4 horas e secagem a 60°C por 20 horas, realizando ciclos de 24 horas, de modo a acelerar a deterioração.

As Tabelas e Figuras a seguir resumem os resultados obtidos por Khelifa *et al.* (2010). A Tabela 4.3 apresenta as composições de CAA aplicadas e os resultados de resistência de curto prazo. A Tabela 4.4 apresenta os resultados dos ensaios de porosidade e resistência aos 28 dias para as quatro composições de CAA adotadas.

Tabela 4.3 – Composições aplicadas (Kelifa *et al.*, 2010).

Denominação	CEMII/59	CEMI/59	CEMII/49	CEMI/49
C = 350 kg/m ³	CEM II 42.5	CEM I 42.5	CEM II 42.5	CEM I 42.5
água/cimento (a/c)	0,59	0,59	0,49	0,49
Superplast. (Sp)	1,4%	1,1%	2,0%	1,6%
Ag. coloidal (Ac)	0,05%	0,05%	-	-

Tabela 4.4 – Resultados dos ensaios aplicados, resistência e porosidade (Kelifa *et al.*, 2010).

	CEMII/59	CEMII/49	CEMI/59	CEMI/49
Porosidade (%) ± 0,5%	13,8	12,0	10,5	8,7
R _{7dias} (MPa) ± 1 MPa	16,1	24,0	23,3	32,8
R _{28dias} (MPa) ± 1 MPa	18,1	27,9	29,6	38,0

A Figura 4.8 mostra fotografias das amostras CEM II/49 que foram submetidas à completa imersão. A Figura 4.9 mostra fotografias das amostras CEM II/49 que foram submetidas a ciclos de imersão e secagem a 60°C.



Figura 4.8: Fotos das amostras CEM II/49 em completa imersão (Kelifa *et al.*, 2010).



Figura 4.9: Fotos das amostras CEM II/49 em ciclos de imersão e secagem a 60°C (Kelifa *et al.*, 2010).

Khelifa *et al.* (2010) concluem que os dois protocolos aplicados causaram danos aos concretos. As amostras elaboradas com o cimento CEM II sofreram maiores danos, enquanto que as amostras elaboradas com cimento CEM I foram bem menos afetadas. Quanto à relação água/cimento, as amostras com valor de 0,59 foram bem mais afetadas que as amostras com valor 0,49, comportamento esse constatado nos dois tipos de cimento.

Loser e Leemann (2010) estudaram a influência das composições de CAA na resistência aos sulfatos motivados pelo potencial de uso de CAA nos revestimentos de túneis, em face de suas características de trabalhabilidade, onde o ambiente sujeita o concreto a sofrer ataque de águas subterrâneas sulfatadas. Na pesquisa desenvolvida, eles variaram o volume da pasta, a relação água/ligante, e a composição do ligante para identificar suas influências na resistência aos sulfatos. Para determinação da resistência, Loser e Leemann (2010) utilizaram o método de ensaio acelerado através de aplicação de ciclos de imersão e secagem.

O estudo levou em consideração que o CAA pode ser mais vulnerável ao ataque de sulfatos que o CC devido a duas razões: a) elevado volume de pasta que pode ser alterado pelo ataque de sulfato; b) a quantidade elevada de pasta ou é alcançada pelo uso de cimento que provoca elevada quantidade de C_3A que pode reagir com sulfatos, ou é alcançada pelo uso de adições minerais. Nesse caso, as adições minerais podem afetar consideravelmente as composições quanto à resistência a sulfatos. Cinzas volantes e escórias podem aumentar a resistência, enquanto que filer calcário pode diminuir.

A Tabela 4.5 mostra os tipos de ligantes aplicados nos estudos e a Tabela 4.6 mostra sumário dos resultados obtidos.

Tabela 4.5 – Ligantes aplicados (Loser e Leemann, 2010).

	CaO (%)	SiO ₂ (%)	Al ₂ O ₃ (%)	Fe ₂ O ₃ (%)	M _g O (%)	SO ₃ (%)	Finura (cm ² /g)	LOI (%)	Dens. (g/cm ³)
CEM I 42.5 N HS	59,8	17,9	4,3	5,9	2,4	3,1	4050	3,7	3,15
CEM I 32.5 R	63,4	20,3	5,2	3,1	2,5	2,4	2840	1,0	3,17
CEM III/B 32.5 N	47,6	29,9	9,4	1,6	4,3	4,5	5080	0,7	2,94
V (cinza volante)	5,6	50,6	23,9	6,3	2,4	0,9	3140	3,8	2,25

Loser e Leemann (2010) concluíram que: a) a resistência ao sulfato deve ser avaliada apenas pela medição da deformação unitária; b) apesar de maior absorção de sulfato pelo CAA comparado ao CC devido ao maior volume de pasta, a medição de deformação unitária na aplicação do ensaio acelerado não é necessariamente maior para CAA para relação água/ligante equivalente; c) usando-se ligante com baixo potencial químico para formar etringita e reduzida permeabilidade, a deformação unitária dificilmente é afetada; d) então, sob essas condições a influência da relação água/ligante é maior do que o de maior

volume de pasta; e) entretanto, a resistência ao sulfato do CAA produzida com cimento não resistente a sulfatos pode decrescer consideravelmente quando comparado ao CC, especialmente quando tem-se elevada relação água/ligante.

Tabela 4.6 – Sumário dos resultados obtidos (Loser e Leemann, 2010).

Comp.	Resist. Compressão (MPa)	Do ($\times 10^{-8} \text{m}^2/\text{s}$)	ΔL_s (mm/m)	$\Delta L_4 - \Delta L_1$ (mm/m)	Δm_{tot} (kg/m^3)	P_h (%)
C1-35	77,5	0,52	0,406	0,142	138	6,7
C1-45	56,6	1,77	0,331	0,192	198	10,0
C1-60	37,5	3,69	0,193	0,190	284	12,3
S1-35	75,7	1,74	0,312	0,128	211	11,7
S1-45	57,2	2,90	0,303	0,217	323	13,9
C2-35	69,3	0,54	0,319	0,105	127	8,3
C2-45	51,3	1,04	0,337	0,187	189	10,2
C2-60	35,1	3,03	0,336	0,320	273	11,6
S2-45	54,2	2,36	0,440	0,290	297	13,9
C3-35	75,8	0,25	0,460	0,128	104	6,6
C3-45	53,2	0,38	0,399	0,157	132	8,7
C3-60	32,2	0,85	0,365	0,251	194	11,7
S3-35	76,0	0,41	0,217	0,063	145	10,3
S3-45	56,1	0,65	0,260	0,115	194	13,0
C4-35	67,8	0,46	0,272	0,094	126	7,1
C4-45	46,4	1,23	0,289	0,162	178	10,0
C4-60	27,6	3,95	0,298	0,313	291	11,8
S4-45	46,9	1,34	0,374	0,222	257	13,4

Onde: D_o = coeficiente de difusão de oxigênio; ΔL_s = expansão do sulfato; $\Delta L_4 - \Delta L_1$ = tensão total do 1º ao 4º ciclo; Δm_{tot} = absorção total de solução sulfato; p_h = volume dos poros de hidratação.

Sfikas *et al.* (2013) estudaram os efeitos da sílica ativa e do metacaulim na durabilidade do concreto auto-adensável (CAA), tomando por base ensaios aplicados em oito diferentes composições. Duas composições de referência foram produzidas com a incorporação de cimento, filler calcário em pó, agregados, água e superplastificante. O cimento foi então substituído em três composições por sílica ativa e em três composições por metacaulim, em diferentes percentagens. As composições foram ensaiadas em termos de suas reologias, resistência à compressão, e quatro de suas propriedades de durabilidade: porosidade aberta, absorção de água por capilaridade, resistividade elétrica, e penetrabilidade de cloretos. A Tabela 4.7 mostra os constituintes e suas proporções aplicadas nas composições adotadas, em (kg/m^3).

Tabela 4.7 – Constituintes e suas proporções (Sfikas et al., 2013).

Descrição	Símbolo	CAA 1	CAA 2	CAA 3	CAA 4	CAA 5	CAA 6	CAA 7	CAA 8
Cimento	c	350	326	313	301	350	326	313	301
Sílica ativa	sf	0	24	37	49				
Metacaulim	mk					0	24	37	49
Filer calcário	lp	175	175	175	175	175	175	175	175
Areia 0/4	s	1050	1050	1050	1050	1050	1050	1050	1050
Cascalho 1 4/8	g1	150	150	150	150	150	150	150	150
Cascalho 2 8/16	g2	350	350	350	350	350	350	350	350
Água efetiva	a	175	175	175	175	210	210	210	210
Superplastificante	sp	6,94	5,09	6,75	8,80	4,50	6,01	5,00	4,85
Massa total	W	2257	2255	2257	2259	2290	2291	2290	2290
água/cimento	a/c	0,50	0,54	0,56	0,58	0,60	0,64	0,67	0,70
água/ligante	a/l	0,50	0,50	0,50	0,50	0,60	0,60	0,60	0,60
adições/ligante(%)	ad/l	0,0	6,9	10,6	14,0	0,0	6,9	10,6	14,0

A Tabela 4.8 mostra os resultados dos ensaios de caracterização e respectivas classificações.

Tabela 4.8 – Ensaio de caracterização e classificações (Sfikas et al., 2013).

Descrição	Símbolo	CAA 1	CAA 2	CAA 3	CAA 4	CAA 5	CAA 6	CAA 7	CAA 8
Espalhamento (mm)	SF	616	718	623	684	716	762	653	595
Classe de espalhamento		SF1	SF2	SF1	SF2	SF2	SF3	SF2	SF1
Tempo de espalhamento (s)	t_{500}	2,0	0,6	1,4	1,6	2,1	1,1	1,5	1,5
Classe de viscosidade pelo espalhamento		VS2	VS1	VS1	VS1	VS2	VS1	VS1	VS1
Funil V (s)	t_v	6,3	1,8	5,0	5,3	4,8	4,0	5,2	6,1
Funil V 5min (s)	$t_{v\ 5min}$	7,3	2,0	5,8	6,6	5,7	4,5	7,4	6,6
Classe viscosidade Funil V		VF1	VF1	VF1	VF1	VF1	VF1	VF1	VF1
Caixa L	PA	0,89	0,95	0,80	0,94	1,00	0,95	0,95	0,75
Classe de habilidade de passagem		PA2	PA2	PA2	PA2	PA2	PA2	PA2	PA1

As Figuras 4.10 a 4.13 apresentam os resultados dos ensaios de durabilidade.

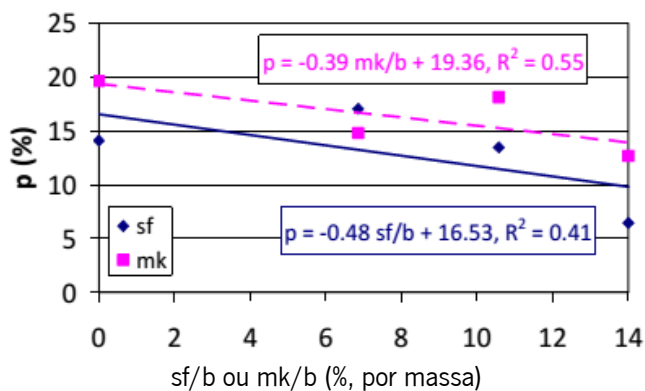


Figura 4.10: Porosidade (Sfikas et al., 2013).

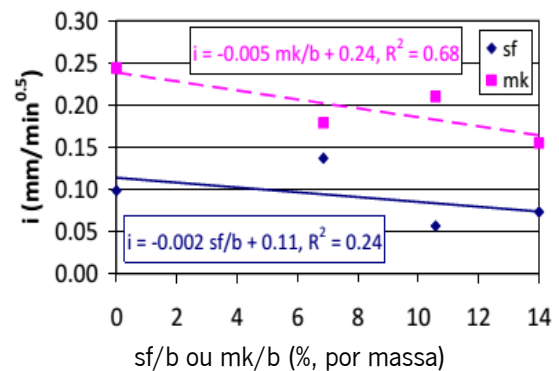


Figura 4.11: Absorção de água (Sfikas et al., 2013).

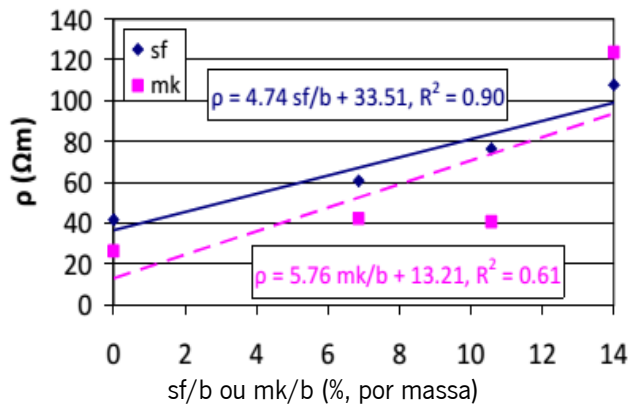


Figura 4.12: Resistividade elétrica (Sfikas *et al.*, 2013).

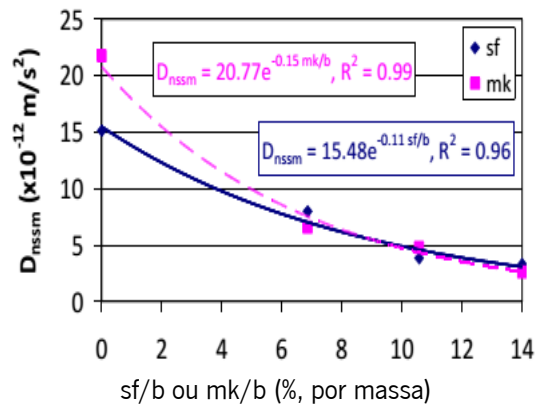


Figura 4.13: Migração de cloretos (Sfikas *et al.*, 2013).

Sfikas *et al.* (2013) concluíram:

- Níveis mais elevados na relação sílica ativa/ligante ou na relação metacaulim/ligante aumentam a durabilidade do CAA. Desvios menores de linearidade e maior previsibilidade da expectativa de durabilidade são evidentes para metacaulim;
- A maior capacidade das pastas de cimento com metacaulim frente aos cloretos, leva à equivalência com as composições com sílica ativa de baixa relação água/ligante;
- A porosidade e a resistividade elétrica apresentaram-se com satisfatórios indicadores de durabilidade.

Tabela 4.9 – Composições e suas proporções aplicadas aos concretos (kg/m³) (Siad *et al.*, 2013).

Concretos ↓	C	FC	PN	CV	Areia (0/4)	Casc. 4/6	Casc. 6/12	Água (l)	SP (l)	a/l	RC28 (MPa)
CC70	450	-	-	-	747	154	900	176	2,9	0,39	29,5
CAA7OLF	450	70	-	-	840	171	687	183	9,7	0,4	32,5
CAA7OPZ	450	-	70	-	832	170	681	188	10,5	0,4	31,1
CAA7OFA	450	-	-	70	826	168	676	188	11,5	0,4	30,9
CC50	350	-	-	-	777	159	936	182	0,9	0,52	48,7
CAA5OLF	350	170	-	-	814	166	666	198	6,7	0,52	51,1
CAA5OPZ	350	-	170	-	790	161	647	214	6,0	0,52	50,9
CAA5OFA	350	-	-	170	775	158	634	214	4,0	0,52	50,3
CC30	260	-	-	-	830	171	1000	183	0,9	0,7	69,9
CAA3OLF	260	260	-	-	807	164	661	199	2,9	0,7	71,8
CAA3OPZ	260	-	260	-	782	159	640	215	3,7	0,7	71,2
CAA3OFA	260	-	-	260	758	155	620	215	3,8	0,7	70,8

Siad *et al.* (2013) apresentaram estudo comparativo de resistência a sulfatos e carbonatação para concretos auto-adensáveis (CAA) elaborados com vários tipos de aditivos minerais, por conta do concreto poder ser submetido a várias ameaças naturais que incluem carbonatação e ataque de sulfato de sódio, podendo comprometer as propriedades físicas e mecânicas desse concreto. O programa experimental de pesquisa trabalhou com total de doze diferentes composições tomando por base três resistências à compressão (30 MPa, 50 MPa e 70 MPa), assim como quatro tipos de concreto: CAA com pozolana

natural (PN); CAA com filer calcário (FC); CAA com cinzas volantes (CV); e concreto de referência (OVC) sem adições. A Tabela 4.9 apresenta as proporções das composições dos concretos pesquisados.

A Figura 4.14 mostra visualização da frente de carbonatação acelerada, aos 56 dias, pela pulverização de fenolftaleína, para composição com classe de resistência de 30 MPa. A cor de concreto em parte das amostras representa a área que sofreu carbonatação, enquanto que a área rosa é a área sadia. A diferença entre as duas áreas é muito clara, o que mostrou sua consistência para todas as formulações estudadas.



Figura 4.14: Frente de carbonatação acelerada (Siad et al., 2013).

Na sequência, a Figura 4.15 apresenta gráfico com a evolução da frente de carbonatação. Os resultados demonstram o efeito positivo da pozolana natural e da cinza volante no comportamento do CAA contra a carbonatação acelerada.

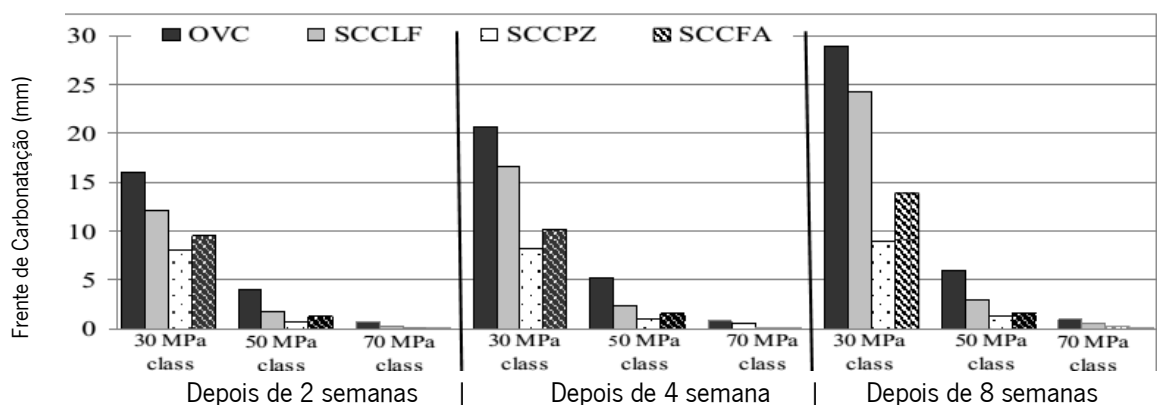


Figura 4.15: Evolução da frente de carbonatação (Siad et al., 2013).

Os resultados dos ensaios de porosidade por intrusão de mercúrio são mostrados através da Figura 4.16 a partir das curvas de distribuição da porosidade como função dos tamanhos dos poros. Os concretos aplicados foram de classe 30 MPa. O pico principal corresponde ao diâmetro situado entre 0,01 e 0,1 micron, correspondendo a uma característica intrínseca da distribuição dos poros em pastas de cimento.

As diferenças das alterações de comprimento entre os resultados de sulfatos e meios de controle estão mostrados na Figura 4.17, com as expansões das amostras de concreto imersas em solução 5% de Na_2SO_4 .

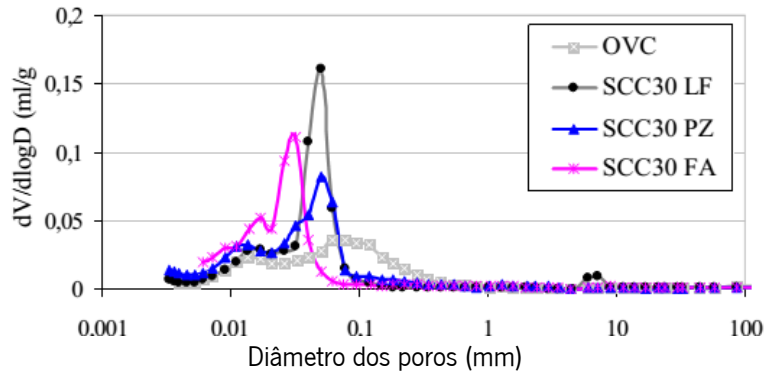


Figura 4.16: Comparação da distribuição dos tamanhos dos poros (Siad et al., 2013).

Conforme pode ser observado, verifica-se melhor desempenho para as composições de CAA em comparação com as composições de CC.

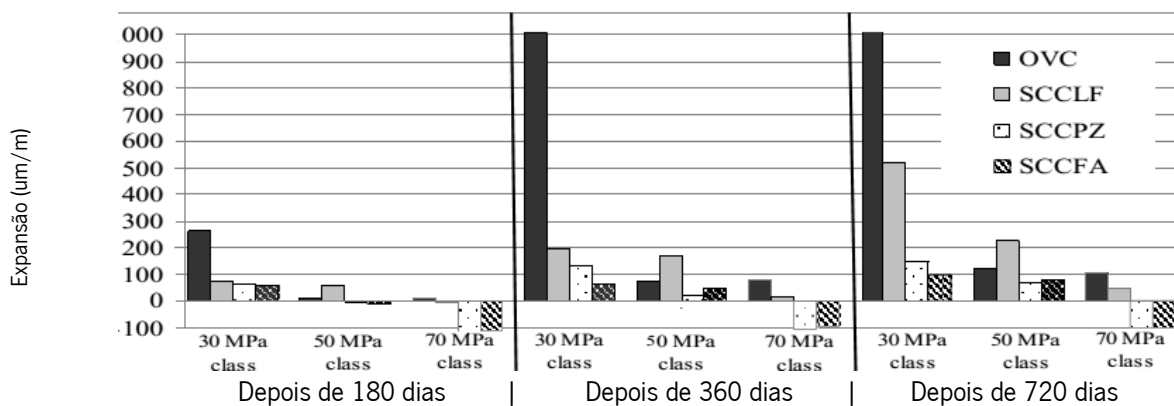


Figura 4.17: Expansão das amostras de concreto (Siad et al., 2013).

Os ensaios apresentados foram feitos com corpos de prova armazenados em câmara de carbonatação com temperatura de 20°C, umidade relativa do ar de 85% e 20% de CO₂.

Siad et al. (2013) concluíram:

- O CAA com adição de pozzolana natural ou cinza volante é mais resistente para agressões de ataque de sulfatos e para carbonatação quando comparado com CAA contendo filer calcário;
- Comparado às composições de CAA, a composição de referência sem adições apresentou frente de carbonatação elevada e elevada vulnerabilidade a ataque de sulfato de sódio. Desempenho físico e mecânico são significativamente melhores para CAA com adições em comparação com os obtidos pelo concreto sem adições;
- A incorporação de pozzolana natural como adição ao CAA é muito benéfica para a durabilidade desses concretos em meio sujeito ao ataque de sulfato de sódio e para suas propriedades de carbonatação. Ao contrário, o uso de filer calcário especialmente em meio rico em ambientes com sulfato de sódio, não é recomendado.

4.2.4 – Reação álcali agregado

Nos estudos desenvolvidos sobre os aspectos da durabilidade do concreto, a questão da reação álcali-agregado (RAA) demonstrou ser uma das manifestações patológicas de forte grau de deterioração do concreto. Segundo Hasparyk (2005), os principais fatores que influenciam o aparecimento da RAA são oriundos de processos químicos de compostos mineralógicos do agregado com hidróxidos alcalinos provenientes do cimento, da água de amassamento, como também de agentes externos, os quais aparecem dissolvidos na solução dos poros do concreto. Essa reação apresenta-se lenta, mas provoca produtos expansíveis, com ou sem formação de gel, que trazem quadro de fissuras no concreto, causando perda de homogeneidade, resistência mecânica, elasticidade e comprometimento irreversível da durabilidade. Essas fissuras são do tipo “mapa” com exsudação de gel na superfície do concreto, bordas ao redor dos agregados, preenchimento de poros com material branco ou vítreo, micro fissuração e descoloração do concreto.

No Brasil, existem as Normas NBR 15577-1 (2008) e NBR 15577-4 (2008), que apresentam diretrizes para identificar e, principalmente, evitar a RAA.

Na Região Metropolitana do Recife – RMR segundo estudo desenvolvido por Andrade (2006), constatou-se ocorrência de anomalias em blocos de fundações em prédios urbanos em proporções elevadas, aproximadamente 20 casos de ocorrência de RAA com idades entre três e 30 anos. Verificou-se que a maioria dos agregados analisados apresentava fases potencialmente reativas que, possivelmente, contribuíram para a ocorrência da reação, inclusive por conta do lençol freático superficial na maior parte da cidade, devido à sua característica geográfica. Biczok (1972) *apud* Nogueira (2010), afirmou que a presença de umidade é um fator essencial para ocorrência de reação álcali-agregado. Sem ela a RAA pode não ocorrer, mesmo na presença de agregados reativos e álcalis. Como exemplo faz-se referência a um estudo de caso de um prédio público situado na cidade do Recife, que apresenta diagnóstico de RAA nos blocos de fundação (Andrade *et al.*, 2006).

Em relação à temperatura, Hasparyk (2005) indica que o aumento da temperatura torna o gel viscoso e facilita a percolação pelos vazios do concreto. Entende-se então que altas temperaturas podem acelerar as reações químicas, funcionando como catalisador da RAA.

Assim, de forma preventiva na Região Metropolitana do Recife – RMR, os concretos aplicados em elementos estruturais de fundação, naturalmente propícios ao contato com umidade, passaram a utilizar cimentos com adições pozolânicas tipo metacaulim ou cimentos tipo portland sem adições, mas com aplicação de metacaulim na composição do concreto. Segundo Nogueira (2010), as principais pozolanas

aplicadas são as cinzas volantes, subproduto da queima do carvão mineral em usinas termelétricas, e metacaulim, argilas calcinadas ativadas a temperaturas próximas a 800°C.

Assim, entende-se que a reação álcali-agregado pode ser combatida com cimentos e adições adequadas por um lado, associada à eliminação das fontes externas de álcalis que poderão estar na água de amassamento e nos aditivos empregados, por outro lado.

4.2.5 – Durabilidade a partir das recomendações das Normas

Aqui procura-se verificar as recomendações normativas prescritas que contemplem o projeto das estruturas de concreto armado e protendido. Usualmente essas normas abordam o concreto convencional vibrado, CC, não tendo ainda normativos que abordem especificamente os aspectos de durabilidade para o concreto auto-adensável, CAA. Dessa forma, nas seções seguintes, procura-se explorar o conhecimento existente das recomendações das normas brasileiras, europeias e americanas, que norteiem as especificações de projeto que deverão ser respeitadas pelos projetistas de obras de concreto, armado ou protendido.

4.2.5.1 - Norma brasileira para projeto de obras de concreto

É importante verificar que a partir da década de 1960 a arquitetura brasileira passou a adotar o concreto aparente nos seus projetos. Também, a ABNT NB - 1 (1960), a norma de projeto e execução de obras de concreto armado, vigente a partir de 1960, introduziu o atendimento ao estado limite último com dimensionamento no estágio 3, com o concreto fissurado, em lugar do dimensionamento no estágio 2. Na década seguinte, começou a haver registro de necessidade de recuperação de obras que passaram a apresentar patologia de degradação do concreto e das armaduras com acentuada redução do tempo de vida útil esperado.

A ABNT NB - 1 (1978) que substituiu a NB - 1 (1960), introduziu restrições, principalmente no concernente ao dimensionamento dos pilares, porém, prevalecia o conceito principal de atendimento aos estados limites últimos (ruptura). Para os estados limites de utilização (serviço), definia o estado limite de formação de fissuras como sendo o estado em que há uma grande probabilidade de iniciar-se a formação de fissuras de flexão; o estado limite de fissuração inaceitável como sendo o estado em que as fissuras se apresentam com abertura prejudicial ao uso ou à durabilidade da peça; o estado de deformação excessiva como sendo o estado em que as deformações ultrapassaram os limites aceitáveis para a utilização da estrutura.

Concreto auto-adensável: alternativa ao concreto convencional em climas quentes

A Norma ABNT NBR 6118 (2014) que substituiu a NB - 1 (1978), teve como primeiro objetivo fixar os requisitos básicos exigíveis para projeto de estruturas de concreto simples, armado e protendido, excluídas aquelas em que se empregam concreto leve, pesado ou outros especiais.

Dentre os diversos aperfeiçoamentos a partir da introdução de novos conhecimentos, está a tomada de consciência da engenharia nacional de que, para as estruturas de concreto armado e protendido, os requisitos de atendimento aos estados limites últimos continuavam sendo fundamentais, porém, o atendimento aos estados limites de serviço também passaram a ter igual destaque.

A NBR 6118 (2014), no seu capítulo 10.4, define estados limites de serviço como sendo aqueles relacionados à durabilidade das estruturas, aparência, conforto do usuário e à boa utilização funcional das mesmas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos utilizados. Ressalta, ainda, que a segurança das estruturas de concreto pode exigir a verificação de alguns estados limites de serviço.

Para bem demonstrar essa nova preocupação, a NBR 6118 (2014) introduziu os capítulos 5, 6 e 7, que abordam os temas concernentes a requisitos de qualidade, diretrizes para durabilidade e critérios de projeto.

Tabela 4.10 – Classes de agressividade ambiental (Tabela 6.1) (NBR 6118, 2014).

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural Submersa	Insignificante
II	Moderada	Urbana ^{1), 2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾ Industrial ^{1), 2)}	Grande
IV	Muito forte	Industrial ^{1), 3)} Respingos de maré	Elevado

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

A NBR 6118 (2014) define que a agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas de concreto. Nos projetos das estruturas correntes, a agressividade ambiental deve ser classificada de acordo com o apresentado na tabela específica (6.1) e pode ser avaliada,

simplificadamente, segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes, conforme apresentado na Tabela 4.10.

A durabilidade das estruturas é altamente dependente das características do concreto e da espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura conforme recomendações da NBR 6118 (2014). Os ensaios comprobatórios de desempenho da durabilidade da estrutura frente ao tipo e nível de agressividade previsto em projeto devem estabelecer os parâmetros mínimos a serem atendidos. Na falta destes e devido à existência de uma forte correspondência entre a relação água/cimento, a resistência à compressão do concreto e sua durabilidade, permite-se adotar os requisitos mínimos expressos nas tabelas 7.1 e 7.2 da NBR 6118 (2014). A Tabela 4.11 apresenta a tabela 7.1 da NBR 6118 (2014), indicando os valores máximos para a relação água/cimento em massa, bem como a classe mínima de concreto a adotar com base na NBR 8953 (2011), a partir da classe de agressividade do ambiente no qual a obra está situada.

Tabela 4.11 – Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto (Tabela 7.1) (NBR 6118, 2014).

Concreto ⁽¹⁾	Tipo ^(2,3)	Classe de agressividade (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (NBR 8953, 2011)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

1. O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na NBR 12655 (2015)
2. CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado
3. CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido

Conforme pode ser observado, a NBR 6118 (2014) recomenda que o concreto empregado na execução das estruturas, cumpra os requisitos estabelecidos na NBR 12655 (2015). Requisitos destacados na NBR 12655 (2015) em complementação à NBR 6118 (2014): consumo mínimo de cimento Portland por metro cúbico de concreto (kg/m³) em função da classe de agressividade ambiental; máxima relação água/cimento e mínimo valor de f_{ck} para condições especiais de exposição do concreto (ver tabela 3 da NBR 12655 (2015)); concreto exposto a soluções contendo sulfatos (ver tabela 4 da NBR 12655 (2015)); teor máximo de íons cloreto para proteção das armaduras do concreto (ver tabela 3 da NBR 12655 (2015)).

Na sequência, a Tabela 4.12 apresenta a tabela 7.2 da NBR 6118 (2014), indicando os valores mínimos de cobrimento de concreto para as armaduras, a partir do tipo de concreto, armado ou protendido, bem como o tipo de elemento estrutural, correlacionando-se à classe de agressividade ambiental (ver Tabela 4.10) no qual a obra está situada.

Tabela 4.12 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobertura nominal para $\Delta c = 10 \text{ mm}$ (Tabela 7.2) (NBR 6118, 2014).

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ⁽³⁾
		Cobertura nominal (mm)			
Concreto armado	Laje ⁽²⁾	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ⁽⁴⁾	30		40	50
Concreto protendido ⁽¹⁾	Todos	30	35	45	55

- (1) Cobertura nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobertura da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.
- (2) Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta tabela podem ser substituídas por 7.4.7.5, respeitado um cobertura nominal $\geq 15 \text{ mm}$.
- (3) Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.
- (4) No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobertura nominal $\geq 45 \text{ mm}$.

4.2.5.2 – Exigências das normas portuguesas e europeias para projeto de obras de concreto

De forma similar ao ocorrido com as Normas brasileiras, a NP EN 206-1 (2007) resulta da revisão da NP ENV 206 (1993), tendo em consideração as evoluções tecnológicas relacionadas com os aspectos produtivos, a durabilidade das estruturas e as metodologias de ensaio (NP EN 206-1, 2007). Dessa forma, as alterações mais significativas verificaram-se na classificação das ações ambientais e nos requisitos para os betões (concretos) inseridos em ambientes agressivos, no uso de adições em substituição de parte do cimento, e no controle da produção, incluindo o controle da conformidade.

As classes de exposição relacionadas com ações ambientais, estão apresentadas no Quadro 1 da NP EN 206-1 (2007), conforme apresentado de forma simplificada na Tabela 4.13.

De forma simplificada, apresenta-se a Tabela 4.14 contendo o tipo de cimento, classe de exposição, recobrimento nominal mínimo, dosagem de cimento mínima recomendada, relação água/cimento (a/c) máxima e classe de resistência mínima, com objetivo de estabelecimento dos limites para as características do concreto. Estes requisitos constam da especificação LNEC E464 (2007), que é designada como documento de aplicação nacional pela NP EN 206-1 (2007) e que apresenta uma abordagem semelhante à preconizada na EN 206-1 (2000), apresentando uma metodologia prescritiva para atender a vida útil de projecto de 50 e 100 anos face às acções ambientais.

Tabela 4.13 – Classes de exposição (Quadro I) (NP EN 206-1, 2007).

Sem risco de corrosão ou ataque		
Classe	Ambiente	Exemplos
X0	Para betão não armado e sem metais embebidos: todas as exposições, excepto ao gelo/degelo, à abrasão ou ao ataque químico. Para betão armado ou com metais embebidos: ambiente muito seco.	Betão no interior de edifícios com muito pouca humidade do ar.
Corrosão induzida por carbonatação		
Classe	Ambiente	Exemplos
XC1	Seco ou permanentemente húmido.	Betão no interior de edifícios com baixa humidade do ar; Betão permanentemente submerso em água.
XC2	Húmido, raramente seco.	Superfícies de betão sujeito a longos períodos de contacto com água; Muitas fundações.
XC3	Moderadamente húmido.	Betão no interior de edifícios com moderada ou elevada humidade do ar; Betão no exterior protegido da chuva.
XC4	Ciclicamente húmido e seco.	Superfícies de betão sujeitas ao contacto com a água, fora do âmbito da classe XC2.
Corrosão induzida por cloretos não proveniente da água do mar		
Classe	Ambiente	Exemplos
XD1	Moderadamente húmido.	Superfícies de betão expostas a cloretos transportados pelo ar.
XD2	Húmido, raramente seco.	Piscinas; Betão exposto a águas industriais contendo cloretos.
XD3	Ciclicamente húmido e seco.	Partes de pontes expostas a salpicos de água contendo cloretos; Pavimentos; Lajes de parques de estacionamento de automóveis.
Corrosão induzida por cloretos da água do mar		
Classe	Ambiente	Exemplos
XS1	Ar transportando sais marinhos, mas sem contacto directo com a água do mar.	Estruturas na zona costeira ou na sua proximidade.
XS2	Submersão permanente.	Partes de estruturas marítimas.
XS3	Zonas de marés, de rebentação ou de salpicos.	Partes de estruturas marítimas.
Ataque pelo gelo/degelo com ou sem produtos descongelantes		
Classe	Ambiente	Exemplos
XF1	Moderadamente saturado de água, sem produtos descongelantes.	Superfícies verticais de betão expostas à chuva e ao gelo.
XF2	Moderadamente saturado de água, com produtos descongelantes.	Superfícies verticais de betão de estruturas rodoviárias expostas ao gelo e a produtos descongelantes transportados pelo ar.
XF3	Fortemente saturado, sem produtos descongelantes.	Superfícies horizontais de betão expostas à chuva e ao gelo.
XF4	Fortemente saturado, com produtos descongelantes.	Estradas e tabuleiros de pontes expostos a produtos descongelantes; Superfícies de betão expostas ao gelo e a salpicos de água contendo produtos descongelantes; Zona das estruturas marítimas expostas à rebentação e ao gelo.
Ataque químico		
Classe	Ambiente	Exemplos
XA1	Ligeiramente agressivo.	Água do mar. Solos naturais e águas subterrâneas contendo agentes químicos agressivos para o betão e para os elementos metálicos embebidos.
XA2	Moderadamente agressivo.	
XA3	Fortemente agressivo.	

Tabela 4.14: Limites para as características do concreto (LNEC E464, 2007).

Tipo de cimento ⁽¹⁾	Classe de exposição	Recobrimento nominal mínimo	Dosagem de cimento mínima	Relação a/c máxima	Classe de resistência mínima
-	X0	-	-	-	C12
CEM I; CEM II/A ⁽²⁾	XC1	25 mm	240 kg/m ³	0,65	C25
	XC2	35 mm			
	XC3	35 mm	280 kg/m ³	0,60	C30
	XC4	40 mm			
	XS1 / XD1 ⁽⁴⁾	45 mm	360 kg/m ³	0,45	C40
	XS2 / XD2 ⁽⁴⁾	50 mm			
	XS3 / XD3 ⁽⁴⁾	55 mm	380 kg/m ³	0,40	C50
	XF1	-			
	XF2 ⁽⁵⁾	-	280 kg/m ³	0,60	C30
	XA1 ⁽⁴⁾	-	340 kg/m ³	0,55	C35
	XA2 ⁽⁴⁾	-	360 kg/m ³	0,50	C35
	XA3 ⁽⁴⁾	-	360 kg/m ³	0,45	C40
CEM II/B ⁽²⁾ ; CEM III/A ⁽³⁾ ; CEM IV ⁽³⁾ ; CEM V/A ⁽³⁾	XC1	25 mm	260 kg/m ³	0,65	C25
	XC2	35 mm			
	XC3	35 mm	300 kg/m ³	0,55	C30
	XC4	40 mm			
	XF1	-	300 kg/m ³	0,55	C30
XF2 ⁽⁵⁾	-	0,50			
CEM IV/A; CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B ⁽⁴⁾ ; CEM II/A-D	XS1 / XD1	45 mm	320 kg/m ³	0,55	C30
	XS2 / XD2	50 mm			
	XS3 / XD3	55 mm	340 kg/m ³	0,45	C35
	XA1	-			
	XA2	-	320 kg/m ³	0,55	C30
	XA3	-			
			340 kg/m ³	0,50	C35
			360 kg/m ³	0,45	

(1) De acordo com a especificação E 464, em vez dos cimentos indicados, podem ser utilizadas misturas, obtidas pela junção de um cimento do tipo CEM I ou CEM II/A com adições, cuja composição resultante seja equivalente à de um dos cimentos indicados.

(2) Não aplicável aos cimentos II/A-T e II/A-W e aos cimentos II/B-T e II/B-W, respectivamente.

(3) Não aplicável aos cimentos com percentagem inferior a 50% de clínquer Portland, em massa.

(4) Não aplicável aos cimentos II-T, II-W, II/B-L e II/B-LL.

(5) Teor mínimo de ar de 4%.

Na Tabela 4.15 apresentam-se as classes de teor de cloretos do concreto que deverão ser respeitadas com base na utilização desse concreto e na classe de exposição ambiental ao qual será submetido.

Tabela 4.15: Classes de teor de cloretos do betão (NP EN 206-1, 2007).

Utilização do betão	Classe de exposição ambiental	
	XC, XF, XA	XS, XD
Betão sem armaduras de aço ou outros metais embebidos, com exceção de dispositivos de elevação resistentes à corrosão.	CI 1,0	CI 1,0
Betão com armaduras de aço ou outros metais embebidos.	CI 0,40 ⁽¹⁾	CI 0,20 ⁽¹⁾
Betão com armaduras pré-esforçadas.	CI 0,20 ⁽¹⁾	CI 0,10 ⁽¹⁾

⁽¹⁾ Estas classes podem deixar de se aplicar se foram tomadas medidas especiais de proteção contra a corrosão, como proteção do betão, ou recobrimentos, devidamente justificados, ou utilização de aço inox.

A durabilidade das estruturas de betão pode, em alternativa, ser assegurada recorrendo à especificação LNEC E465 (2007) que é também um documento de aplicação nacional da NP EN 206-1 (2007). Esta especificação preconiza uma metodologia para determinação das propriedades de desempenho do betão

que permitam satisfazer a vida útil pretendida de estruturas de betão armado e pré-esforçado sob as acções ambientais que provocam a corrosão das armaduras (classes de exposição XC ou XS).

4.2.5.3 – Exigências da norma americana para concretos estruturais

O ACI 318-11 (2011), apresenta recomendações quanto aos materiais, projetos e construções de concreto estrutural usado nas edificações. O Capítulo 4 é dedicado às exigências de durabilidade. De forma similar ao ocorrido com as normas brasileiras e europeias, o regulamento americano foi atualizado em 1989 com objetivo de enfatizar a importância da consideração das exigências de durabilidade, antes priorizando apenas a resistência f_c' e o recobrimento das armaduras.

Em 2008, o formato do capítulo 4 foi amplamente revisado para introdução das classes e categorias de exposição ambiental, com exigências de durabilidade aplicáveis para o concreto em formato unificado. O ACI 318-11 (2011) não se aplica para concretos estruturais com resistência f_c' inferior a 17,6 MPa.

O projetista estrutural especificará as classes de exposição baseado na severidade esperada para exposição do concreto para cada categoria estabelecida, conforme a Tabela 4.16.

Tabela 4.16: Classes e categorias de exposição (Tabela 4.2.1) (ACI 318-11, 2011).

Categoria	Severidade	Classe	Condição	
F Congelamento e descongelamento	Não aplicável	F0	Concreto não exposto a ciclos de congelamento e descongelamento.	
	Moderada	F1	Concreto exposto a ciclos de congelamento e descongelamento e exposição ocasional à umidade.	
	Severa	F2	Concreto exposto a ciclos de congelamento e descongelamento e em contato contínuo com umidade.	
	Muito severa	F3	Concreto exposto a ciclos de congelamento e descongelamento e em contato contínuo com umidade e exposto a descongelantes químicos.	
S Sulfato	Não aplicável Moderada Severa Muito severa	S0	Solução de sulfato (SO_4) em solo, percentual em massa ⁽¹⁾ . $SO_4 < 0.10$	Sulfato dissolvido em água (SO_4), ppm ⁽²⁾ . $SO_4 < 150$
		S1	$0.10 \leq SO_4 < 0.20$	$150 \leq SO_4 < 1500$
		S2	$0.20 \leq SO_4 \leq 2.00$	Água do mar $1500 \leq SO_4 \leq 10,000$
		S3	$SO_4 > 2.00$	$SO_4 > 10,000$
P Exigências de baixa impermeabilidade	Não aplicável Exigida	P0	Em contato com água onde baixa impermeabilidade não é exigida.	
		P1	Em contato com água onde baixa impermeabilidade é exigida.	
C Proteção contra a corrosão das armaduras	Não aplicável Moderada Severa	C0	Concreto seco ou protegido de umidade.	
		C1	Concreto exposto à umidade, mas não a fonte externa de cloretos.	
		C2	Concreto exposto à umidade e a fonte externa de cloretos de descongelantes químicos, sal, água salgada, água do mar, ou respingos desses produtos.	

⁽¹⁾ Percentual de sulfato em massa em solo será determinado pela ASTM C1580.

⁽²⁾ Concentração de sulfatos dissolvidos em água em ppm será determinada pela ASTM D516 ou ASTM D4130.

A Tabela 4.17, correspondente à Tabela 4.3.1 do ACI 318-11 (2011), indica as exigências para o concreto a partir da classe de exposição identificada. Quando um elemento estrutural de concreto é identificado em mais de uma classe de exposição, a mais restritiva exigência deverá ser aplicada.

Tabela 4.17: Exigências para o concreto por classes de exposição (Tabela 4.3.1) (ACI 318-11, 2011).

Classe de exposição	Máx. $w/cm^{(1)}$	Min. f'_c , psi (MPa)	Exigências mínimas adicionais.			
			Ar incorporado			Limite aplicado aos materiais cimentícios
F0	N/A	2500 (17.6)	N/A			N/A
F1	0.45	4500 (31.6)	Tabela 2.14 = Tabela 4.4.1 (ACI)			N/A
F2	0.45	4500 (31.6)	Tabela 2.14 = Tabela 4.4.1 (ACI)			N/A
F3	0.45	4500 (31.6)	Tabela 2.14 = Tabela 4.4.1 (ACI)			Tabela 4.4.2
			Materiais cimentícios ⁽²⁾ - tipos			Adição cloreto de cálcio
			ASTM C150	ASTM C595	ASTM C1157	
S0	N/A	2500 (17.6)	Sem restrição	Sem restrição	Sem restrição	Sem restrição
S1	0.50	4000 (28,1)	II ⁽³⁾	IP (MS), IS (< 70) (MS)	MS	Sem restrição
S2	0.45	4500 (31.6)	V ⁽⁴⁾	IP (HS), IS (< 70) (HS)	HS	Sem permissão
S3	0.45	4500 (31.6)	V + pozolana ou escória ⁽⁵⁾	IP (HS) + pozolana ou escória ou IS (< 70) (HS) + pozolana ou escória ⁽⁵⁾	HS + pozolana ou escória ⁽⁵⁾	Sem permissão
P0	N/A	2500 (17.6)	Nenhum			
P1	0.50	4000 (28,1)	Nenhum			
			Máximo íons cloreto (CL) no concreto em relação ao peso do cimento ⁽⁶⁾			Recomendações relacionadas
			Concreto armado	Concreto protendido		
C0	N/A	2500 (17.6)	1.00	0.06		Nenhuma
C1	N/A	2500 (17.6)	0.30	0.06		
C2	0.40	5000 (35.2)	0.15	0.06		7.7.6, 18.16 ⁽⁷⁾

⁽¹⁾ Para concreto leve, ver 4.1.2.

⁽²⁾ Combinações alternativas de materiais cimentícios aos listados na Tabela 4.3.1 serão permitidos quando testados para resistência a sulfatos e encontrados os critérios em 4.5.1.

⁽³⁾ Para exposição à água do mar, outros tipos de cimento portland com tri aluminato de cálcio (C₃A) contendo mais de 10 por cento são permitidos quando o w/cm não excede 0.40.

⁽⁴⁾ Outros tipos disponíveis de cimento como Tipo III ou Tipo I são permitidos em Classes de Exposição S1 ou S2 se os conteúdos de C₃A são inferiores a 8 ou 5 por cento, respectivamente.

⁽⁵⁾ A soma da adição específica de pozolana ou escória para ser usada não será menor que a soma que tenha sido determinada pelo relatório para melhorar a resistência ao sulfato quando utilizado concreto contendo cimento Tipo V. Alternativamente, a soma da adição específica de pozolana ou escória para ser usada não será menor que a soma obtida de acordo com ASTM C1012 e encontrados os critérios em 4.5.1.

⁽⁶⁾ Solução contendo íons cloretos provenientes dos constituintes incluindo água, agregados, materiais cimentícios, e adições, serão determinados na composição do concreto conforme ASTM C1218 para a idade entre 28 e 42 dias.

⁽⁷⁾ Exigências de 7.7.6 serão satisfeitas. Ver 18.16 para cabos não protegidos.

4.2.6 – Estudo comparativo das recomendações das principais normas com vistas à durabilidade

4.2.6.1 - Introdução

Com base na revisão bibliográfica desenvolvida, verifica-se que há fortes indicativos de que o concreto auto-adensável apresenta similar ou mesmo melhores condições de durabilidade quando comparado com

o concreto convencional vibrado equivalente. Isso se verifica também nas regiões de clima quente e em ambientes potencialmente mais agressivos, a exemplo de regiões com predominância de atmosfera costeira, como esta onde a pesquisa se desenvolveu.

Na Seção 4.2.5 anterior, durabilidade a partir das recomendações das normas, verificou-se que, tanto para as normas brasileiras, quanto para as normas europeias e americanas, por exemplo, as recomendações e exigências são aplicáveis ao concreto convencional vibrado, com vistas ao atendimento da durabilidade desejada. Dessa forma, com o CAA apresentando desempenho equivalente ou superior ao CC nos ensaios de durabilidade aplicados, espera-se que as atuais exigências normativas possam ser aplicadas ao CAA sem comprometimento da vida útil dos empreendimentos com estrutura de concreto.

Busca-se então na presente Seção 4.2.6 deste Capítulo 4, desenvolver estudo comparativo entre as normas brasileiras, europeias e americanas, das exigências aplicáveis ao projeto de estruturas e especificação do concreto reforçado, para quatro exemplos de situações de obra de concreto armado, em função do grau de agressividade do ambiente, para atendimento às Normas NBR 6118 (2014), EN 206-1 (2007) e ACI 318-11 (2011).

4.2.6.2 - Procedimento

A metodologia adotada partiu de estabelecimento de quatro exemplos de situações de obras enquadradas nas classes I, II, III e IV de agressividade ambiental, conforme a NBR 6118 (2014), fazendo-se comparativo de exigências, nas mesmas condições, com as normas EN 206-1 (2007) e ACI 318-11 (2011).

Exemplo 1 (E1): Caso de obra situada em ambiente classificado, pela NBR 6118 (2014), como Classe I de agressividade ambiental, agressividade fraca, com insignificante risco de deterioração da estrutura, para construções em meio rural ou submersa.

Pela NP EN 206-1 (2007), a classe de possível equivalência é a XC1, ambiente seco ou permanentemente úmido, aplicada no concreto em interior de edifícios com baixa umidade do ar, e para concreto permanentemente submerso em água, tratando-se de corrosão induzida por carbonatação. Quando tratar-se de corrosão induzida por cloreto não proveniente da água do mar, a classe de possível equivalência só deverá ser aplicável para as classes III e IV da NBR 6118 (2007).

Pelo ACI 318-11 (2011), a classe de possível equivalência é a S0, aplicável quando a corrosão for induzida por sulfatos e exigências de severidade não sejam aplicáveis. Quando tratar-se de corrosão induzida por cloreto, a classe de possível equivalência é a C0, aplicável para concreto seco ou protegido de umidade, onde exigências de severidade não sejam aplicáveis.

Concreto auto-adensável: alternativa ao concreto convencional em climas quentes

Exemplo 2 (E2): Caso de obra situada em ambiente classificado, pela NBR 6118 (2014), como Classe II de agressividade ambiental, agressividade moderada, com pequeno risco de deterioração da estrutura, para construções em área urbana.

Pela NP EN 206-1 (2007), a classe de possível equivalência é a XC3, ambiente moderadamente úmido, aplicada no concreto em interior de edifícios com moderada ou elevada umidade do ar, e para concreto no exterior protegido da chuva, tratando-se de corrosão induzida por carbonatação. Quando tratar-se de corrosão induzida por cloreto não proveniente da água do mar, a classe de possível equivalência só deverá ser aplicável para as classes III e IV da NBR 6118 (2014).

Pelo ACI 318-11 (2011), as classes S1 e C1 são passíveis de aplicação. A classe S1 indica situação de exposição moderada a sulfatos; a classe C1 indica situação de exposição moderada a agentes externos de umidade, mas não a fonte externa de cloretos.

Exemplo 3 (E3): Caso de obra situada em ambiente classificado, pela NBR 6118 (2014), como Classe III de agressividade ambiental, agressividade forte, com grande risco de deterioração da estrutura, para construções em área marinha ou industrial sem ser quimicamente agressivo.

Pela NP EN 206-1 (2007), a classe de possível equivalência é a XS1, ambiente com ar transportando sais marinhos, mas sem contato direto com a água do mar, aplicado para estruturas na zona costeira ou na sua proximidade.

Pelo ACI 318-11 (2011), a classe S2 é possível de aplicação, indica situação de exposição severa a sulfatos; a classe C2 indica situação de exposição severa a agentes externos de umidade e cloretos, sendo passível de aplicação.

Exemplo 4 (E4): Caso de obra situada em ambiente classificado, pela NBR 6118 (2014), como Classe IV de agressividade ambiental, agressividade muito forte, com elevado risco de deterioração da estrutura, para construções em área de respingos de maré ou industrial quimicamente agressivo.

Pela NP EN 206-1 (2007), a classe de possível equivalência é a XA3, ambiente fortemente agressivo, aplicado para estruturas em água do mar, solos naturais e águas subterrâneas contendo agentes químicos agressivos para o concreto e para as armaduras.

Pelo ACI 318-11 (2011), a classe S3 é possível de aplicação, indica situação de exposição muito severa a sulfatos; a classe C2 indica situação de exposição severa a agentes externos de umidade e cloretos, sendo passível de aplicação.

4.2.6.3 - Resultados

Na Tabela 4.18 a seguir, apresenta-se quadro comparativo das recomendações da NBR 6118 (2014), NP EN 206-1 (2007) e ACI 318-11 (2011), contendo: a relação a/c; classe do concreto segundo a NBR 8953 (2011); cobertura nominal (mm); dosagem de cimento mínima, para a NP EN 206-1 (2007). Para o ACI 318-11 (2011), estão apresentadas a categoria e classe, bem como a relação água/cimento e a resistência mínima a ser considerada.

Tabela 4.18: Quadro comparativo entre: NBR 6118 (2014), NP EN 206-1 (2007) e ACI 318-11 (2011) ⁽¹⁾

Item	Exemplo 1 (E1)			Exemplo 2 (E2)			Exemplo 3 (E3)			Exemplo 4 (E4)		
	NBR 6118	NP EN 206	ACI 318	NBR 6118	NP EN 206	ACI 318	NBR 6118	NP EN 206	ACI 318	NBR 6118	NP EN 206	ACI 318
Classe	I	XC1	S0	II	XC3	S1	III	XS1	C2	IV	XA3	C2
Relação a/c	0,65	0,65	-	0,60	0,60	0,50	0,55	0,45	0,40	0,45	0,45	0,40
Classe de Resistência	C20	C12	C18	C25	C30	C28	C30	C40	C35	C40	C40	C35
Cobertura (mm) ⁽²⁾	25	25	20	30	35	38	40	45	45	50	55	51
Dosagem mínima cimento (kg/m ³) ⁽³⁾	-	260 ⁽⁴⁾	-	-	280	-	-	360	-	-	380	-

⁽¹⁾ Para o ACI 318-11, são indicadas a categoria, classe, relação água/cimento e classe de resistência.

⁽²⁾ Para a NBR 6118, o cobertura indicado aplica-se para vigas e pilares. No caso de lajes, reduz-se 5 mm.

⁽³⁾ A NBR 6118 e o ACI 318-11 não indicam dosagem mínima de cimento.

⁽⁴⁾ Para os cimentos CEM I e CEM II/A (NP EN 197-1, 2012), dosagem mínima de cimento igual a 240 kg/m³.

A Figura 4.18 apresenta através de gráfico a relação água/cimento (a/c) máxima permitida, em função da classe de agressividade ambiental, para cada uma das normas, conforme a Tabela 4.18. Cumpre ressaltar que o ACI 318-11 (2011) não indica relação máxima água/cimento exigida para a classe S0 de agressividade ambiental.

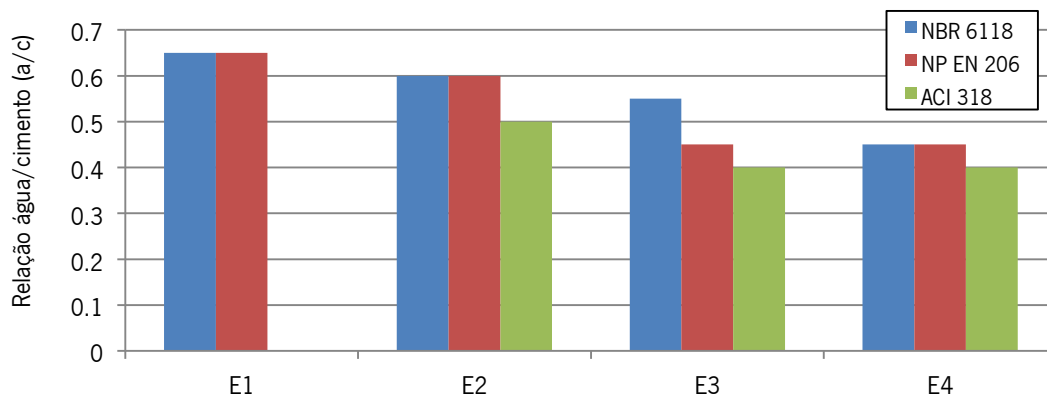


Figura 4.18: Representação gráfica do comparativo da relação água/cimento

A Figura 4.19 apresenta o gráfico do comparativo da relação água/cimento (a/c) exigida, agora com a média dos valores para cada uma das normas, com objetivo apenas de ilustrar e ressaltar a diminuição do valor de (a/c) à proporção que o ambiente se torna mais agressivo ao concreto.

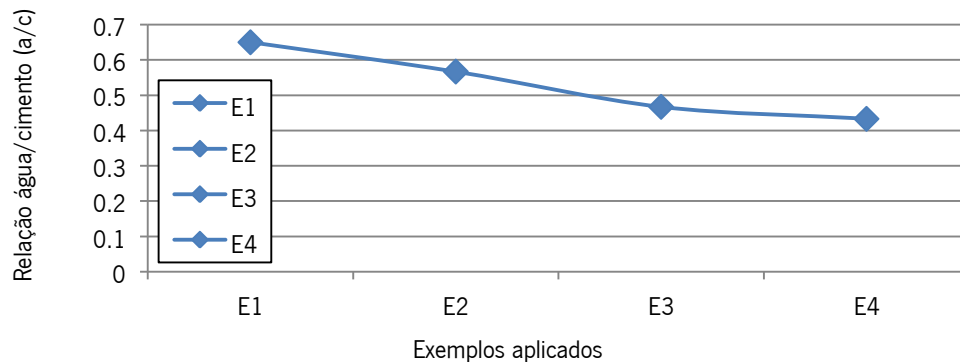


Figura 4.19: Representação gráfica do comparativo da relação (a/c) com valores médios.

A Figura 4.20 apresenta através de gráfico a classe de resistência, em função da classe de agressividade ambiental, para cada uma das normas, conforme a Tabela 4.18, considerando-se a resistência à compressão do concreto em MPa.

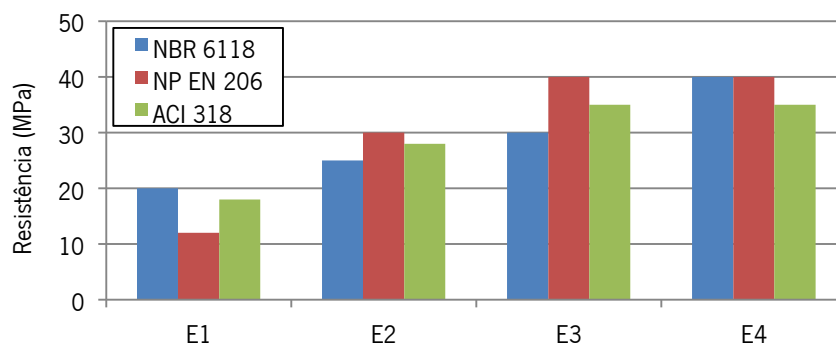


Figura 4.20: Representação gráfica do comparativo da resistência à compressão em MPa.

A Figura 4.21 apresenta o gráfico do comparativo da resistência à compressão exigida, agora com a média dos valores para cada uma das normas, com objetivo apenas de ilustrar e ressaltar o aumento do valor da resistência exigida à proporção que o ambiente se torna mais agressivo ao concreto.

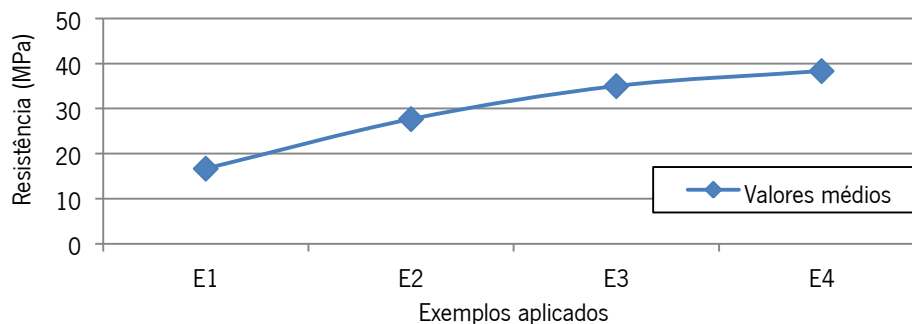


Figura 4.21: Representação gráfica do comparativo da resistência com valores médios.

A Figura 4.22 apresenta através de gráfico a espessura do cobrimento das armaduras, em função da classe de agressividade ambiental, para cada uma das normas, conforme a Tabela 4.18.

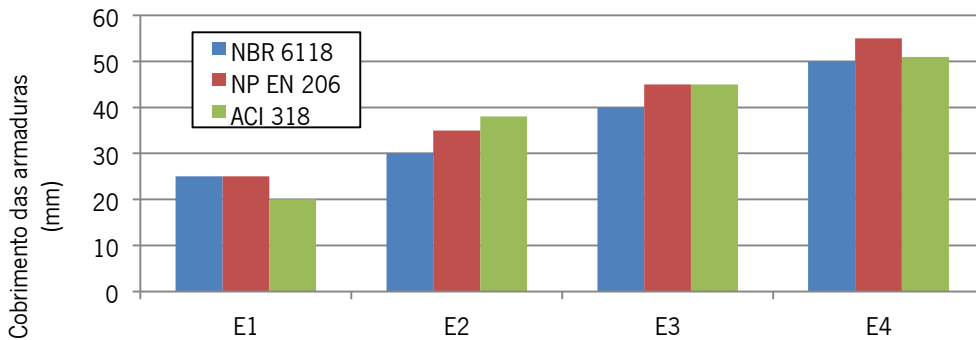


Figura 4.22: Representação gráfica do comparativo do cobrimento das armaduras.

A Figura 4.23 apresenta o gráfico do comparativo do cobrimento das armaduras exigido, agora com a média dos valores para cada uma das normas, com objetivo apenas de ilustrar e ressaltar o aumento do valor do cobrimento exigido à proporção que o ambiente se torna mais agressivo ao concreto.

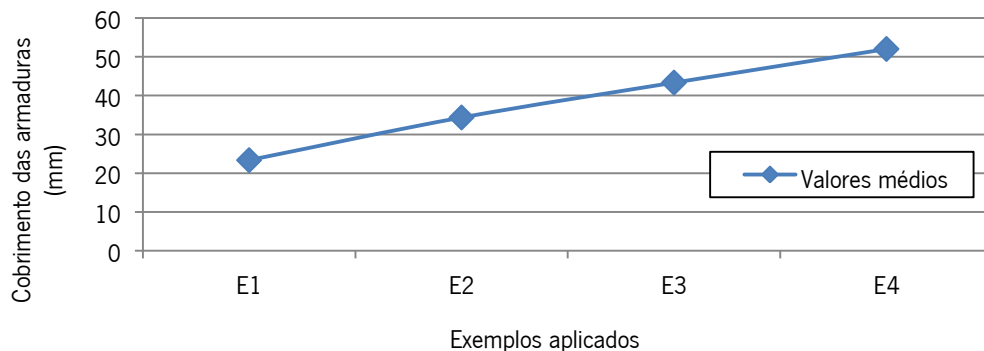


Figura 4.23: Representação gráfica comparativo cobrimento das armaduras - valores médios.

4.2.6.4 – Comentários e conclusões

Verifica-se coerência entre as exigências indicadas, a partir da classe estabelecida por cada norma, em função da agressividade ambiental onde a obra será construída, o que, em princípio, seria esperado.

Observando-se as exigências para a relação água/cimento, classe de resistência e cobrimento das armaduras, itens comuns às três Normas, NBR 6118 (2014), EN 206-1 (2007) e ACI 318-11 (2011), o que demonstra a importância dessas três variáveis, verifica-se que: para a relação água/cimento, salvo para o 1º exemplo, o ACI 318-11 (2011) é a norma mais rigorosa com relação a/c máxima de 0,40; em relação à classe de resistência, verifica-se que para o 1º exemplo a NBR 6118 (2014) é a norma mais rigorosa, já para o 2º e 3º exemplos, é a NP EN 206-1 (2007) a norma mais rigorosa e a NBR 6118 (2014) a menos rigorosa, enquanto que para o 4º exemplo, as exigências são iguais para a NBR 6118

Concreto auto-adensável: alternativa ao concreto convencional em climas quentes

(2014) e NP EN 206-1 (2007), sendo o ACI 318-11 (2011) a norma menos rigorosa; em relação ao cobrimento das armaduras, verifica-se equilíbrio nas exigências das normas com pequena diferença entre os valores.

Ressalte-se que a NP EN 206-1 (2007) e o ACI 318-11 (2011) levam em consideração o tipo de cimento como variável para estabelecimento de algumas das exigências, o que não ocorre com a NBR 6118 (2014).

Além das recomendações para atendimento aos cuidados e especificações de projeto que assegurem a durabilidade, há de se levar em consideração a exigência do cumprimento das recomendações de execução e manutenção ao longo da vida útil, da obra.

5 – COMPOSIÇÕES APLICADAS NA PESQUISA EM LABORATÓRIO

5.1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O presente capítulo objetiva justificar e apresentar o método escolhido para estabelecimento das composições do concreto auto-adensável (CAA) e do concreto convencional vibrado (CC), aplicados nos ensaios dessa pesquisa.

Assim, o capítulo se desenvolveu com a descrição do método da composição adotado; a seleção dos constituintes do CAA e CC; as composições adotadas para o CAA e o CC com estabelecimento de composição das pastas para estudo comparativo de desempenho dos concretos frescos nos aspectos de trabalhabilidade; realização com apresentação dos resultados dos ensaios de caracterização do CAA e do CC.

5.2 – DESCRIÇÃO DO MÉTODO DA COMPOSIÇÃO PARA A PESQUISA

Descreve-se, desde já, o método de composição específico para aplicação em concretos produzidos com cimento Portland, com ou sem adição mineral, utilizado nesta pesquisa. O método apresenta adequabilidade para obtenção das características requeridas em conjunto com as características dos materiais empregados, provenientes de localidades próximas ou da própria Região Metropolitana do Recife - RMR.

Para nosso caso, houve a necessidade da aplicação de metodologia que atenda a obtenção de concretos plásticos. O método de dosagem de concreto INT/Lobo Carneiro foi aplicado nesse estudo. Trata-se de um método que se referênciava, principalmente, pela busca constante de uma proporção ótima a partir das composições granulométricas dos agregados em questão.

Segundo Boggio (2007), o método desenvolvido levou à obtenção de curvas granulométricas adimensionais para diferentes tamanhos de agregados. A primeira publicação se deu em 1937 com o título *Dosagem de Concretos Plásticos* (Lobo Carneiro, 1937). A partir dos resultados obtidos com sua aplicação, o método foi aperfeiçoado e nova publicação ocorreu em 1943, com o título *Dosagem dos Concretos* (Lobo Carneiro, 1943). A nova versão abordava também a questão da dosagem de concretos de consistência seca, associando tratamento teórico da dosagem com orientações práticas, o que permitiu ao método tornar-se importante instrumento para o proporcionamento dos concretos.

As atividades, variáveis e informações de entrada do método podem ser assim resumidas: a resistência de dosagem exigida a uma determinada idade e exigências de durabilidade conduzem ao tipo de cimento; curvas de Abrams e fator água/cimento em função das exigências de trabalhabilidade conduzem à relação água/cimento; processo de adensamento e dimensão máxima característica do agregado conduzem à relação água/materiais secos, que associado à relação água/cimento, conduzem à relação agregado/cimento; em seguida determina-se a percentagem de cimento na composição do concreto e, na sequência, a determinação das proporções dos agregados constituintes da mistura, através das curvas granulométricas ótimas propostas por Lobo Carneiro, 1947.

A garantia das características esperadas exige uma execução apropriada de todas as operações de concretagem. Para que a composição escolhida seja bem sucedida em sua implementação, exige-se experiência do responsável, combinada com o conhecimento da influência dos diversos fatores sobre as propriedades do concreto. A seguir apresenta-se maior detalhamento da sequência acima descrita verificando-se o seguimento das etapas cumpridas durante a elaboração da composição.

1ª Fase: Definição da relação água/materiais cimentícios.

Para a definição da relação água/materiais cimentícios, são necessárias avaliações conjuntas observando vários aspectos e considerações. Exigências que visam durabilidade adequada em função das condições de exposição e resistência mecânica em função de especificações de projeto, características executivas e controle de qualidade que contribuam para essa definição. Concomitantemente a esses itens, o tipo de cimento empregado no proporcionamento reforça a tomada de decisão sobre a relação a ser adotada. A escolha da relação deve ser o menor dos valores obtidos a partir das considerações impostas.

2ª Fase: Dimensão máxima característica do agregado.

Os critérios adotados para a fixação da dimensão máxima característica do agregado procurou considerar características reológicas requeridas, disponibilidade econômica dos agregados, particularidades geométricas do elemento estrutural, espaçamento e cobrimento de armaduras. Para a composição sugerida no CAA, devido à alta fluidez, foi necessária a adoção de uma faixa granulométrica com características especiais que visam à minimização da perspectiva de segregação. Para isso foi adotado uma mescla de agregado graúdo com dimensões máximas de 12.5 e 19.1mm. Durante a elaboração das proporções do CC, não houve a necessidade da adoção do critério sugerido no CAA. A baixa fluidez desse tipo de concreto contribui para tal consideração. Dessa forma houve apenas a inclusão de agregado graúdo com dimensão máxima de 19.1mm.

3ª Fase: Determinação da relação água/materiais secos.

A partir da definição do processo de lançamento, adensamento em combinação com exigências construtivas e características geométricas da peça de concreto armado, define-se a consistência necessária para tais especificações. A relação água / materiais secos está intimamente ligada à fluidez da massa de concreto já que representa a relação do teor de água pela totalidade dos demais insumos. O processo de lançamento mais utilizado, na nossa região, se dá por intermédio de bombas-lança ou bombas estacionárias. A aplicação desse processo executivo influi na definição da relação água / materiais cimentícios a ser adotada. O fato de buscar-se, por meio comparativo, verificar características peculiares ao CAA e o CC, levou a adotar a mesma relação para as duas situações. Essa consideração visou à minimização de prováveis divergências de consumo de materiais cimentícios entre as duas composições.

4ª Fase: Definição das proporções dos agregados na mistura.

Através da obtenção de curvas granulométricas dos agregados constituintes define-se curvas otimizadas através de método de tentativas, método dos mínimos quadrados ou outros criados para tal fim. A curva ótima é função, principalmente, da característica reológica requerida (ver Seção 2.4.1). A busca por maior fluidez no CAA gera uma demanda pela inclusão de uma maior quantidade de finos. Dessa forma, naturalmente há a necessidade de aumento na proporção de agregado miúdo. Para o CC, caso a consideração fosse de lançamento convencional, haveria a inclusão de percentual menor do que no nosso caso considerado de lançamento por meio de bombas. Para ambos os casos a alta fluidez do CAA implica em maior aptidão por finos. Essa propensão alude cuidados especiais com as proporções adotadas na elaboração da dosagem do CAA.

5ª Fase: Determinação da composição básica inicial.

Após definição dos parâmetros verificados nos itens anteriores, desenvolvem-se por intermédio de artifícios matemáticos, as proporções que representam a composição inicial básica. Haverá ainda algumas lacunas que serão preenchidas apenas após testes preliminares.

6ª Fase: Ajustes para definição da composição definitiva.

Os testes preliminares visaram, sobretudo, a verificação por intermédio de ensaios, ao atendimento às características requeridas. Como qualquer outro processo de determinação da composição, devem-se fazer misturas experimentais. A composição concebida de forma teórica é, efetivamente, a que vai ser utilizada para a primeira mistura experimental. A partir desse ponto a mistura experimental sofrerá processos de ajustes até que as características necessárias sejam atendidas.

Em essência, o método procura obter uma mistura de concreto com a máxima compactidade possível. Essa dinâmica tem a finalidade de diminuir o volume de vazios presentes na mistura. A sequência de passos leva em conta as características dos materiais que serão empregados e os parâmetros pré-definidos em função de requisitos necessários, conforme apresentado na Figura 5.1 através do fluxograma simplificado do método de dosagem do INT/Lobo Carneiro (Boggio, 2007).

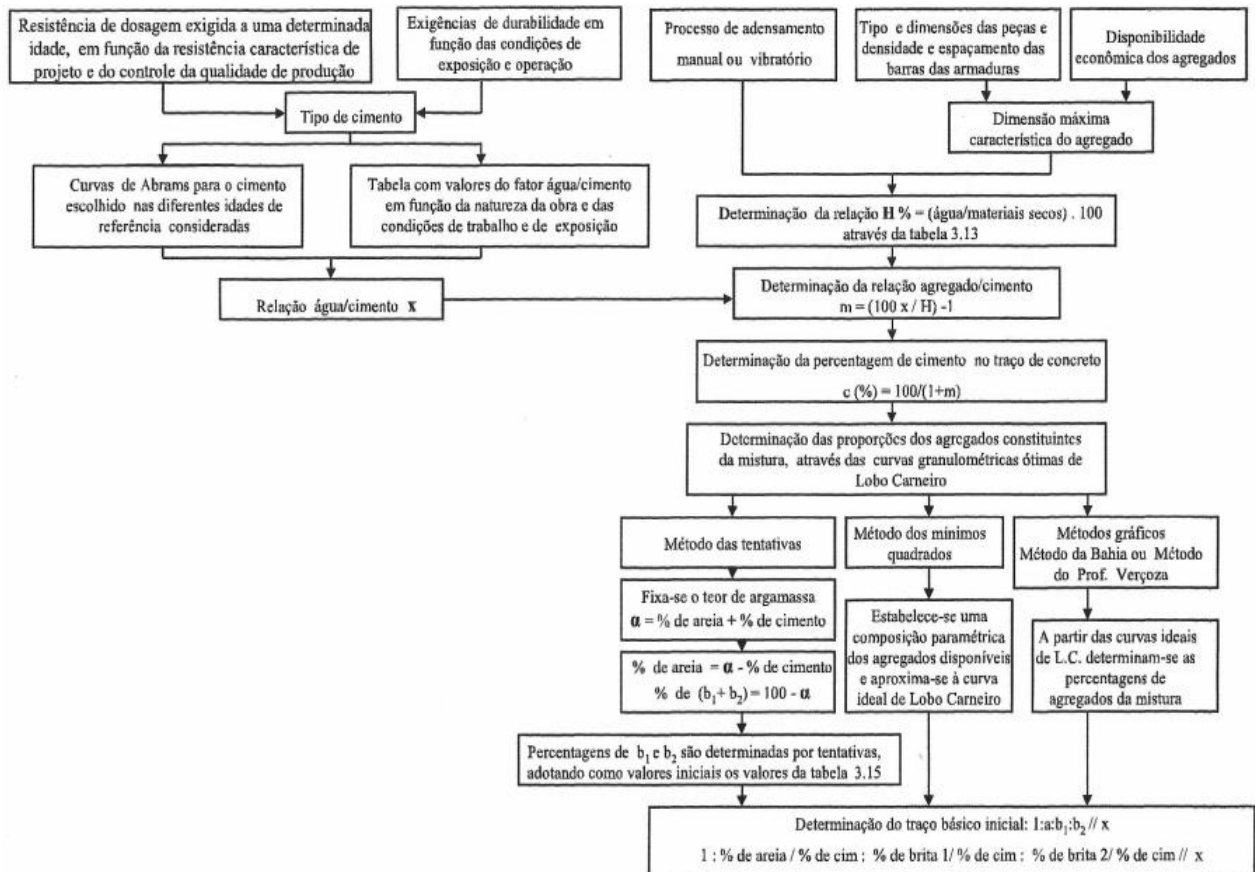


Figura 5.1: Fluxograma simplificado do método de dosagem do INT/Lobo Carneiro (Boggio, 2007).

5.3 – SELEÇÃO DOS CONSTITUINTES DO CAA E DO CC

5.3.1 – Escolha dos cimentos

Para desenvolvimento da pesquisa, o principal tipo de cimento aplicado foi o cimento Portland. O cimento Portland CP V-ARI foi o escolhido para a pesquisa. Esse é um Cimento Portland de Alta Resistência Inicial, especificado pela norma NBR 5733 (1991), e tem como principal característica o desenvolvimento de elevadas resistências iniciais para o concreto.

Esse cimento tem uma grande aceitação na produção de peças pré-moldadas no canteiro de obras, bem como nas indústrias de pré-fabricados. Essa maior aceitação é devido à característica de resistências mais elevadas a baixas idades, que o torna factível para a produção dessas peças. Nos últimos anos, com mais

frequência, estão sendo utilizados concretos de maior fluidez. Essa mudança de cultura pode ser creditada a alguns fatores, tais como a disseminação do emprego de aditivos superplastificante e a esbeltez das peças de concreto, que aliado às bainhas de protensão dificulta o adensamento. A caracterização do cimento está apresentada na Tabela 5.1, onde se apresentam valores médios, respectivo desvio padrão e correspondente exigência da ABNT. Os resultados apresentados foram fornecidos pelo fabricante.

Tabela 5.1 - Ensaio químicos e físicos do cimento CP V-ARI.

Ensaio		Média	Desvio	ABNT
Composição Química	Perda ao Fogo (%)	3,93	0,40	≤ 4,5
	Resíduo Insolúvel (%)	1,17	0,14	≤ 1,0
	SO ₃ (%)	3,30	0,14	3,5-4,0
	CaO Livre (%)	2,23	0,44	-
Resistência a Compressão	01 dia (MPa)	19,17	1,23	≥ 11,0
	03 dias (MPa)	29,53	0,56	≥ 24,0
	07 dias (MPa)	35,98	1,11	≥ 34,0
Finura	Massa Específica (g/cm ³)	3,10	0,01	-
	Blaine (cm ² /g)	4215	128,10	≥ 3000
	Retidos # 325 (%)	1,83	0,16	-
	Retidos # 200 (%)	0,09	0,02	≤ 8,0
Expansibilidade	Quente (mm)	0,39	0,22	≤ 5,0
Pega	Início (min)	148	10,90	≥ 60,0
	Fim (min)	201	10,38	-
Consistência	Normal (%)	29,75	0,25	-

A norma portuguesa e europeia NP EN 197-1 (2001), no seu Capítulo 6 – *Composição e notação*, apresenta o Quadro 1 – *Os 27 produtos da família de cimentos correntes*, onde verifica-se que, o cimento equivalente em Portugal / Europa ao CP V-ARI, é o cimento CEM I 42,5, cimento Portland contendo 95 a 100% de clínquer e 0 a 5% de constituintes adicionais minoritários (ver Tabela 2.11, Seção 2.4.2.1 da NP EN 197-1 (2001)).

Além do cimento Portland CP V-ARI, utilizou-se na pesquisa mais dois tipos de cimento, aplicados no estudo de caso, a Obra da Arena Pernambuco (ver Capítulo 8): o tipo Portland composto com filer calcário CP II F 32 e o tipo pozolânico (metacaulim) CP IV 32 RS. O CP II F 32 é equivalente em Portugal / Europa ao cimento CEM II/A-L 32,5 e o CP IV 32 RS é equivalente ao cimento CEM IV/A 32,5, conforme NP EN 197-1 (2001). (ver Seção 2.4.2.1).

5.3.2 – Escolha das adições

A adição mineral escolhida, metacaulim, é produzida em Suape, complexo portuário-industrial localizado na Região Metropolitana de Recife – RMR, sendo uma pozolana de alta reatividade. Produzida na região, se torna mais competitiva em termos de custo, sendo regionalmente bastante empregada para concretos expostos em ambiente marinho e para CAA. As pozolanas de alta reatividade, por terem superfície

específica elevada são importantes nos concretos auto-adensáveis, devido à capacidade desses materiais de fornecer estabilidade à mistura fresca, reduzindo a segregação da mistura, que é uma tendência nesse tipo de concreto. A Tabela 5.2 a seguir apresenta as propriedades e ensaios físico-químicos da adição metacaulim. Os resultados apresentados foram fornecidos pelo fabricante.

Tabela 5.2 - Ensaios físico-químicos da adição Metacaulim.

Propriedades Físico-Químicas	Média	Valores limites NBR 15894-2 (2010)
SiO ₂	57%	44% a 65%
Al ₂ O ₃	34%	32% a 46%
CaO + MgO	<0,1%	<1,5%
SO ₃	<0,1%	<1%
Na ₂ O	<0,1%	<0,5%
Eq. Alcalino Na ₂ O	<1,5%	<1,5%
Fe ₂ O ₃	2%	-
TiO ₂	1,5%	-
Umidade	0,5%	<2%
Perda ao Fogo	3%	<4%
Resíduo #325	6%	<10%
Desempenho com cimento (7 dias)	115%	>105%
Atividade Pozolânica Chapelle	880 mg Ca(OH) ₂ /g	>750 mg Ca(OH) ₂ /g
Área específica BET	230.000 cm ² /g	150.000 cm ² /g
Massa Específica	2,56 kg/dm ³	-

É importante referir à questão de ocorrências de patologias, reação álcali-agregado, em obras na região metropolitana do Recife. Dessa forma, as composições de concreto da região passaram a utilizar, de forma mais sistemática, adições pozolânicas do tipo metacaulim ou cimentos com adições de metacaulim em suas composições (ver Seção 4.2.4).

A adição metacaulim apresenta coloração creme claro e possui em sua composição química silicato de alumínio.

5.3.3 – Escolha dos aditivos

No estudo, estão sendo empregados dois tipos de aditivos: o plastificante Sikament 175, cuja composição química é baseada em lignosulfanatos de sódio e o superplastificante de 3ª geração Viscocrete 3535, à base de policarboxilatos, ambos produzidos e comercializados pela SIKA do Brasil. Na região nordeste, é comum associar o emprego de aditivo plastificante com aditivo superplastificante de 3ª geração à base de policarboxilatos para CAA. O aditivo plastificante apresenta efeito retardador. A não utilização do aditivo plastificante associado ao superplastificante, no CAA, permite resistências elevadas em menores idades, quando existe esse objetivo.

Em função da temperatura elevada, o concreto sai da usina com o aditivo plastificante e um abatimento que pode variar de 30 a 100 mm, dependendo da dosagem. Na obra, imediatamente antes do lançamento é adicionado o superplastificante para que o concreto adquira fluidez e possa ser lançado. Esse procedimento evita que o concreto perca o espalhamento durante o transporte e lançamento, deixando de ter as características de auto adensabilidade. Esse procedimento é necessário devido à possibilidade de perda dessas características em função da elevada temperatura do concreto lançado em clima quente. Em regiões mais frias esse procedimento pode vir a ser dispensado (ver Seções 2.4.2.3 e 3.4).

A Tabela 5.3 apresenta a seguir as características e resultados dos ensaios aplicados aos aditivos utilizados:

Tabela 5.3 – Características e resultados de ensaios aplicados aos aditivos.

Aditivo	Plastificante	Superplastificante
Especificação	Sikament PF 175	Viscocrete 3535 CB
Composição básica	Solução base lignosulfonato de sódio	Solução de policarboxilato em meio aquoso
pH potenciométrico	5,06	5,37
Massa específica relativa 25/25°C	1,1847 kg/litro	1,2010 kg/litro
Teor de líquidos	60,93%	57,72%
Teor de sólidos	39,07%	42,28%
Teor de cloretos	0,0366% Cl ⁻	0,03% Cl ⁻

5.3.4 – Escolha dos agregados

5.3.4.1 - Ensaios de granulometria e caracterização dos agregados miúdo e graúdo

Os agregados miúdos e graúdos empregados são os disponíveis no mercado. O agregado graúdo é britado, a partir de rocha granítica, sendo obtido da maior pedreira da Região Metropolitana de Recife (RMR). O agregado miúdo utilizado é um agregado de origem quartzosa, de bancada, extraída de uma jazida na divisa do estado de Pernambuco com a Paraíba. Esse agregado miúdo está sendo utilizado, atualmente, pela maioria das concreteiras instaladas na RMR.

Apresentam-se a seguir os resultados dos ensaios de granulometria e caracterização dos agregados miúdo e graúdo. A Tabela 5.4 apresenta os resultados dos ensaios de granulometria do agregado miúdo, areia, com base na Norma NBR NM 248 (2003).

A Tabela 5.5 apresenta os resultados dos ensaios de caracterização do agregado miúdo, areia, em atendimento às Normas aplicáveis a cada ensaio específico e listadas no corpo da tabela.

Tabela 5.4 - Ensaios de granulometria do agregado miúdo, areia.

Ensaio de Granulometria – NBR NM 248 (2003)					
Abertura das peneiras	1ª peneira – peso retido (g)	2ª peneira – peso retido (g)	Média – peso retido (g)	Percentual retido (%)	Percentual acumulado (%)
4,80	2,0	5,0	3,5	0,3	0
2,40	12,0	14,0	13,0	1,3	2
1,20	56,0	58,0	57,0	5,2	7
0,60	182,0	186,0	209,0	20,9	28
0,30	370,0	362,0	346,5	34,7	63
0,15	256,0	258,0	212,0	21,2	84
Fundo	122,0	120,0	160,0	16,0	100
Total	1000,0	1000,0	1001,0	99,5	

Tabela 5.5 - Ensaios de caracterização do agregado miúdo, areia.

Ensaios de caracterização			
Ensaios de agregado	Normas	Unidade	Valor
Massa específica	NBR NM 52 (2009)	(g/cm ³)	2,68
Massa unitária do agregado solto	NBR NM 45 (2006)	(g/cm ³)	1,62
Massa unitária do agregado úmido	NBR NM 45 (2006)	(g/cm ³)	1,20
Material pulverulento	NBR NM 46 (2003)	(%)	2,30
Módulo de finura	NBR NM 248 (2003)	-	1,85
Diâmetro máximo	NBR NM 248 (2003)	(mm)	2,36
Absorção de água	NBR NM 30 (2001)	(%)	0,60
Argila em torrões	NBR 7218 (2010)	(%)	0,00

A Figura 5.2 apresenta a curva granulométrica obtida a partir dos resultados dos ensaios conforme a Tabela 5.4.

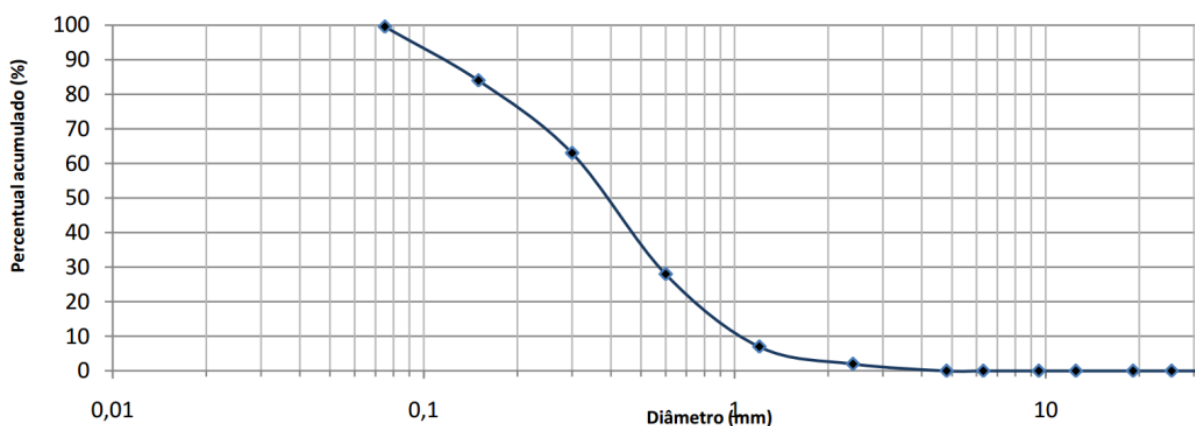


Figura 5.2: Curva granulométrica do agregado miúdo, areia.

A Tabela 5.6 apresenta os resultados dos ensaios de granulometria do agregado graúdo 12.5 mm, com base na Norma NBR NM 248 (2003).

Tabela 5.6 - Ensaio de granulometria do agregado graúdo 12.5 mm.

Ensaio de Granulometria – NBR NM 248 (2003)					
Abertura das peneiras	1ª peneira – peso retido (g)	2ª peneira – peso retido (g)	Média – peso retido (g)	Percentual retido (%)	Percentual acumulado (%)
12,50	72,0	64,0	68,0	2,3	2
9,50	764,0	652,0	708,0	23,6	26
6,30	1438,0	1376,0	1407,0	46,9	73
4,80	522,0	614,0	568,0	18,9	92
2,40	128,0	176,0	152,0	5,1	97
1,20	20,0	40,0	30,0	1,0	98
0,60	8,0	20,0	14,0	0,5	98
0,30	10,0	16,0	13,0	0,4	99
0,15	12,0	16,0	14,0	0,5	99
Fundo	26,0	26,0	26,0	0,9	100
Total	3000,0	3000,0	3000,0	100,0	

A Tabela 5.7 apresenta os resultados dos ensaios de caracterização do agregado graúdo 12.5 mm, em atendimento às Normas aplicáveis a cada ensaio específico e listadas no corpo da tabela.

Tabela 5.7 - Ensaio de caracterização do agregado graúdo 12.5 mm.

Ensaio de caracterização			
Ensaio de agregado	Normas	Unidade	Valor
Massa específica	NBR NM 53 (2009)	(g/cm³)	2,63
Massa unitária do agregado solto	NBR NM 45 (2006)	(g/cm³)	1,38
Massa unitária do agregado vibrado	NBR NM 45 (2006)	(g/cm³)	1,52
Material pulverulento	NBR NM 46 (2003)	(%)	1,30
Módulo de finura	NBR NM 248 (2003)	-	6,08
Diâmetro máximo	NBR NM 248 (2003)	(mm)	12,50
Absorção de água	NBR NM 53 (2009)	(%)	0,70
Argila em torrões	NBR 7218 (2010)	(%)	0,00

A Figura 5.3 apresenta a curva granulométrica obtida a partir dos resultados dos ensaios conforme a Tabela 5.6.

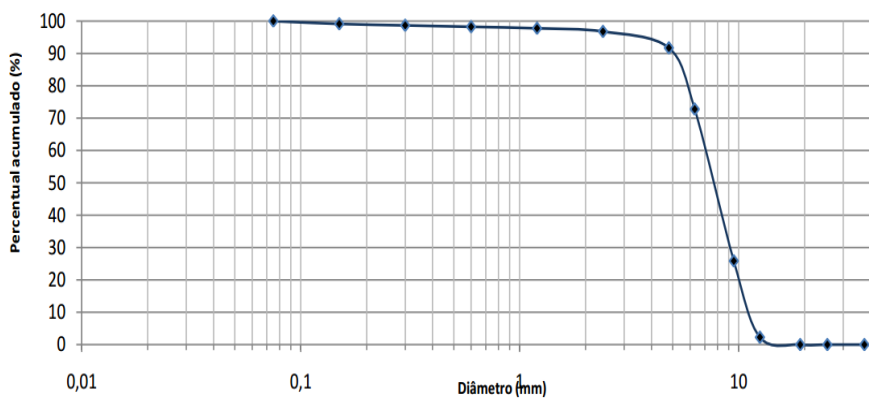


Figura 5.3: Curva granulométrica do agregado graúdo 12.5 mm.

A Tabela 5.8 apresenta os resultados dos ensaios de granulometria do agregado graúdo 19,1 mm, com base na Norma NBR NM 248 (2003).

Tabela 5.8 - Ensaios de granulometria do agregado graúdo 19,1 mm.

Ensaio de Granulometria – NBR NM 248					
Abertura das peneiras	1ª peneira – peso retido (g)	2ª peneira – peso retido (g)	Média – peso retido (g)	Percentual retido (%)	Percentual acumulado (%)
19,10	148,0	140,0	144,0	2,9	3
12,50	2948,0	3030,0	2989,0	59,8	63
9,50	1434,0	1402,0	1418,0	28,4	91
6,30	328,0	298,0	313,0	6,3	97
4,80	32,0	28,0	30,0	0,6	98
2,40	14,0	14,0	14,0	0,3	98
1,20	12,0	14,0	13,0	0,3	98
0,60	10,0	10,0	10,0	0,2	99
0,30	14,0	12,0	13,0	0,3	99
0,15	18,0	16,0	17,0	0,3	99
Fundo	42,0	36,0	39,0	0,8	100
Total	5000,0	5000,0	5000,0	100,0	

A Tabela 5.9 apresenta os resultados dos ensaios de caracterização do agregado graúdo 19,1 mm, em atendimento às Normas aplicáveis a cada ensaio específico e listadas no corpo da tabela. A Figura 5.4 apresenta a curva granulométrica obtida a partir dos resultados dos ensaios conforme a Tabela 5.8.

Tabela 5.9 - Ensaios de caracterização do agregado graúdo 19,1 mm.

Ensaios de caracterização			
Ensaios de agregado	Normas	Unidade	Valor
Massa específica	NBR NM 53	(g/cm³)	2,64
Massa unitária do agregado solto	NBR NM 45	(g/cm³)	1,40
Massa unitária do agregado vibrado	NBR NM 45	(g/cm³)	1,54
Material pulverulento	NBR NM 46	(%)	0,38
Módulo de finura	NBR NM 248	-	6,85
Diâmetro máximo	NBR NM 248	(mm)	19,10
Absorção de água	NBR NM 53	(%)	0,44
Argila em torrões	NBR 7218	(%)	0,00

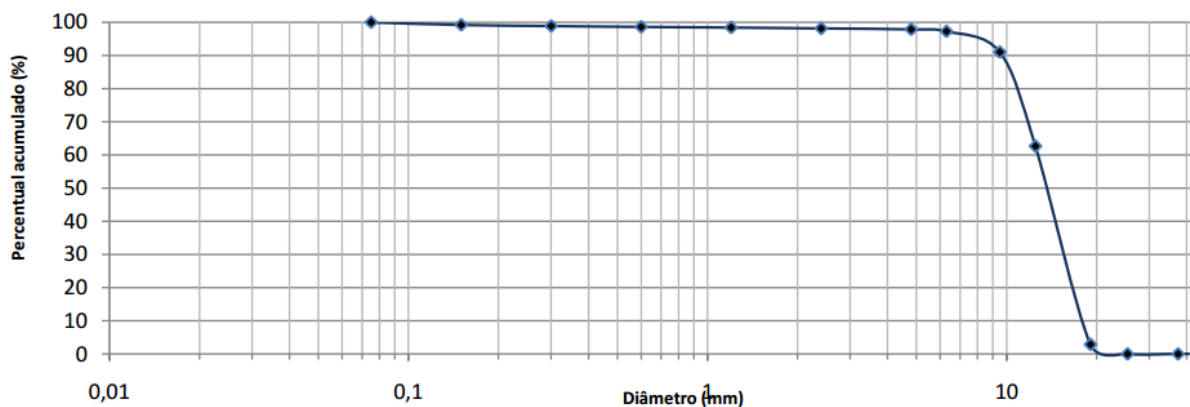


Figura 5.4: Curva granulométrica do agregado graúdo 19,1 mm.

5.3.4.2 – Determinação da reatividade álcali-agregado dos agregados miúdo e graúdo

Devido a ocorrências comprovadas na região de reações álcali-agregado (ver Seção 4.2.3.3), foi desenvolvido estudo para determinação da reatividade álcali-agregado pelo método acelerado, através do laboratório da Associação Brasileira de Cimento Portland – ABCP, conforme preconizado pela NBR 15577-4 (2009), com os agregados aplicados na presente pesquisa.

O método é indicado para avaliar a reatividade de agregados frente a uma solução alcalina de hidróxido de sódio, através da monitorização das expansões dimensionais de barras de argamassa, utilizando-se no ensaio um cimento padrão comprovadamente não inibidor de reação álcali-agregado.

A Tabela 5.10 apresenta a composição utilizada dos materiais aplicados para a preparação de três barras de argamassa. As amostras dos agregados foram previamente britadas e pulverizadas utilizando-se britador de mandíbulas até atingir-se a granulometria indicada.

Tabela 5.10 – Composição dos materiais.

Abertura nominal das peneiras (mm)		Massa (g)
Agregado	4,8 – 2,4 (A)	99,0
	2,4 – 1,2 (B)	247,5
	1,2 – 0,6 (C)	247,5
	0,6 – 0,3 (D)	247,5
	0,3 – 0,15 (E)	148,5
Cimento CP V ARI (F)		440,0
Água destilada (a/c = 0,47) (G)		206,8

Resultados: A Tabela 5.11 apresenta os resultados dos ensaios realizados, destacando-se os valores aos 5, 7, 12, 21, 26 e 28 dias.

Tabela 5.11 – Variação dimensional das barras de argamassa em solução alcalina.

Idade de cura agressiva (dias)	Variações dimensionais médias (%)		
	Brita 12.5	Brita 19.1	Areia
5	0,01	0,01	0,02
7	0,02	0,02	0,02
12	0,04	0,04	0,02
21	0,08	0,07	0,03
26	0,09	0,09	0,05
28	0,09	0,09	0,05

A Figura 5.5 ilustra a evolução das expansões médias das barras de argamassa com o tempo de cura.

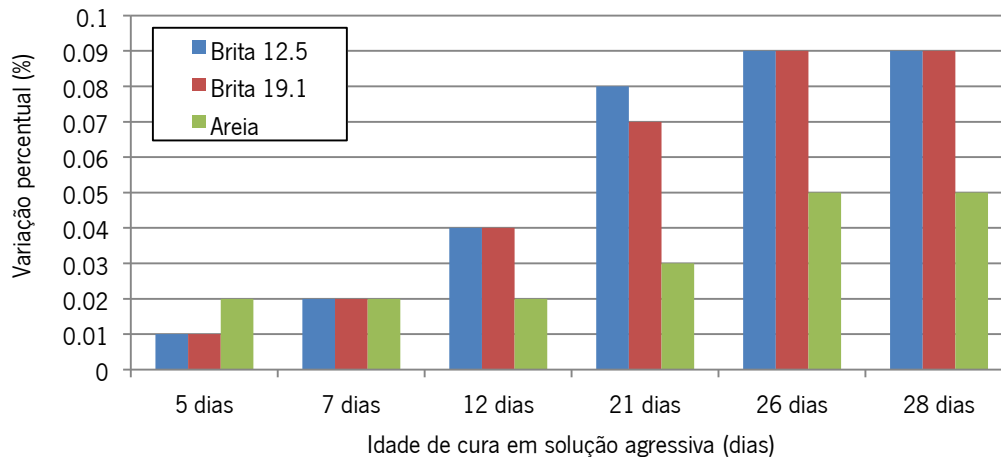


Figura 5.5: Gráfico da evolução da expansão com o tempo de cura em solução alcalina.

Conforme a NBR 15577-1 (2008), quando o resultado do ensaio acelerado pela NBR 15577-4 (2008) indicar expansão menor que 0,19% aos 28 dias de cura em solução alcalina, o agregado é considerado potencialmente inócuo para uso em concreto. Por outro lado, expansão maior ou igual a 0,19% indica que o agregado é potencialmente reativo.

Com base nos resultados obtidos, aos 28 dias de cura em solução alcalina, as barras de argamassa das amostras de brita 12.5 mm, 19.1 mm e areia, apresentaram expansão de 0,09%, 0,09% e 0,05%, respectivamente. Ficou então demonstrado que os agregados são potencialmente inócuos conforme os critérios normativos estabelecidos.

5.3.5 – Propriedades da água utilizada na pesquisa

A água utilizada foi fornecida pela concessionária de abastecimento de água tratada local, COMPESA, tratando-se, portanto de água potável (ver Seção 2.4.2.4).

5.3.6 – Dosagem experimental para CAA e CC

Apresenta-se a seguir, nas Tabelas 5.12 e 5.13, as dosagens experimentais aplicadas às composições de CAA e CC, respectivamente, obtidas no presente projeto de pesquisa. Elas indicam os materiais especificados, parâmetros de dosagem, características dos insumos, dosagem especificada e características do concreto fresco. Cumpre ressaltar que as composições do CAA são similares às composições do CC, salvo pela utilização de superplastificante no CAA, buscando-se obter mesma relação água/cimento, mesma relação água/materiais secos mesmas resistências f_{ck} e $f_{c_{28d}}$ para ambos os concretos.

Tabela 5.12 – Composição experimental para CAA.

Parâmetros da composição					
Item		Unidade	Valor		
f _{ck}		MPa	40,00		
f _{c28}		MPa	46,60		
Relação água/ligante		-	0,45		
Relação água/materiais secos		%	9,50		
Teor de argamassa		%	65		
Britas - B _a /(B _a + B _b)		%	30		
Areia - A _a /(A _a + A _b)		%	100		
Adição mineral		%	8		
Abatimento inicial		mm	120 +/- 20		
Espalhamento		mm	700		
Aditivo 1: plastificante		%	0,80		
Aditivo 2: superplastificante		%	1,00		

Característica dos insumos					
Dados	Cimento	Adição mineral	Areia	Brita 1	Brita 2
Massa específica	3,02	2,56	2,68	2,64	2,64
Módulo finura			1,85	6,08	6,85
Diâmetro máx.			2,36	12,50	19,10

Composição especificada				
Materiais		Unidade	TUP	Consumo
Aglomerante	Cimento CP V ARI	kg	0,920	419
	Adição mineral Metacaulim	kg	0,080	36
Agregado	Areia (2,36 mm)	kg	2,079	947
	Brita 1 (12,50 mm)	kg	0,497	227
	Brita 2 (19,10 mm)	kg	1,161	529
Água		kg	0,45	205
Plastificante		ml	0,01	3645
Superplastificante		ml	0,01	4556

Características do concreto fresco		
Dados da amostra	Unidade	Valor
Massa específica real	kg/m ³	2363
Massa específica teórica	kg/m ³	2373
Relação água/materiais secos	%	9,50
Consumo real de cimento + adição mineral	kg/m ³	456
Consumo teórico de cimento	kg/m ³	458
Teor de ar incorporado	%	0,44

Apresenta-se a seguir, na Tabela 5.13, a dosagem experimental aplicada à composição de CC.

Tabela 5.13 – Composição experimental para CC.

Parâmetros da composição		
Item	Unidade	Valor
f_{ck}	MPa	40,00
$f_{c_{28}}$	MPa	46,60
Relação água/ligante	-	0,45
Relação água/materiais secos	%	9,50
Teor de argamassa	%	52
Britas - $B_s/(B_A + B_B)$	%	0
Areia - $A_s/(A_A + A_B)$	%	100
Adição mineral	%	8
Abatimento inicial	mm	120 +/- 20
Espalhamento	mm	-
Aditivo 1: plastificante	%	0,50
Aditivo 2: superplastificante	%	-

Característica dos insumos					
Dados	Cimento	Adição mineral	Areia	Brita 1	Brita 2
Massa específica	3,02	2,56	2,68	2,64	2,64
Módulo finura			1,85	6,08	6,85
Diâmetro máx.			2,36	12,50	19,10

Composição especificada				
Materiais		Unidade	TUP	Consumo
Aglomerante	Cimento CP V ARI	kg	0,920	416
	Adição mineral Metacaulim	kg	0,080	36
Agregado	Areia (2,36 mm)	kg	1,463	661
	Brita 1 (12,50 mm)	kg	-	-
	Brita 2 (19,10 mm)	kg	2,274	1028
Água		kg	0,45	203
Plastificante		ml	0,01	2260
Superplastificante		ml	-	-

Características do concreto fresco		
Dados da amostra	Unidade	Valor
Massa específica real	kg/m ³	2344
Massa específica teórica	kg/m ³	2370
Relação água/materiais secos	%	9,50
Consumo real de cimento + adição mineral	kg/m ³	452
Consumo teórico de cimento	kg/m ³	457
Teor de ar incorporado	%	1,08

5.4 – COMPOSIÇÕES ADOTADAS PARA CAA E CC

5.4.1 – Considerações iniciais

Para estabelecimento da composição dos concretos CAA e CC, levaram-se em consideração os ensaios planejados para as fases do concreto fresco e do concreto endurecido.

5.4.2 – Composições das pastas para aplicação nos ensaios estabelecidos

Para a execução dos ensaios com pastas, utilizou-se o mesmo tipo de cimento: cimento Portland CP V ARI, equivalente ao cimento europeu CEM I 42,5. Variou-se a composição de cada pasta a partir da utilização de adições e aditivos, para melhor estudar o comportamento das referidas pastas. Assim, trabalhou-se com oito tipos de pastas para a realização dos ensaios.

Posteriormente, para os demais ensaios na Obra Arena Pernambuco (ver Capítulo 8), foram utilizados outros dois tipos de cimento, o cimento Portland composto com filer calcário CP II F 32, equivalente ao cimento europeu CEM II/A-L, e o cimento pozolânico (metacaulim) CP IV 32 RS, equivalente ao cimento europeu CEM IV/B 32,5, para as composições específicas aplicadas na referida obra.

5.4.2.1 – Composição da Pasta 1

Os ensaios aplicados à Pasta 1 foram Resistividade Elétrica, Agulha de Vicat e Calorimetria, utilizando cimento CP V ARI, equivalente ao cimento europeu CEM I 42,5, sem aditivos e adições, com objetivo de obtenção de pasta convencional. A Tabela 5.14 apresenta a composição adotada para a pasta.

Tabela 5.14 - Composição da Pasta 1 para realização dos ensaios.

Componentes	Unidade	Pasta 1	
Cimento CP V ARI	g	500	
Água	g	150	
Relação (a/c)		0,3	

5.4.2.2 – Composição da Pasta 2

Os ensaios aplicados à Pasta 2 foram Resistividade Elétrica, Calorimetria e Cone Marsh, utilizando cimento CP V ARI, equivalente ao cimento CEM I 42,5, sem adições e com dois tipos de aditivo, plastificante e superplastificante, com objetivo de obtenção de pasta específica usualmente aplicada para concreto auto-adensável (CAA). O interesse era estabelecer relação entre os quatro tipos de ensaios para determinação da trabalhabilidade de concretos convencionais (CC) com plastificantes, e de concretos auto-adensáveis (CAA) com plastificantes e superplastificantes, ambos obtidos a partir de cimentos tipo Portland. A Tabela 5.15 apresenta a composição adotada para a pasta.

Tabela 5.15 - Composição da Pasta 2 (para CAA) para realização dos ensaios.

Componentes	Unidade	Pasta 2
Cimento CP V ARI	g	500
Água	g	150
Superplastificante	g	5,5
Plastificante	g	4,6
Relação (a/c)		0,3

5.4.2.3 – Composição da Pasta 3

Os ensaios aplicados à Pasta 3 foram os mesmos tipos de ensaios aplicados à Pasta 2, utilizando cimento CP V ARI, equivalente ao cimento CEM I 42,5, sem adições e com aditivo apenas do tipo superplastificante sem estar associado com plastificante, com objetivo de obtenção de pasta específica para comparativo de comportamento também com a pasta específica contendo apenas plastificante. A Tabela 5.16 apresenta a composição adotada para a pasta.

Tabela 5.16 - Composição da Pasta 3 para realização dos ensaios.

Componentes	Unidade	Pasta 3
Cimento CP V ARI	g	500
Água	g	150
Superplastificante	g	5,5
Relação (a/c)		0,3

5.4.2.4 – Composição da Pasta 4

Os ensaios aplicados à Pasta 4 foram Resistividade Elétrica e Calorimetria, utilizando cimento CP V ARI, equivalente ao cimento CEM I 42,5, sem adições e com aditivo do tipo plastificante, com objetivo de obtenção de pasta específica usualmente aplicada para concreto convencional (CC). A Tabela 5.17 apresenta a composição adotada para a pasta.

Tabela 5.17 - Composição da Pasta 4 (para CC) para realização dos ensaios.

Componentes	Unidade	Pasta 4	
Cimento CP V ARI	g	500	
Água	g	150	
Plastificante	g	4,6	
Relação (a/c)		0,3	

5.4.2.5 – Composições das Pastas 5, 6 e 7

Na Tabela 5.18 estão grupadas as composições das pastas aplicadas nos ensaios de Resistividade Elétrica, Cone Marsh e Agulha de Vicat, utilizando-se cimento CP V ARI e adição de metacaulim, no caso da pasta 7 (serviu de base para as composições de CAA e CC utilizadas na pesquisa). Para os ensaios de Agulha de Vicat, ensaio referenciado para a pasta de cimento, não houve adição de metacaulim, utilizando-se as pastas 5 e 6.

Por outro lado, a pasta 6 aplicada a ensaios de Agulha de Vicat, com utilização de plastificante associado a superplastificante de 3ª geração à base de policarboxilatos, serviu para obtenção de pasta usualmente utilizada para o CAA. No entanto, atualmente, a maior parte das composições de CC contém aditivos plastificantes que ajudam a reduzir a relação água/cimento e atuam como retardadores de pega. Quando se deseja obter composição de CAA, usualmente, adiciona-se aditivo superplastificante à composição similar de CC (ver Capítulo 8). Os percentuais aplicados para o superplastificante e para o plastificante, representam valores médios adotados na região.

Tabela 5.18 - Composição das Pastas 5, 6 e 7 para realização dos ensaios.

Componentes	Unid.	Agulha de Vicat		CM e RE ⁽¹⁾
		Pasta 5	Pasta 6	Pasta 7
Cimento CPV ARI	g	500	500	459,8
Metacaulim (8% do cimento em massa)	g	-	-	40,2
Água	g	168	124,5	225,3
Superplastificante (1%)	g	-	5,5	5,7
Plastificante (0,8%)	g	-	4,6	4,6
Relação (água/ligante)		0,336	0,249	0,451

⁽¹⁾CM = Cone Marsh e RE = Resistividade Elétrica

A Figura 5.6 apresenta a representação gráfica das pastas 5, 6 e 7.

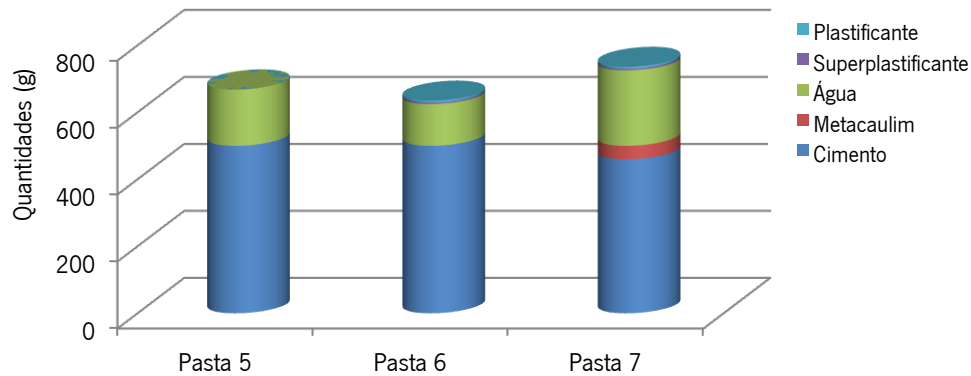


Figura 5.6: Representação gráfica das composições da Tabela 5.18.

5.4.3 – Composições de CAA e CC para ensaios com concreto fresco e endurecido

As composições adotadas para o CAA e o CC procuraram assegurar maior similaridade entre elas. Assim, buscou-se encontrar a quantidade de cimento em cada composição que permitisse obter a mesma relação água/cimento e relação cimento/fino. Dessa forma, obteve-se 419 kg de cimento para a composição de CAA e 416 kg de cimento para a composição de CC.

Ainda, em busca da similaridade das composições, aplicou-se aditivo plastificante nas composições de CAA e CC. Ressalte-se que, atualmente no Brasil, as condições de aplicação de concreto nas obras conduziram à prática de aquisição do produto através de concreteiras, com pouca representatividade de aplicação de concreto produzido no próprio canteiro. Além disso, independentemente do concreto ter sido obtido através de concreteiras ou no próprio canteiro, seu lançamento tem sido, na maioria das obras, através de bombeamento. Assim, na maior parte das composições para CC, está presente aditivo do tipo plastificante.

Na maioria das vezes, o CAA é obtido a partir de composições similares de CC com acréscimo de aditivo do tipo superplastificante. Daí, as composições adotadas na Tabela 5.19 procuraram seguir o padrão usualmente adotado no Brasil e permitiram melhor comparativo dos resultados nos diversos ensaios aplicados no presente projeto de pesquisa.

A Tabela 5.19 apresenta as composições para CAA e CC para realização dos ensaios adotados para o concreto fresco e, posteriormente, para o concreto endurecido.

Em seguida, a Figura 5.7 mostra a representação gráfica das composições do CAA e CC conforme indicadas na Tabela 5.19.

Tabela 5.19 - Composições de CAA e CC para realização dos ensaios.

Componentes	Unidade	Consumo	
		CAA	CC
Cimento: CP V ARI	kg	419	416
Adição Metacaulim	kg	36	36
Areia: 2,36 mm	kg	947	661
Brita 1: 12,50 mm	kg	227	0
Brita 2: 19,10 mm	kg	529	1028
Água	kg	205	203
Superplastificante	kg	5	0
Plastificante	kg	4,2	2,6
Relação (água/ligante)		0.45	0.45
Relação (cimento/fino)		0.92	0.92

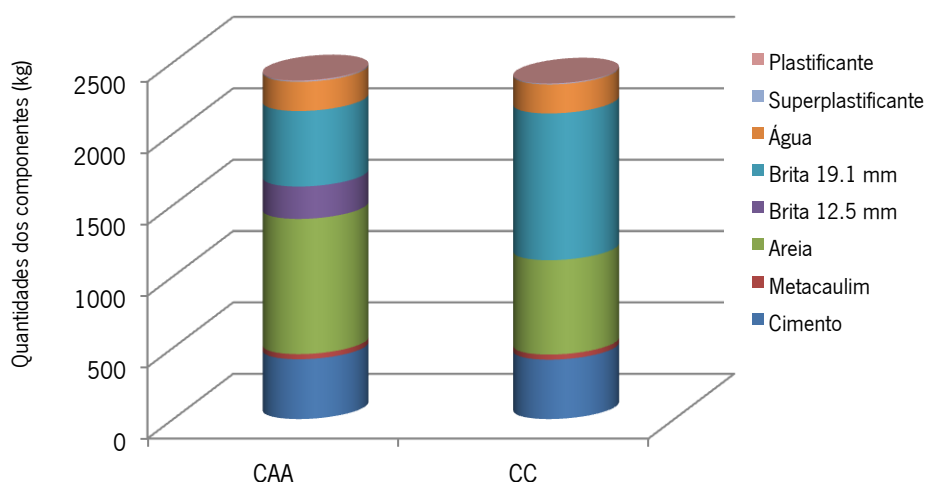


Figura 5.7: Representação gráfica das composições da Tabela 5.19.

5.5 – RESULTADOS PRELIMINARES, ENSAIOS REALIZADOS NO CAA E NO CC

Os resultados dos ensaios preliminares feitos com CAA estão apresentados nas Tabelas 5.20 a 5.24. Os estudos seguiram a norma brasileira NBR 15823-1 (2010) (ver Tabela 2.2), e a norma portuguesa / europeia NP EN 206-9 (2010) (ver Tabela 2.4).

A seguir, nas Tabelas 5.20 a 5.24, apresenta-se para o CAA os resultados dos ensaios de espalhamento (*slump flow*); classe de viscosidade plástica aparente t_{500} (sob fluxo livre); classe de habilidade passante pelo anel J (sob fluxo livre); classe de habilidade passante caixa L (sob fluxo confinado); e classe de viscosidade plástica aparente pelo funil V (sob fluxo confinado). Também, nas referidas tabelas, apresenta-se análise de classificação pelas normas brasileiras e normas portuguesas / europeias.

Ressalte-se que, para todos os ensaios, o enquadramento da classe normativa para o CAA foi igual, tanto para a norma brasileira NBR 15823-1 (2010), quanto para a norma portuguesa/europeia NP EN 206-9 (2010).

Tabela 5.20 – Resultado da classe de espalhamento (slump-flow).

Classe	Espalhamento (mm)	Observações
SF2	690	1) A classe obtida foi a mesma para as Normas NBR 15823-1 e NP EN 206-9. 2) De acordo com a Tabela A.1 da NBR 15823-1:2010, trata-se de CAA adequado para a maioria das aplicações correntes a exemplo de paredes, vigas, pilares e outras.

Tabela 5.21 – Resultado da classe de viscosidade plástica aparente t_{500} (sob fluxo livre).

Classe	t_{500} (s)	Observações
VS2	2,1	1) A classe obtida foi a mesma para as Normas NBR 15823-1 e NP EN 206-9. 2) De acordo com a Tabela A.2 da NBR 15823-1:2010, trata-se de CAA adequado para a maioria das aplicações correntes a exemplo de vigas, pilares e outras. Apresenta efeito tixotropico que acarreta menor pressão sobre as formas e melhor resistência à segregação. Efeitos negativos podem ser obtidos com relação à superfície de acabamento (ar aprisionado), no preenchimento de cantos e suscetibilidade a interrupções ou demora entre sucessivas camadas.

Tabela 5.22 – Resultado da classe de habilidade passante pelo anel J (sob fluxo livre).

Classe	Anel J (mm)	Observações
PJ1	9	1) A classe obtida foi a mesma para as Normas NBR 15823-1 e NP EN 206-9. 2) De acordo com a Tabela A.3 da NBR 15823-1:2010, trata-se de CAA adequado para a maioria das aplicações correntes. Elementos estruturais com espaçamentos de armadura de 60 mm a 80 mm, a exemplo de vigas, pilares, tirantes e indústria de pré-moldados.

Tabela 5.23 – Resultado da classe de habilidade passante na caixa L (sob fluxo confinado).

Classe	Índice de capacidade	Observações
PL2	1,0	1) A classe obtida foi a mesma para as Normas NBR 15823-1 e NP EN 206-9. 2) De acordo com a Tabela A.3 da NBR 15823-1:2010, trata-se de CAA adequado para a maioria das aplicações correntes. Elementos estruturais com espaçamentos de armadura de 60 mm a 80 mm, a exemplo de vigas, pilares, tirantes e indústria de pré-moldados.

Tabela 5.24 – Resultado da classe de viscosidade plástica aparente pelo funil V (sob fluxo confinado).

Classe	t_v (s)	Observações
VF1	5,1	1) A classe obtida foi a mesma para as Normas NBR 15823-1 e NP EN 206-9. 2) De acordo com a Tabela A.2 da NBR 15823-1:2010, trata-se de CAA adequado para elementos estruturais com alta densidade de armadura e embutidos, mas exige controle da exsudação e da segregação. Exemplo de emprego em lajes, paredes-diafragma, pilares-parede, indústria de pré-moldado e concreto aparente.

Para o CC, após a realização dos ensaios de abatimento (*slump test*), em atendimento à norma brasileira NBR NM 67 (1998), obteve-se o resultado de abatimento igual a 118 mm.

Pela norma europeia EN 206-1 (2005), o CC aplicado na pesquisa ao situar-se na faixa de abatimento entre 100 a 150 mm, se colocou na classe S3 de abatimento, podendo ser classificado de concreto de consistência mediana (ver Seção 3.5.2.1).

5.6 – CONCLUSÕES DO CAPÍTULO

Os objetivos iniciais foram atingidos. Utilizou-se método de dosagem consagrado no Brasil e adequado para composições de concretos convencionais plásticos levando-se em conta as características requeridas em conjunto com os materiais usualmente aplicados na região em estudo. A questão da ocorrência de inúmeros casos de reação álcali-agregado nos concretos aplicados nessa região de estudo, motivou a adição de metacaulim ao cimento utilizado nas composições. Os concretos atualmente aplicados na Região Metropolitana do Recife, principalmente aqueles lançados em elementos estruturais de fundação, usualmente aplicam metacaulim adicionada na composição.

Dessa forma, as composições do CAA e do CC foram sendo estabelecidas e os resultados obtidos nos ensaios preliminares realizados nos dois concretos, demonstraram que eles podem ser classificados, sob o aspecto de trabalhabilidade no estado fresco, como apropriados para a maioria das aplicações correntes em elementos estruturais, seja pela geometria das formas, seja pela maior densidade das armaduras de reforço.

A pesquisa objetivou justamente apresentar, a partir dos estudos e ensaios aplicados nos capítulos a seguir, respostas que possam esclarecer sobre o desempenho comparativo do CAA e CC usualmente aplicados na região. As composições estudadas e estabelecidas aqui nesse Capítulo 5 para o CAA e o CC, representam bem aquelas que podem ser reconhecidas nas obras de engenharia civil da região, em maiores volumes aplicados.

Tabela 5.25 – Proporções típicas dos constituintes (Tabela 8.2).

Constituintes	Massa (kg)	Volume (l)
Finos	380 - 600	
Pasta		300 - 380
Água	150 - 210	150 - 210
Agregado graúdo	750 - 1000	270 - 360
Areia	Conteúdo equilibra-se com o volume dos outros componentes, tipicamente 48 – 55% do total de agregados em peso.	
Água/Finos		0,85 – 1,10

Dessa forma, verificou-se que o *European Project Group* (EPG), no *European Guidelines for Self-Compacting Concrete* (2005) (*Tabela 8.2*), sem representar indicação para a quantidade de constituintes

nas composições, apresenta as proporções típicas dos constituintes em peso e em volume por m³ do CAA, encontrados nas bibliografias técnicas, conforme apresentado na Tabela 5.25 abaixo. No entanto, faz a ressalva que alguns métodos de dosagens do CAA ficam fora dessas proporções em um ou mais constituintes.

Assim, é possível observar que para a composição adotada para CAA na Tabela 5.19, o total de finos (cimento + metacaulim) foi de 455 (380 < 455 < 600); de água foi 205 (150 < 205 < 210); de agregado graúdo foi de 756 (750 < 756 < 1000); areia/total de agregados (x100) = 55% (48 < 55%). Pode-se concluir que a composição adotada para o CAA para a realização dos ensaios da pesquisa em laboratório, está dentro dos parâmetros de referência conforme o *SCC European Guidelines* (2005).

6 – ENSAIOS APLICADOS ÀS PASTAS E AO CONCRETO

FRESCO

6.1 – INTRODUÇÃO E OBJETIVOS

A execução de uma obra em concreto seja do tipo convencional ou auto-adensável, seja armado ou protendido, envolve diversas etapas executivas até a conclusão do empreendimento. No caso particular do concreto, existem etapas marcantes a exemplo da escolha dos constituintes, estabelecimento das composições, fabricação, transporte, lançamento, adensamento, cura e acabamento. É possível distinguir duas fases marcadamente importantes para o estudo e entendimento do concreto, seu manuseio, suas propriedades, por exemplo, que são as fases do concreto fresco e do concreto endurecido, conforme Neville e Brooks (2010).

O presente capítulo da pesquisa abordou estudos que contemplaram o concreto na sua fase fresca. Procurou desenvolver campanhas de ensaios que permitissem a obtenção de respostas ou ao menos indicativos que ajudassem a compreender melhor os fenômenos de comportamento do concreto nessa fase com vistas a melhor aplicabilidade. A Seção 5.4 apresentou as composições das pastas e dos concretos para aplicação nos ensaios escolhidos para o desenvolvimento da pesquisa.

Segundo Camões (2002), entende-se o concreto como material composto por matriz aglomerante, pasta ou argamassa, envolvendo material de enchimento, esqueleto granular, onde, após endurecer, forma massa sólida mais ou menos compacta, similar a uma pedra natural. Assim, caracterizar as pastas e argamassas obtidas a partir das composições dos concretos, objetiva procurar reproduzir isoladamente a matriz aglomerante dos concretos e analisar o seu comportamento.

Portanto, a análise das pastas e argamassas apresenta algumas vantagens a exemplo de: aplicação de menor quantidade de constituintes tais como cimento, agregados, eventuais adições minerais, aditivos e água; menor tempo aplicado à preparação e realização das composições; redução nos gastos com corpos de prova; redução de custo de recursos humanos (Camões, 2002).

Conforme as Seções 3.5.1 – Ensaio aplicado às pastas e 3.5.2 – Ensaio aplicado ao concreto no estado fresco, do Capítulo 3, os ensaios aplicados neste presente capítulo para as pastas foram: Agulha de Vicat; Resistividade Elétrica; Calorimetria; e Cone Marsh. Para o concreto fresco, CAA, foram: Classes de espalhamento SF (*slump flow*); Classes de viscosidade plástica aparente t_{500} (sob fluxo livre); Classes de habilidade passante pelo anel J (sob fluxo livre); Classes de habilidade passante pela caixa L (sob fluxo

confinado); Classes de viscosidade plástica aparente pelo funil V (sob fluxo confinado); Classes de resistência à segregação pela coluna de segregação. Para o concreto fresco, CC, foram os ensaios de abatimento (*slump test*).

A partir das composições de pastas e concretos apresentadas na Seção 5.4 do Capítulo 5, foram aplicados os seguintes ensaios:

- 1) Os ensaios de Agulha de Vicat foram aplicados em todas as pastas, 1 a 7, nas temperaturas de 25°C, 32°C, 38°C e 45°C.
- 2) Os ensaios de Resistividade Elétrica foram aplicados: a) para as pastas 1 a 4 à temperatura de 32°C; b) para a pasta 7 nas temperaturas de 25°C, 32°C, 38°C e 45°C.
- 3) Os ensaios de Calorimetria foram aplicados para as pastas 1 a 4 na temperatura de 32°C.
- 4) Os ensaios de Cone Marsh foram aplicados: a) para as pastas 2 e 3 à temperatura de 32°C; b) para a pasta 7 nas temperaturas de 25°C, 32°C, 38°C e 45°C.
- 5) Os ensaios de Classes de espalhamento (*slump flow*) e Classes de viscosidade plástica aparente t_{500} (sob fluxo livre), foram aplicados para a composição de CAA (ver Tabela 6.2 e Figura 6.2), nas temperaturas de 25°C, 32°C, 38°C e 45°C.
- 6) Os ensaios de Classes de habilidade passante pelo anel J (sob fluxo livre); Classes de habilidade passante pela caixa L (sob fluxo confinado); Classes de viscosidade plástica aparente pelo funil V (sob fluxo confinado); Classes de resistência à segregação pela coluna de segregação, foram aplicados para a composição de CAA (ver Tabela 6.2 e Figura 6.2), na temperatura de 32°C.
- 7) Os ensaios de abatimento (*slump test*) foram aplicados para a composição de CC (ver Tabela 6.2 e Figura 6.2), nas temperaturas de 25°C, 32°C, 38°C e 45°C.

O objetivo de estudar o comportamento dos concretos e suas pastas levou em consideração também a questão da temperatura em países de clima quente, conforme abordado nos capítulos antecedentes. Assim, algumas campanhas de ensaios foram feitas para temperaturas diferentes que procuraram simular as situações reais de aplicação do CAA e do CC, tornando possível comparar os resultados de desempenho entre os dois concretos. Dessa forma trabalhou-se com as temperaturas de 25°C, 32°C, 38°C, 45°C, e temperatura ambiente, cujo valor mais representativo para a região estudada foi de 32°C, conforme aferido nas composições durante os ensaios.

A Tabela 6.1 a seguir apresenta quadro resumo dos ensaios aplicados com suas composições de pastas e concretos aplicadas, assim como as temperaturas com as quais os ensaios foram realizados.

Tabela 6.1 – Quadro resumo dos ensaios com composições e temperaturas aplicadas.

Ensaio	Composição		Temperatura	
	Pasta	Concreto		
Agulha de Vicat	Pastas 1 a 7		25°C, 32°C, 38°C e 45°C	
Resistividade elétrica	Pasta 1, 2, 3 e 4		32°C	
	Pasta 7		25°C, 32°C, 38°C e 45°C	
Calorimetria	Pasta 1, 2, 3 e 4		32°C	
Cone Marsh	Pastas 2 e 3		32°C	
	Pasta 7		25°C, 32°C, 38°C e 45°C	
Espalhamento (<i>slump flow</i>)			CAA	25°C, 32°C, 38°C e 45°C
Abatimento (<i>slump</i>)			CC	25°C, 32°C, 38°C e 45°C
t_{500}			CAA	25°C, 32°C, 38°C e 45°C
Anel J			CAA	32°C
Caixa L		CAA	32°C	
Funil V		CAA	32°C	
Resistência à segregação		CAA	32°C	

É importante ressaltar o objetivo presente neste capítulo de pesquisar as diferenças de trabalhabilidade entre CAA e CC no estado fresco, para composições similares, com mesmo tipo de cimento e adição, mesma relação água/ligante e cimento/fino, mesmos tipos de aditivos, bem como agregados, variando-se as proporções nas composições e o uso de superplastificante para o CAA. No entanto, para obter mais resultados que permitissem mais seguras conclusões, além dos ensaios aplicados às duas composições, CAA e CC, também buscou-se aplicar ensaios nas pastas dessas duas composições, com mesma relação água/ligante de 0,451, pasta 7, bem como em outras pastas com relação água/ligante inferior, pastas 5 e 6 respectivamente.

Para os ensaios com as composições de concreto fresco, CAA e CC, aplicou-se relação água/ligante (cimento + metacaulim) igual a 0,45. Ensaios aplicados: Espalhamento SF (*slump flow*) e t_{500} para CAA e abatimento (*slump*) para CC, para as temperaturas de 25°C, 32°C, 38°C e 45°C, bem como os ensaios de habilidade passante Anel J e Caixa L, viscosidade Funil V, e resistência à segregação, Método da Coluna de Segregação, para CAA na temperatura de 32°C, representativa da temperatura média ambiente aferida.

Em resumo, no presente capítulo, objetivou-se comparar resultados nos aspectos de trabalhabilidade, do concreto convencional (CC) com o concreto auto-adensável (CAA), ambos os concretos no estado fresco, para poder extrair entendimento que indique a real possibilidade do CAA ser utilizado em substituição ao CC nas fases de fabricação, transporte, lançamento e adensamento, considerando-se aspectos técnicos, com enfoque nos países de clima quente (ver Capítulo 3).

Para apresentação dos estudos desenvolvidos, adotou-se a metodologia de abordagem pelo critério dos ensaios realizados, para cada uma das pastas adotadas, 1 a 7, e em seguida os ensaios com o concreto fresco, CAA e CC, última etapa deste capítulo 6.

Concreto auto-adensável: alternativa ao concreto convencional em climas quentes

A seguir são apresentadas as composições de cada uma das sete pastas, bem como as composições do CAA e CC aplicadas nos ensaios dessa pesquisa.

A Tabela 6.2 apresenta as composições das pastas 1 a 7 conforme detalhado no Capítulo 5 (ver Seção 5.4.2).

Tabela 6.2 – Composições das pastas 1 a 7.

Componentes	Un	Pasta 1	Pasta 2	Pasta 3	Pasta 4	Pasta 5	Pasta 6	Pasta 7
Cimento ⁽¹⁾	g	500	500	500	500	500	500	459,8
Metacaulim	g	0	0	0	0	0	0	40,2
Água	g	150	150	150	150	168	124,5	225,3
Superplastificante	g	0	5,5	5,5	0	0	5,5	5,7
Plastificante	g	0	4,6	0	4,6	0	4,6	4,6
Relação (a/l) ⁽²⁾	-	0,30	0,30	0,30	0,30	0,336	0,249	0,451
Relação (c/f) ⁽³⁾	-	1	1	1	1	1	1	0,92

⁽¹⁾Cimento CP V ARI equivalente ao cimento europeu CEM I 42,5

⁽²⁾Relação água/ligante (cimento + adição)

⁽³⁾Relação cimento/fino (cimento + adição)

A Tabela 6.3 apresenta as composições para CAA e CC conforme detalhado no Capítulo 5 (ver Seção 5.4.3).

Tabela 6.3 – Composições dos concretos CAA e CC.

Componentes	Un	CAA	CC
Cimento CP-V ARI	g	419	416
Metacaulim	g	36	36
Areia	g	947	661
Brita 12.5 mm	g	227	0
Brita 19.1 mm	g	529	1028
Água	g	205	203
Superplastificante	g	5	0
Plastificante	g	4,2	2,6
Relação (a/l) ^{*1}	-	0,45	0,45
Relação (c/f) ^{*2}	-	0,92	0,92

^{*1}Relação água/ligante (cimento + adição)

^{*2}Relação cimento/fino (cimento + adição)

6.2 – ENSAIOS DA PESQUISA APLICADOS ÀS PASTAS

6.2.1 – Considerações iniciais

Essa etapa dos estudos contemplou os ensaios com as pastas 1 a 7, conforme descrito a seguir. Todas as pastas utilizaram o cimento portland CP V-ARI, equivalente ao cimento europeu CEM I 42,5. Os ensaios aplicados às pastas 1 a 4 foram realizados na temperatura ambiente, em média 30°C. As temperaturas aplicadas às pastas 5, 6 e 7 foram: 25°C, 32°C, 38°C e 45°C. Os ensaios foram feitos dentro dos padrões

usuais aplicados, em atendimento às normas, e às exigências específicas de cada um dos tipos de ensaios. Para cada ensaio foram aplicadas três amostras para cada uma das pastas.

Buscou-se verificar o comportamento das pastas a partir dos parâmetros reológicos medidos através de cada um dos ensaios, verificando ainda a diferença de comportamento relativo entre as pastas.

A Pasta 1 (C+A), é uma pasta de consistência normal, onde não existe influência dos aditivos químicos superplastificantes e plastificantes. Foram aplicados os ensaios de Agulha de Vicat, Resistividade Elétrica e Calorimetria. Onde, C = cimento; A = água.

A Pasta 2 (C+SP+P+A), é a pasta de uma composição aplicada para CAA, onde existe influência dos aditivos químicos superplastificantes e plastificantes atuando em conjunto. Foram aplicados os ensaios de Agulha de Vicat, Resistividade Elétrica, Calorimetria e Cone Marsh. Buscou-se obter os parâmetros de comportamento de pasta aplicada a CAA, relacionados com a sua reologia. Onde, SP = superplastificante; P = plastificante.

A Pasta 3 (C+SP+A), é a pasta de uma composição onde existe influência apenas do aditivo químico superplastificante. Foram aplicados os ensaios de Agulha de Vicat, Resistividade Elétrica, Calorimetria e Cone Marsh. Buscou-se obter os parâmetros de comportamento relativo de pasta aplicada a CAA, utilizando conjuntamente superplastificante e plastificante, com pasta similar utilizando apenas o superplastificante sem estar associado ao plastificante.

A Pasta 4 (C+P+A), é a pasta de uma composição aplicada para CC, onde existe influência apenas do aditivo químico plastificante. Foram aplicados os ensaios de Agulha de Vicat, Resistividade Elétrica e Calorimetria. Buscou-se obter os parâmetros de comportamento em fresco da pasta aplicada a CC.

A Pasta 5 (C+A), é uma pasta de consistência normal em atendimento à Norma NBR NM 43 (2003), para realização dos ensaios de Agulha de Vicat, a partir das composições para CAA e CC. Dessa forma, a relação água/cimento aplicada foi igual a 0,336.

A Pasta 6 (C+SP+P+A), para realização dos ensaios de Agulha de Vicat, é a pasta obtida a partir da pasta de consistência normal com acréscimo dos aditivos plastificante e superplastificante, para simular a pasta aplicada em composições de CAA. Com a aplicação dos aditivos, a quantidade de água utilizada reduziu um pouco e a relação água/cimento ficou igual a 0,249.

A Pasta 7 (C+MK+SP+P+A), é a pasta correspondente à composição do CAA, contendo metacaulim e os aditivos plastificante e superplastificante, com relação água/ligante igual a 0,451. Com essa pasta realizaram-se os ensaios de Agulha de Vicat, Resistividade Elétrica e Cone Marsh. Onde, MK = metacaulim.

Com o conjunto dos resultados dos ensaios dessa primeira etapa, esperava-se obter respostas que permitissem identificar o comportamento em fresco das diversas pastas aplicadas, com vistas ao conhecimento das condições reais de trabalhabilidade disponível para aplicação dos concretos CAA e CC, comparando-os entre si. Entende-se por trabalhabilidade, o atendimento às etapas de aplicação dos concretos: mistura dos constituintes, transporte, lançamento, adensamento e acabamento.

6.2.2 – Ensaios com Agulha de Vicat.

6.2.2.1 - Introdução

Na Seção 3.1, Soroka (2004) mostrou que as propriedades de plasticidade e trabalhabilidade da pasta de cimento permanecem inalteradas durante algum tempo, período que é conhecido como período de dormência. Numa determinada fase, a pasta endurece a tal grau que perde a sua plasticidade e torna-se quebradiça e não trabalhável. Essa é conhecida como início da pega, e o tempo necessário para a pasta atingir esse estágio como tempo inicial de pega. Segue um período de ajuste durante o qual a pasta continua a endurecer até tornar-se um sólido rígido, ou seja, o final da pega é atingido. Similarmente, o tempo necessário para a pasta atingir o final da pega é conhecido como tempo final de pega. Assim, os tempos inicial e final de pega têm importância prática. O tempo inicial de pega determina o tempo de duração em que a mistura do cimento, extensivo ao concreto, permanece plástico e trabalhável, e pode ser manuseado e aplicado no canteiro de obra.

Para estudo dos tempos de início e fim de pega na presente pesquisa, um dos ensaios adotados foi o de Agulha de Vicat. O ensaio foi dividido em duas partes: 1) Determinação da água da pasta de consistência normal NBR NM 43 (2003); 2) Realização do ensaio de tempo de pega adaptado da NBR NM 65 (2003).

O ensaio para determinação da água necessária para a pasta de consistência normal foi realizado conforme a norma NM 43 (2003) e seus resultados estão expostos na Tabela 6.1, podendo ser visualizados na Figura 6.1, através da composição das pastas 1 e 5. Para simular o comportamento das pastas usualmente aplicadas ao CC com uso do aditivo plastificante, tem-se a pasta 4. Para simular o comportamento das pastas usualmente aplicadas ao CAA com uso dos aditivos plastificante e superplastificante, têm-se as pastas 2, 6 e 7. A pasta 3 simula uma pasta para CAA apenas com aditivo superplastificante, sem associação com o aditivo plastificante. Segundo a NM 43 (2003), pasta de consistência normal é aquela na qual a sonda de Tetmajer penetra uma distância de (6 ± 1) mm da placa base, nas condições estabelecidas. O molde destinado a conter a pasta deve ter forma tronco-cônica com (80 ± 5) mm na base maior, (70 ± 5) mm na base menor e altura de $(40 \pm 0,2)$ mm.

6.2.2.2 - Procedimento

Inicialmente foi feita a preparação do aparelho de Vicat. Em seguida a preparação da pasta. Na sequência a determinação da consistência. Para preparação da pasta a massa de cimento (m_c) a ser utilizada deve ser de $(500 \pm 0,5)$ g. A massa de água (m_a) deve ser determinada por tentativas e ser medida com exatidão de 0,5 g.

A pasta é considerada como tendo consistência normal quando a sonda se situa a uma distância de (6 ± 1) mm da placa base após 30 s do instante em que foi solta. Caso o resultado não seja obtido, novas pastas devem ser preparadas variando a quantidade de água. Dessa forma, as porcentagens de água (A) necessárias à obtenção das pastas 1 e 5, pasta de cimento de consistência normal, foram obtidas por tentativas através da fórmula $A = (m_a/m_c) \times 100$ (%). Para a obtenção da composição das pastas sem aditivos, apenas cimento e água, partiu-se da tentativa de obtenção de relação água/cimento próxima a 0,3.

As pastas com uso de aditivos foram obtidas com procedimento idêntico às pastas de consistência normal, porém, houve redução da quantidade de água devido ao acréscimo dos aditivos plastificante e superplastificante, de modo a obter-se a mesma consistência entre elas.

O ensaio de tempo de pega foi realizado conforme as prescrições normativas, NM 65 (2003), para as pastas 1 a 4 na temperatura ambiente. Entretanto, algumas adaptações em sua execução foram necessárias devido à necessidade de se estudar o comportamento do fenômeno da pega nas diferentes temperaturas (25°C, 32°C, 38°C e 45°C), as pastas 5 a 7, tanto para a pasta com aditivos plastificante e superplastificante (CAA), quanto para as pastas sem aditivos, conforme abordado na Seção 6.2.1.

Os ensaios com as pastas 1 a 4, que foram realizados em ambiente com temperatura de 30 °C, tiveram inicialmente os materiais cimento e água foram acondicionados em uma sala climatizada à temperatura de 18 °C. Aproximadamente duas horas depois eles possuíam temperatura média de 30 °C, quando era dado início à mistura da calda na seguinte ordem: mistura do cimento com a água durante o período de dois minutos; adição à mistura do superplastificante e/ou plastificante mantendo-se o processo de mistura por mais dois minutos; manutenção do controle da temperatura da pasta através de termômetros digitais durante todo o tempo dos ensaios, com média de 32,5 °C. Para assegurar a manutenção das temperaturas estabelecidas na pesquisa na pasta do cimento, foram utilizados os seguintes equipamentos: a) Molde tronco cônico padrão, mostrado na Figura 6.1, utilizado na execução do ensaio; b) Resistor elétrico para aquecimento e termômetro para medição da temperatura da água de imersão conforme mostrado na Figura 6.2.



Figura 6.1: Ensaio em execução

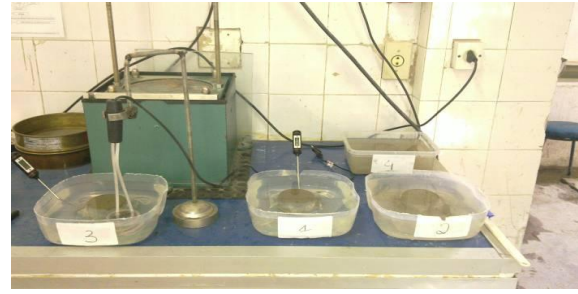


Figura 6.2: Equipamentos usados nos ensaios

Para manutenção da temperatura de 25°C o ensaio foi realizado em sala climatizada onde a temperatura da água já era a desejada, não havendo necessidade do uso de água de imersão. Para as temperaturas de 32°C, 38°C e 45°C, obtinha-se a temperatura desejada de estudo na pasta através do aquecimento da água onde estava imersa a pasta, forçando troca de calor entre a pasta e a água por meio do molde utilizado. A água de imersão era aquecida até a temperatura desejada nos intervalos entre as leituras na agulha de Vicat.

6.2.2.3 - Resultados

Os resultados são apresentados em forma de tabelas e gráficos conforme se verifica a seguir. Na Tabela 6.4 estão indicados os resultados dos tempos de início de pega $T_i(V)$, em horas, para as pastas 1 a 7 nas temperaturas de 25°C, 32°C, 38°C e 45°C.

Tabela 6.4 – Resultados dos tempos de início de pega das pastas 1 a 7.

Temp.	Ti(V) (horas)						
	Pasta 1	Pasta 2	Pasta 3	Pasta 4	Pasta 5	Pasta 6	Pasta 7
25°C	1,95	6,08	6,33	7,17	2,25	7,75	6,15
32°C	1,71	5,50	5,83	7,00	1,75	6,50	5,54
38°C	1,29	3,83	4,75	4,17	1,50	5,58	3,88
45°C	1,04	3,25	3,58	4,08	1,00	3,83	3,31

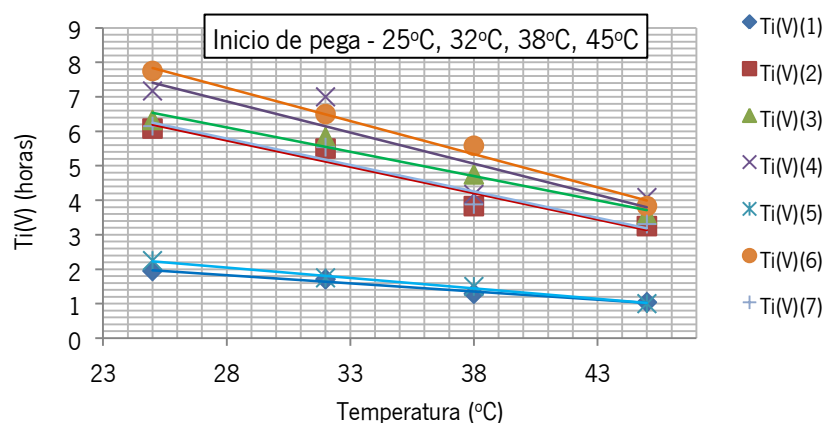


Figura 6.3: Tempos de início de pega $T_i(V)$ das pastas 1 a 7, em horas.

A Figura 6.3 apresenta gráfico dos resultados da Tabela 6.4. Na ordenada y estão indicados os valores de $T_i(V)$. Na abcissa x estão, parametrizadas, as temperaturas aplicadas nos ensaios.

Na Tabela 6.5 estão indicados os resultados dos tempos de fim de pega $T_f(V)$, em horas, para as pastas 1 a 7 nas temperaturas de 25°C, 32°C, 38°C e 45°C.

Tabela 6.5 – Resultados dos tempos de fim de pega das pastas 1 a 7.

Temp.	Tf(V) (horas)						
	Pasta 1	Pasta 2	Pasta 3	Pasta 4	Pasta 5	Pasta 6	Pasta 7
25°C	2,87	8,83	8,50	8,25	3,00	10,67	8,92
32°C	2,58	8,00	7,92	7,83	2,33	9,00	8,07
38°C	1,79	5,67	6,33	4,83	1,83	7,67	5,74
45°C	1,46	4,83	4,92	4,67	1,16	5,17	4,89

A Figura 6.4 apresenta gráfico dos resultados da Tabela 6.5. Na ordenada y estão indicados os valores de $T_f(V)$. Na abcissa x estão, parametrizadas, as temperaturas aplicadas nos ensaios.

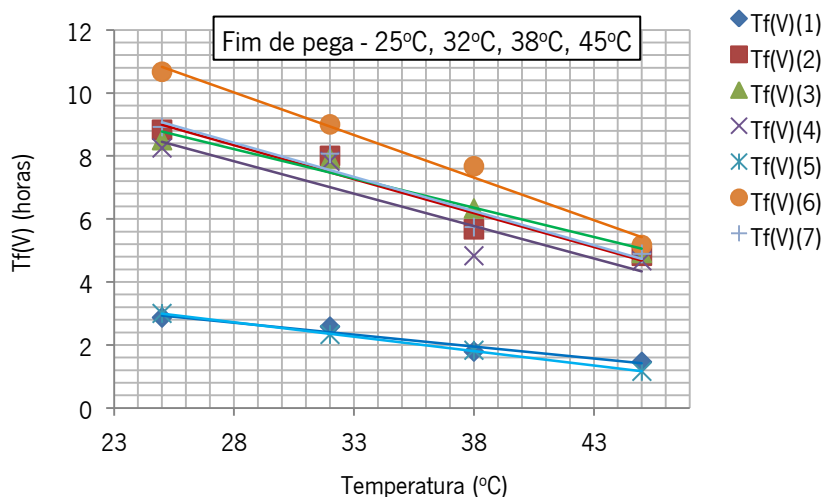


Figura 6.4: Tempos de fim de pega $T_f(V)$ das pastas 1 a 7, em horas.

6.2.2.4 – Comentários e conclusões

Observou-se que tanto as pastas com aditivos plastificante e superplastificante, usualmente aplicáveis às composições de CAA, quanto as pastas sem uso de aditivos, ou aquelas que utilizaram apenas o plastificante, usualmente aplicáveis às composições de CC, tiveram seus tempos de pega reduzidos à proporção que a temperatura aumentou, demonstrando dessa forma, comportamento similar entre elas. Os resultados obtidos para todas as pastas ensaiadas demonstraram que, à proporção que a temperatura aumentou, diminuíram os tempos de início e fim de pega medidos em todos os ensaios.

As análises das Tabelas 6.4 e 6.5, bem como das Figuras 6.3 e 6.4, permitiram que algumas considerações pudessem ser estabelecidas conforme relatado a seguir:

- 1) Todas as sete pastas ensaiadas apresentaram redução de trabalhabilidade à proporção que a temperatura aumentou. Essa redução foi mais acentuada para o tempo final que para o tempo inicial de pega. Isso demonstrou que o tempo decorrido de ensaio, maior para o final do que para o início da pega, associado à maior temperatura, contribuíram para a maior perda relativa de trabalhabilidade da pasta;
- 2) Os menores tempos, tanto de início quanto de fim de pega, para as quatro temperaturas ensaiadas, foram apresentados pelo conjunto das pastas $1 < 5$, nessa sequência crescente, dentre as sete pastas ensaiadas, conforme visualizado nas Figuras 6.3 e 6.4. No entanto, essas duas pastas foram as que apresentaram os menores valores de redução da trabalhabilidade com o aumento da temperatura, agora na sequência decrescente, $5 > 1$.

As pastas 1 e 5 continham apenas cimento e água nas suas composições, com relação (a/l) igual a 0,300 e 0,336 respectivamente;

- 3) O segundo conjunto de pastas que apresentaram os menores tempos médios, para as quatro temperaturas ensaiadas, de início e fim de pega, foram $2 < 3 < 7 < 4 < 6$, nessa sequência crescente (ver Figuras 6.3 e 6.4), e de valores de perda de trabalhabilidade de $6 > 4 > 7 > 2 > 3$, agora na sequência decrescente. Vale ressaltar que os resultados para o tempo de fim de pega das pastas 4 e 6 apresentaram comportamento um pouco diferente em relação às mesmas pastas do conjunto analisado. A pasta 6, pasta para CAA contendo SP e P, com menor relação $a/l = 0,249$, porém com maior relação $(sp+p)/a = 0,081$, foi a que apresentou os maiores tempos de início e fim de pega;
- 4) Tanto ao analisar a Figura 6.3, tempos de início de pega $T_i(V)$, quanto ao analisar a Figura 6.4, tempos de fim de pega $T_f(V)$, foi possível constatar que o grupo de pastas 1 e 5 (C+A) apresentou menores tempos de início e fim de pega que o grupo de pastas 2, 6 e 7 (C+SP+P+A), 3 (C+SP+A) e 4 (C+P+A). Observe-se que o primeiro grupo representa as pastas contendo apenas cimento e água, enquanto que o segundo grupo representa as pastas contendo cimento, água e aditivos químicos. Também ficou evidenciado que a perda de $T_i(V)$ e $T_f(V)$ para o segundo grupo, cujas pastas contém aditivos químicos, foi mais acentuada com o aumento da temperatura. Ao que tudo indica, o efeito da temperatura faz-se sentir mais nas pastas com aditivos químicos, o que pode sinalizar perda de desempenho desses aditivos com o aumento do tempo de ensaio, entre o início e o fim da pega, e o aumento da temperatura das pastas;

5) Ao ter sido identificado que as pastas 2, 6 e 7 (C+SP+P+A) tiveram os tempos de início e fim de pega maiores que as pastas 1 e 5 (C+A), comprovou-se que os aditivos químicos SP e P promoveram esse prolongamento do tempo de trabalhabilidade nos ensaios de Vicat, para as quatro temperaturas ensaiadas. Por outro lado, essas pastas (C+SP+P+A) tiveram maior redução nos tempos de disponíveis de dormência à proporção que a temperatura aumentou, possivelmente devido à perda de desempenho dos aditivos químicos (ver Seção 3.4).

As pastas 3 (C+SP+A) e 4 (C+P+A) tiveram comportamento mais próximo do conjunto de pastas (C+SP+P+A) que do conjunto de pastas (C+A), como esperado em face da aplicação dos aditivos químicos SP e P.

Então, evidenciou-se que a aplicação dos aditivos plastificante e superplastificante nas pastas do CAA, alterou de forma representativa os tempos de início e fim de pega em relação às pastas de consistência normal compostas apenas de cimento e água, aumentando o tempo para início de pega e, conseqüentemente, o tempo de fim de pega, com base nos resultados dos ensaios de Agulha de Vicat aplicados. Esses comentários e conclusões confirmam e estão de acordo com os resultados de algumas referências bibliográficas estudadas no Capítulo 3 e resumidas a seguir.

Segundo Soroka (2004), usualmente, um mínimo de 45 minutos para tempo de início de pega é especificado nas Normas para cimento Portland, a exemplo da ASTM C150 (2012). Por outro lado, a ASTM C150 especifica máximo de 375 minutos para tempo final de pega. Os resultados encontrados para as pastas 1 e 5 (temperaturas de 25°C, 32°C, 38°C e 45°C) mostraram tempo mínimo para início igual a 60 minutos para as pastas 1 e 5, na temperatura de 45°C e tempo máximo de fim de pega igual a 135 minutos para a mesma pasta 5 na temperatura de 25°C. Todos os resultados para as pastas 1 e 5 ficaram dentro da faixa especificada pela ASTM C150 (2012).

Masuero *et al.* (2012) desenvolveram estudo em pastas de cimento Portland comparando diferentes aditivos à base de policarboxilato disponíveis comercialmente no Brasil, com objetivo de analisar a influência desses produtos no comportamento das pastas em relação a tempo de pega e manutenção do abatimento (*slump*). Em relação aos tempos de pega, concluiu-se que: independentemente do cimento utilizado, os aditivos aplicados apresentaram comportamento semelhante quanto à determinação dos tempos de pega; para dosagens elevadas de aditivos, observou-se excessivo retardo nos tempos de pega para os dois tipos de cimento aplicados.

Quanto à temperatura, segundo Soroka (2004) os tempos inicial e final de pega são afetados pela temperatura ambiente e são geralmente reduzidos com o aumento dessa temperatura. Altas temperaturas

durante e em seguida ao contato inicial do cimento com a água reduz a duração do período inerte de modo que a estrutura global da pasta de cimento estabiliza muito cedo.

Na prática executiva, o tempo disponível de trabalhabilidade do concreto fresco, desde o início da mistura dos constituintes na central de fabricação até a conclusão do adensamento nas formas, é um dado de extrema importância para o planejamento e logística nos canteiros de obras. Nos países de clima quente, espera-se que a temperatura média mais elevada do concreto deva tornar o tempo disponível para trabalhabilidade do concreto fresco menor que nos países localizados em regiões de clima temperado, mais frios.

Neville e Brooks (2010) colocam que aditivos redutores de água e retardadores de pega ajudam a melhorar o desempenho dos concretos lançados e curados a temperaturas mais elevadas.

6.2.3 – Ensaios de Resistividade Elétrica

6.2.3.1 - Introdução

O ensaio de resistividade em pasta de cimento no estado fresco teve como objetivo avaliar o comportamento da passagem de corrente elétrica no fluido cimentício durante um tempo determinado, bem como as variações de resultados para as diferentes temperaturas escolhidas. Foram utilizadas as Pastas 1 a 4 na temperatura ambiente da pasta igual a 32°C e a Pasta 8 às temperaturas de 25°C, 32°C, 38°C e 45°C. Para esse ensaio com a pasta 7, foram preparadas três amostras para cada uma das temperaturas de 25°C, 32°C, 38°C e 45°C; totalizando doze amostras de caldas de cimento. As composições das Pastas 1 a 4 e da Pasta 7, estão apresentadas na Tabela 6.1.

Este trabalho se baseou em alguns parâmetros estabelecidos pela NBR 9204 (2012), Concreto Endurecido, Determinação da Resistividade Elétrica - Volumétrica. Esta Norma é aplicável aos concretos de cimento portland de uso corrente nas obras de construção civil e feitos com agregados usuais, excluindo - se deste modo os concretos com agregados especiais, como leves, pesados e condutivos. A aparelhagem recomendada para aplicação na Norma consta de, dentre outros, voltímetro, miliamperímetro, eletrodos e fonte de alimentação de corrente contínua.

Dessa forma, a presente pesquisa desenvolveu um aparato muito simples e de fácil implementação em um canteiro de obra, com objetivo de, ao medir a resistividade elétrica das pastas ao longo do tempo e em diferentes temperaturas, tentar aferir o tempo de início de pega de um concreto, conforme já comprovado (Zongjin *et al.*, 2007), (Topçu *et al.*, 2012) e (Xiao and Li, 2008) (ver Seção 3.5.1.6). Na Seção 3.5.1.2, Neville e Brooks (2010) chamam atenção para o fato de que no momento do final da pega há uma

redução acentuada na condutividade elétrica da pasta de cimento, sendo possível estabelecer medição de tempo de pega a partir de ensaios de medição da condutividade elétrica.

Assim, a medição da condutividade elétrica da pasta de cimento pode identificar mudança de comportamento do concreto que conduza ao estabelecimento dos seus tempos de início e fim de pega. Mais ainda, esses tempos de início e fim de pega obtidos a partir dos ensaios de resistividade elétrica, deveriam estar correlacionados com os tempos obtidos através de Vicat.

6.2.3.2 - Procedimento

Para realização dos ensaios utilizaram-se os seguintes equipamentos: a) Bateria de 12 v utilizada para fazer a diferença de potencial no fluido; b) Cabos jacarés - utilizado para fazer a conectividade entre o fluido, bateria e o multímetro; c) Multímetro digital – utilizado para visualização das leituras de corrente. Destaca-se ainda o uso de termohidrometro para medir a temperatura ambiente e, eventualmente, a umidade relativa do ar, assim como termômetros utilizados para medir a temperatura da pasta de cimento, conforme visualizado nas fotos das Figuras 6.5 e 6.6 respectivamente.



Figura 6.5: Termohidrometro para medir temperatura ambiente e umidade do ar



Figura 6.6: Termômetro para medir a temperatura da pasta

Para passagem da corrente elétrica na pasta fluida, foram elaborados moldes de corpos de prova de PVC 100 mm de diâmetro e 200 mm de comprimento. Nas extremidades foram colocadas internamente chapas metálicas de aço inoxidável, condutoras, conectadas a barras de metal externas conforme apresentado na Figura 6.7. A finalidade de colocar uma chapa de aço em todo o diâmetro do CAPS de PVC foi permitir uma distribuição homogênea da passagem de corrente elétrica em todo o volume fluido de pasta. Foi elaborado um furo no meio do tubo de PVC para colocação de termômetro e acompanhamento através de medição da temperatura, assim como para assegurar o preenchimento integral do molde, conforme visualizado e indicado por uma seta na Figura 6.8.



Figura 6.7: CAPS de PVC



Figura 6.8: CAPS montado com furo indicado

Os ensaios foram realizados conforme aparato apresentado na Figura 6.9 e indicação do diagrama elétrico esquemático do circuito fechado formado, conforme indicado na Figura 6.10.



Figura 6.9: Aparato para realização dos ensaios.

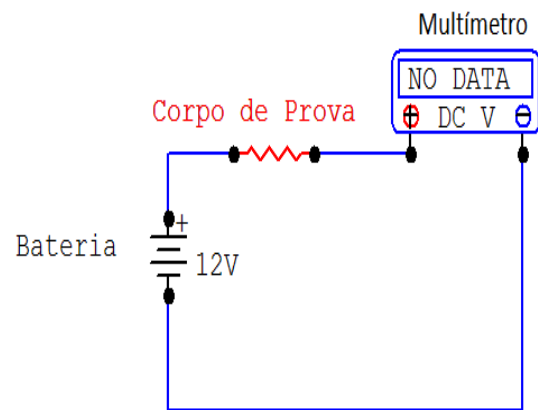


Figura 6.10: Diagrama elétrico esquemático.

A resistência elétrico-volumétrica de cada corpo-de-prova foi obtida por meio da Equação 6.1, conforme Seção 8.1 da NBR 9204 (2012):

$$R_V = \frac{U}{I} \quad (\text{Equação 6.1})$$

em que:

- R_V = resistência elétrico-volumétrica do corpo-de-prova em quilo-ohm ($k\Omega$);
- U = tensão aplicada ao corpo-de-prova em volt (V);
- I = intensidade da corrente elétrica que atravessa o corpo-de-prova em miliampere (mA).

Calculou-se a resistividade elétrico-volumétrica de cada corpo-de-prova utilizando-se a seguinte Equação 6.2, conforme Seção 8.2 da NBR 9204 (2012):

$$\rho_v = R_v \frac{A}{h} \quad (\text{Equação 6.2})$$

em que:

- ρ_v = resistividade elétrica-volumétrica do corpo-de-prova na idade de ensaio, em quilo-ohm - centímetros ($k\Omega\text{-cm}$);
- R_v = resistividade elétrica - volumétrica do corpo-de-prova, em quilo-ohm ($k\Omega$);
- A = área do eletrodo principal ou blindado, em centímetros quadrados (cm^2), dada pela Equação 6.3:

$$\frac{\pi \times D^2}{4} \quad (\text{Equação 6.3})$$

em que h é a altura do molde de corpo de prova (200mm) e D é o diâmetro do cilindro (100mm).

As etapas executadas no ensaio foram: a) após a preparação da calda, era realizada a primeira leitura de corrente elétrica; b) as leituras eram realizadas a cada intervalo de 15 minutos; c) entre os intervalos de 15 minutos, os corpos de prova eram colocados imersos em água resfriada ou aquecida com objetivo de manter a temperatura especificada para cada um dos ensaios: 25°C, 32°C, 38°C e 45°C, fazendo uso dos mesmos procedimentos descritos para os ensaios de fluidez com cone Marsh (ver Seção 6.2.5). Ressalte-se que todas as temperaturas foram controladas com termômetros digitais durante todo o decorrer dos ensaios.

6.2.3.3 - Resultados para as Pastas 1 a 4

A Tabela 6.6 a seguir apresenta os resultados da medição da resistividade volumétrica dos moldes das pastas de cimento 1 a 4, levando em consideração a média dos resultados das três amostras.

Os ensaios foram feitos na temperatura ambiente de 32°C em todas as pastas ensaiadas.

A Figura 6.11, a seguir, mostra a representação gráfica dos resultados indicados na Tabela 6.6.

Apresenta-se a seguir, separadamente, o gráfico dos resultados de resistividade elétrica volumétrica para cada uma das quatro pastas ensaiadas, com objetivo de identificar os tempos onde há mudança de declividade acentuada das leituras de resistividade. Considera-se o tempo t_1 , a partir do início das leituras, como sendo o tempo correspondente à primeira alteração de declividade dos resultados, e o tempo t_2 , também a partir do início das leituras, como sendo o tempo correspondente à segunda alteração de declividade dos resultados. Busca-se correlacionar os resultados obtidos através das campanhas de ensaios realizados, com os resultados do tempo t_1 obtidos por Zongjin *et al.* (2007), conforme estudos apresentados na Seção 3.5.1.6. Segundo Zongjin *et al.* (2007), o tempo t_1 corresponde ao tempo medido desde o início da hidratação até o ponto em que ocorre a transição, onde a resistividade medida começa a

crescer de forma acentuada indicando que o concreto começou a sair da fase de dormência e inicia a fase de endurecimento.

Tabela 6.6: Resultados das medições para os ensaios de Resistividade Elétrica.

Tempo de ensaio (minutos)	Resistividade elétrica volumétrica (quilo-ohms-centímetros)			
	Pasta 1 (C+A)	Pasta 2 (C+SP+P+A)	Pasta 3 (C+SP+A)	Pasta 4 (C+P+A)
15	0,008769	0,00889132	0,010026	0,0090391
30	0,010909	0,00948169	0,00953927	0,0090739
45	0,010945	0,0098175	0,0094248	0,0089533
60	0,011367	0,00953927	0,00939137	0,0090391
75	0,012127	0,00957805	0,00929675	0,0090391
90	0,012272	0,00950081	0,00913256	0,0091326
105	0,012317	0,00950081	0,00963025	0,0091444
120	0,01547	0,00931304	0,011126	0,0095136
135	0,016594	0,00992084	0,010825	0,0094627
150	0,024167	0,010178	0,010726	0,009591
165	0,2142	0,00996279	0,011027	0,0104875
180	0,222284	0,00973636	0,011027	0,0105344
195	0,240429	0,00985858	0,01101	0,0105344
210	0,273977	0,010026	0,010566	0,0110447
225	0,331859	0,010156	0,01023	0,0110967
240	0,436333	0,010091	0,010629	0,0115124
255	0,574683	0,010222	0,010608	0,0115879
270	0,812483	0,010222	0,010571	0,0115879
285	1,240105	0,010289	0,010619	0,011626
300	1,385999	0,010267	0,010619	0,011626
315	2,142	0,010222	0,010629	0,0124228
330	2,3562	0,010334	0,010781	0,0125552
345	2,617999	0,010312	0,014309	0,0128287
360	2,94525	0,010495	0,035912	0,0129938
375		0,010542	0,042211	0,0132868
390		0,010614	0,051941	0,0136723
405		0,010519	0,051137	0,0191043
420		0,010495	0,062174	0,0229724
435		0,010357	0,075471	0,033676
450		0,01071	0,100894	0,0501675
465		0,010662	0,099797	0,0706861
480		0,010858	0,103752	0,093008
495		0,011355	0,120296	0,11
510		0,0126	0,120031	0,15
525		0,015008	0,124689	0,16
540		0,01625	0,133799	0,20
555		0,017453	0,149095	0,32
570		0,0204	0,156178	0,45
585		0,020851	0,17041	0,77
600		0,023597	0,16715	1,22
615		0,023994	0,21993	1,28
630		0,024531	0,22562	1,94
645		0,023586	0,27000	2,06
660		0,028647	0,34976	2,65
675		0,0306	0,38126	2,94
690		0,035673	0,43128	3,25
705		0,035325	0,64790	3,55
720		0,037942	0,99698	4,01
735		0,039368	1,24799	4,30

C = cimento; SP = superplastificante; P = plastificante; A = água.

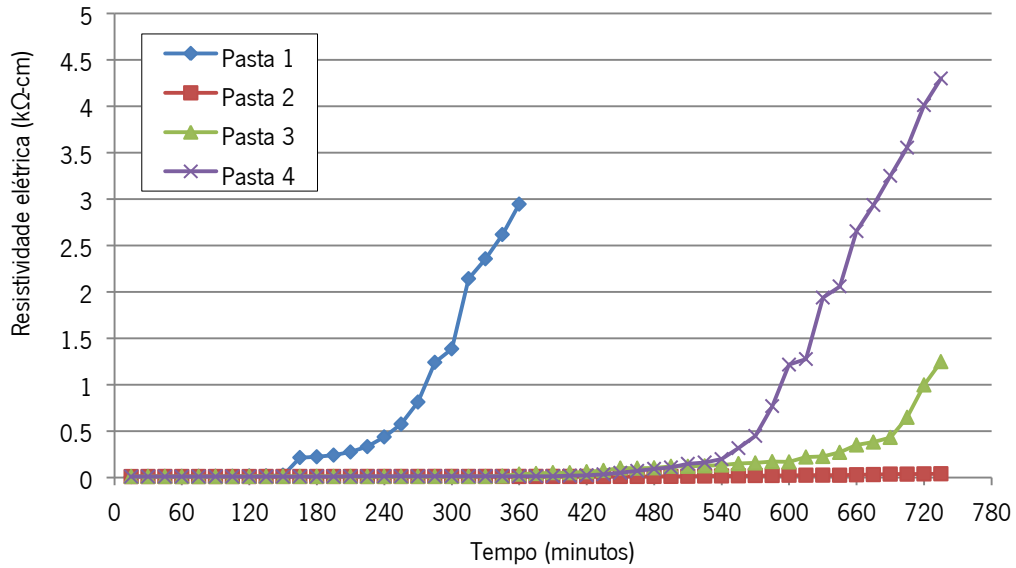


Figura 6.11: Representação gráfica dos resultados de resistividade indicados na Tabela 6.6

Nos ensaios aqui realizados, busca-se um modelo de análise que permita determinar qual o tempo medido t_i para cada pasta, com a expectativa de que se situe entre os tempos t_1 e t_2 identificados, para cada pasta, a partir das leituras apresentadas na Tabela 6.6 e na representação gráfica mostrada na Figura 6.11.

O gráfico da Figura 6.12 a seguir, apresenta os resultados da resistividade elétrica volumétrica para a Pasta 1 (C+A). Estão referenciados os tempos $T_i(V)$ (1,67 h) e $T_f(V)$ (2,75 h) obtidos nos ensaios de Agulha de Vicat.

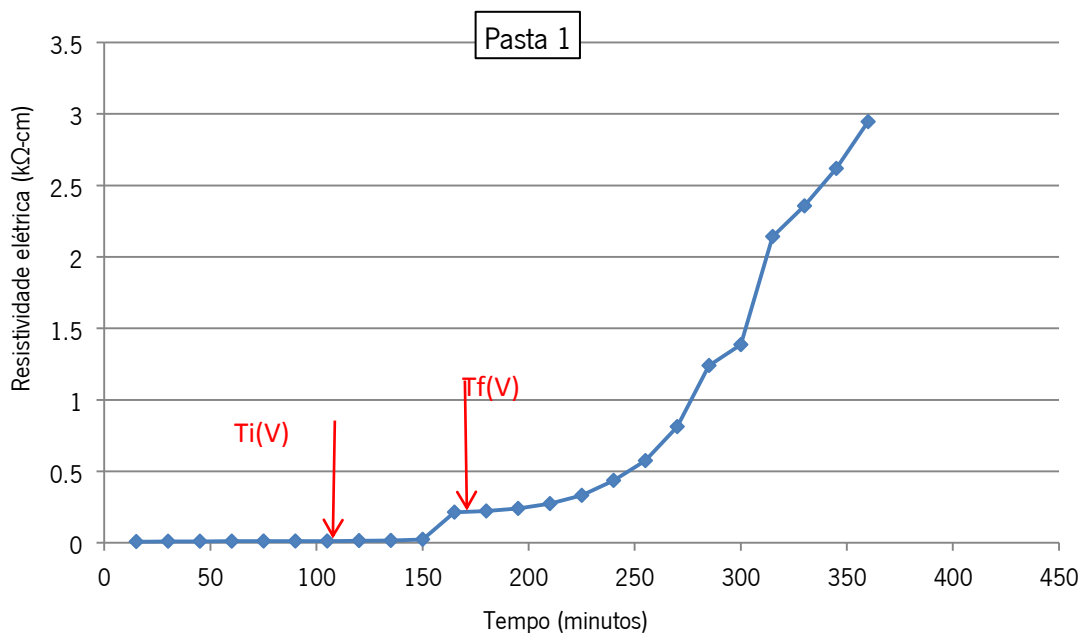


Figura 6.12: Representação gráfica dos resultados para a pasta 1

A Figura 6.13 apresenta as retas 1 e 2 que foram obtidas por regressão linear para os dois trechos do gráfico de resistividade elétrica. Objetivou-se encontrar o tempo t_i para a pasta 1, de modo a verificar se a interseção das duas retas guardaria correlação com o tempo t_i , conforme Zongjin *et al.* (2007).

Assim, o modelo de análise aplicado para a pasta 1 encontrou, para a interseção das duas retas 1 e 2, o tempo t_i igual a 3,90 horas ou 233,93 minutos.

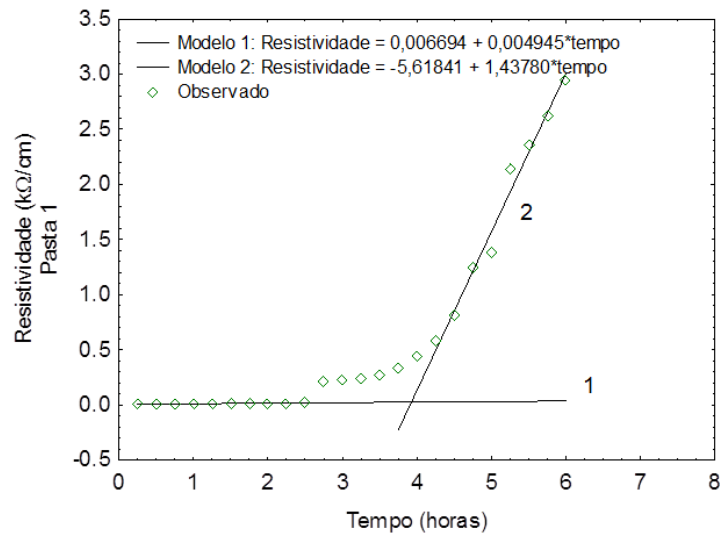


Figura 6.13: Interseção entre as retas 1 e 2 obtidas por regressão linear para a pasta 1.

O gráfico da Figura 6.14 a seguir, apresenta os resultados da resistividade elétrica volumétrica para a Pasta 2 (C+SP+P+A). Estão referenciados os tempos $T_i(V)$ 5,50 h e $T_f(V)$ (8,00 h) obtidos nos ensaios de Agulha de Vicat.

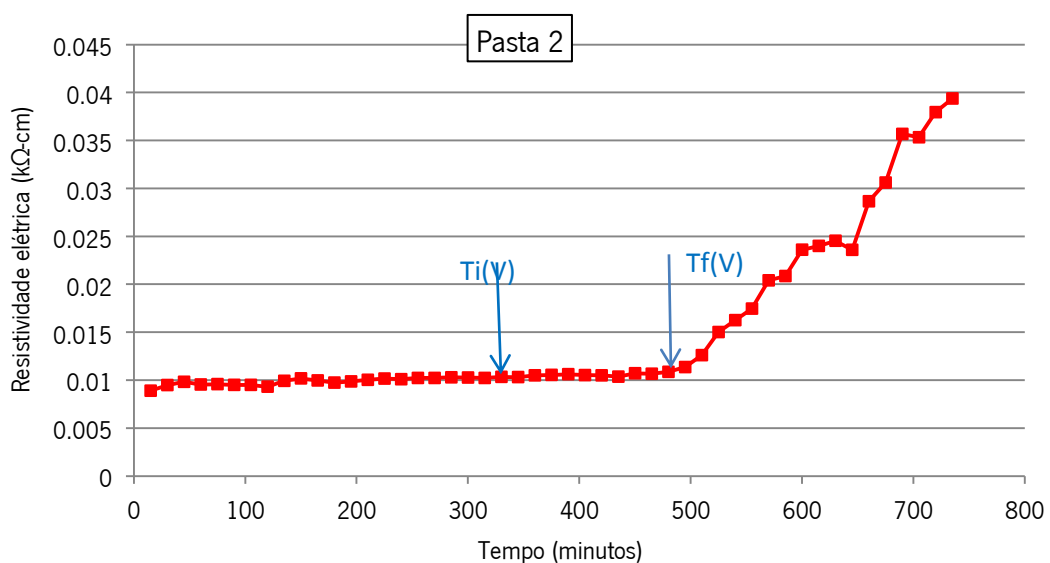


Figura 6.14: Representação gráfica dos resultados para a pasta 2

A Figura 6.15 apresenta as retas 1 e 2 que foram obtidas por regressão linear para os dois trechos do gráfico de resistividade elétrica. Objetivou-se encontrar o tempo t_i para a pasta 2, de modo a verificar se a interseção das duas retas guardaria correlação com o tempo t_i , conforme Zongjin *et al.* (2007).

Assim, o modelo de análise aplicado para a pasta 2 encontrou para a interseção das duas retas 1 e 2, o tempo t_i igual a 7,84 horas ou 470,52 minutos.

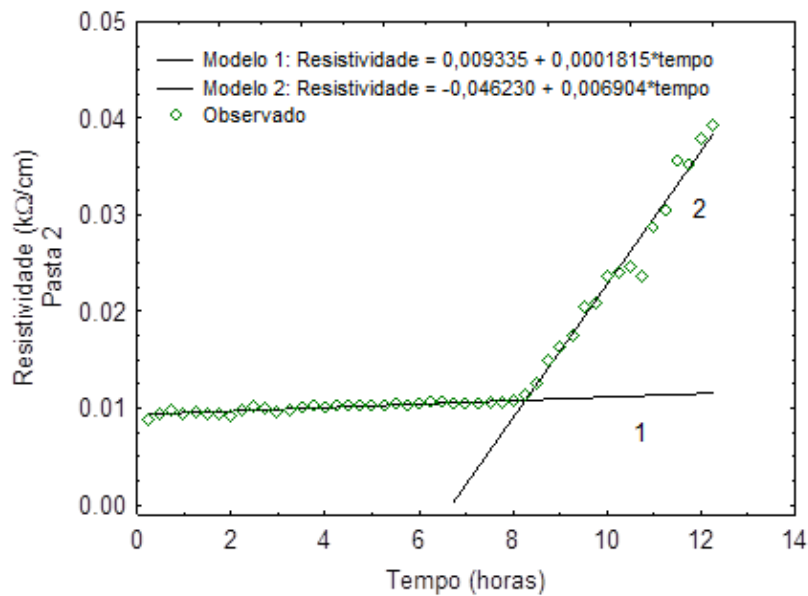


Figura 6.15: Interseção entre as retas 1 e 2 obtidas por regressão linear para a pasta 2.

O gráfico da Figura 6.16 a seguir, apresenta os resultados da resistividade elétrica volumétrica para a Pasta 3 (C+SP+A). Estão referenciados os tempos $T_i(V)$ (5,83 h) e $T_f(V)$ (7,92 h) obtidos nos ensaios de Agulha de Vicat.

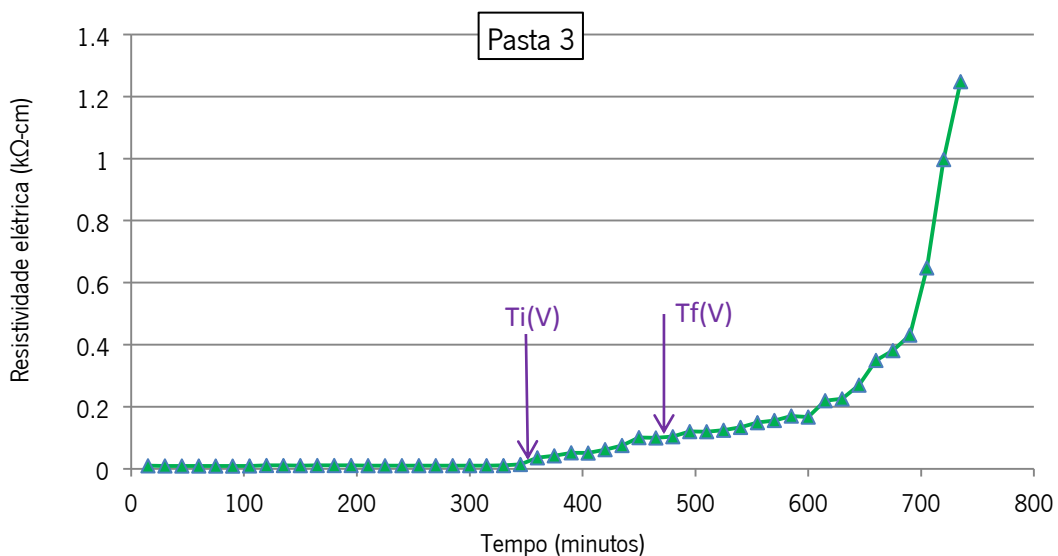


Figura 6.16: Representação gráfica dos resultados para a pasta 3

A Figura 6.17 apresenta as retas 1 e 2 que foram obtidas por regressão linear para os dois trechos do gráfico de resistividade elétrica. Objetivou-se encontrar o tempo t_i para a pasta 3, de modo a verificar se a interseção das duas retas guardaria correlação com o tempo t_i , conforme Zongjin *et al.* (2007).

Assim, o modelo de análise aplicado à pasta 3 encontrou para a interseção das duas retas 1 e 2, o tempo t_i igual a 11,14 horas ou 668,22 minutos.

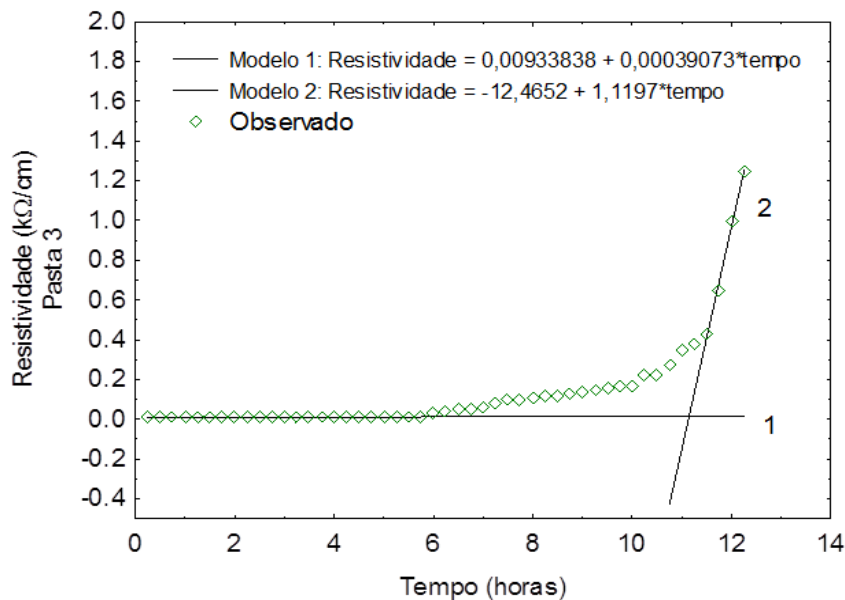


Figura 6.17: Interseção entre as retas 1 e 2 obtidas por regressão linear para a pasta 3.

O gráfico da Figura 6.18 a seguir, apresenta os resultados da resistividade elétrica volumétrica para a Pasta 4 (C+P+A). Estão referenciados os tempos $T_i(V)$ (7,00 h) e $T_f(V)$ (7,83 h) obtidos nos ensaios de Agulha de Vicat.

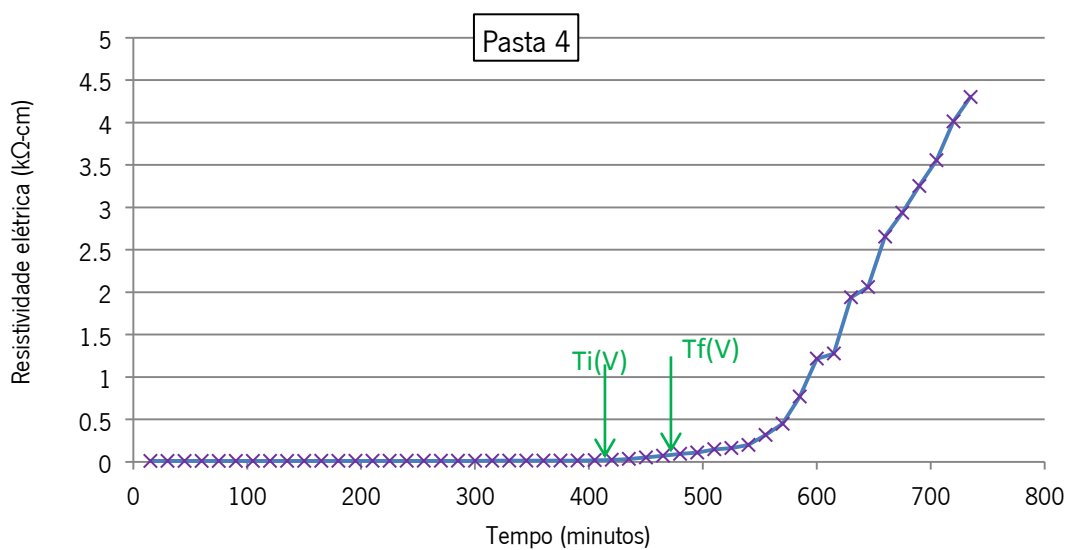


Figura 6.18: Representação gráfica dos resultados para a pasta 4

A Figura 6.19 apresenta as retas 1 e 2 que foram obtidas por regressão linear para os dois trechos do gráfico de resistividade elétrica. Objetivou-se encontrar o tempo t_i para a pasta 4, de modo a verificar se a interseção das duas retas guardaria correlação com o tempo t_i , conforme Zongjin *et al.* (2007).

Assim, o modelo de análise aplicado à pasta 4 encontrou para a interseção das duas retas 1 e 2, o tempo t_i igual a 9,15 horas ou 549,10 minutos.

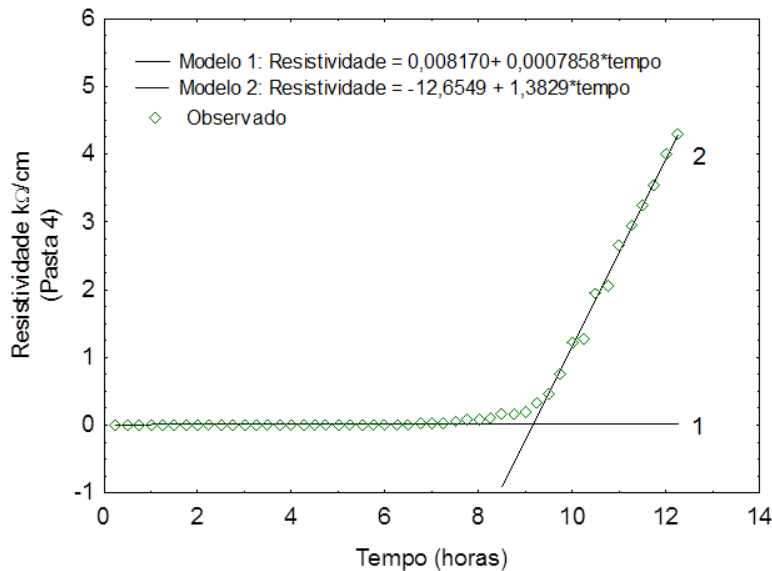


Figura 6.19: Interseção entre as retas 1 e 2 obtidas por regressão linear para a pasta 4.

6.2.3.4 - Resultados para a Pasta 7

A partir da aplicação das Equações 6.1, 6.2 e 6.3, foi possível calcular a resistividade elétrica de cada amostra. Foram três amostras da Pasta 7 para cada uma das quatro temperaturas estabelecidas: 25°C, 32°C, 38°C e 45°C; totalizando 12 resultados. Dessa maneira, foi possível estabelecer a evolução da corrente elétrica na pasta ao longo do tempo de realização do ensaio, onde foram efetuadas medições sequenciais sempre em intervalos de 15 minutos, até o final do ensaio, onde buscou-se identificar o tempo, após início do ensaio, a partir do qual se estabeleceu variação acentuada na resistividade elétrica da pasta. Após a continuidade das medições até ficar caracterizada a tendência evolutiva da resistividade, o ensaio era dado por concluído.

A Tabela 6.7, a seguir, apresenta os resultados da média das três amostras ensaiadas para cada uma das quatro temperaturas ensaiadas da pasta, onde: R_v ($k\Omega$) = resistência elétrica-volumétrica do corpo-de-prova em quilo-ohms; U (V) = tensão aplicada ao corpo-de-prova em volts; I (mA) = corrente elétrica que atravessa o corpo-de-prova em miliâmperes; A (cm^2) = área do eletrodo principal ou blindado, em centímetros quadrados; ρ_v ($k\Omega\text{-cm}$) = resistividade elétrico-volumétrica do corpo-de-prova na idade de ensaio, em quilo-ohms – centímetros.

Tabela 6.7: Evolução da resistividade elétrica da Pasta 7.

Tempo decorrido após início do ensaio (min)	Resultados do cálculo da resistividade elétrica ρ_v (k Ω -cm)			
	25°C	32°C	38°C	45°C
0	0,81	0,97	0,99	0,94
15	0,82	0,98	1,00	0,95
30	0,82	0,99	1,02	0,96
45	0,83	0,99	1,02	0,97
60	0,83	1,00	1,02	0,97
75	0,84	1,01	1,03	0,98
90	0,85	1,02	1,04	0,99
105	0,85	1,03	1,06	1,00
120	0,86	1,04	1,07	1,01
135	0,87	1,05	1,08	1,02
150	0,87	1,07	1,09	1,03
165	0,88	1,07	1,10	1,04
180	0,89	1,09	1,11	1,05
195	0,90	1,08	1,13	1,08
210	0,89	1,10	1,17	1,75
225	0,93	1,11	1,20	1,90
240	0,94	1,24	1,43	2,52
255	0,96	1,38	2,47	3,19
270	1,01	1,64	2,83	3,40
285	1,08	1,92	3,08	4,34
300	1,12	2,42	3,37	4,77
315	1,52	2,61	3,67	5,26
330	1,80	2,96	4,06	5,92
345	2,18	3,41	4,64	7,06
360	2,45	4,16	5,54	9,54
375	2,84	-	-	-
390	3,30	-	-	-

Os resultados da Tabela 6.7, para a resistividade elétrica média para cada uma das quatro temperaturas: 25°C, 32°C, 38°C e 45°C, estão apresentados em forma de gráfico na Figura 6.20.

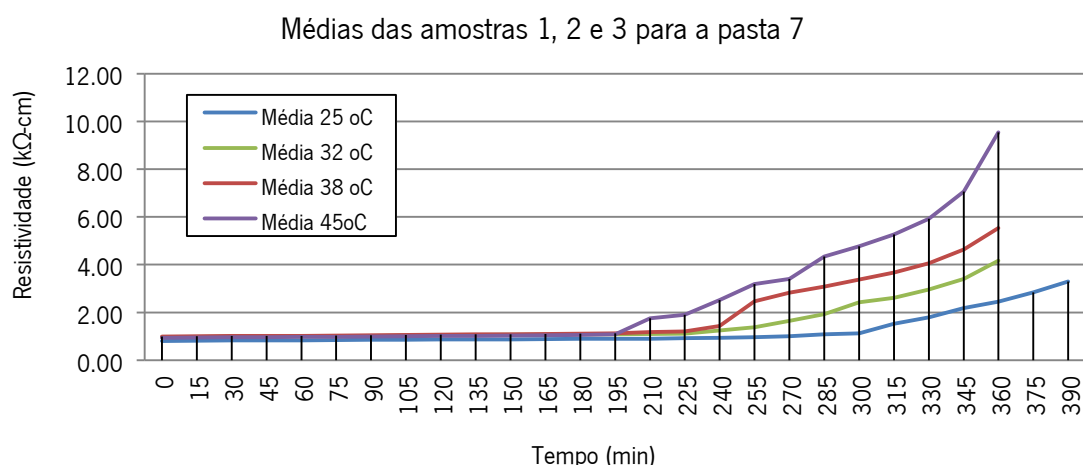


Figura 6.20: Resistividade elétrica média das temperaturas: 25°C, 32°C, 38°C e 45°C.

A Figura 6.20 mostra o gráfico da evolução da resistividade com o tempo, para a pasta 7 (C+MK+SP+P+A) nas quatro temperaturas ensaiadas, com três amostras para cada uma das quatro temperaturas. Todos os

ensaios aplicados à pasta 7 seguiram o mesmo procedimento adotado nos ensaios de resistividade elétrica aplicados às pasta 1 a 4, utilizando-se o mesmo aparato original desenvolvido para os ensaios de resistividade da presente pesquisa e que pode ser visualizado nas Figuras 6.5 a 6.10.

O gráfico da Figura 6.21 a seguir, apresenta os resultados da resistividade elétrica volumétrica para a Pasta 7 (C+MK+SP+P+A) na temperatura de 25°C, conforme resultados na Tabela 6.7. Está referenciado o tempo $T_i(V)$ (6,15 h) obtido nos ensaios de Agulha de Vicat.

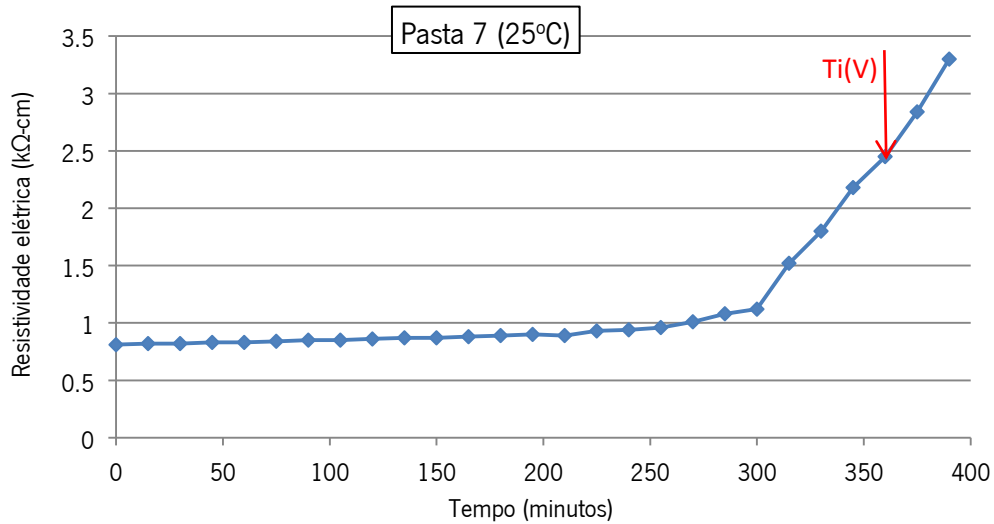


Figura 6.21: Evolução da resistividade elétrica para a pasta 7 na temperatura de 25°C.

A Figura 6.22 apresenta as retas 1 e 2 que foram obtidas por regressão linear para os dois trechos do gráfico de resistividade elétrica. Objetivou-se encontrar o tempo t_i para a pasta 7 na temperatura de 25°C, de modo a verificar se a interseção das duas retas guardaria correlação com o tempo t_i , conforme Zongjin *et al.* (2007).

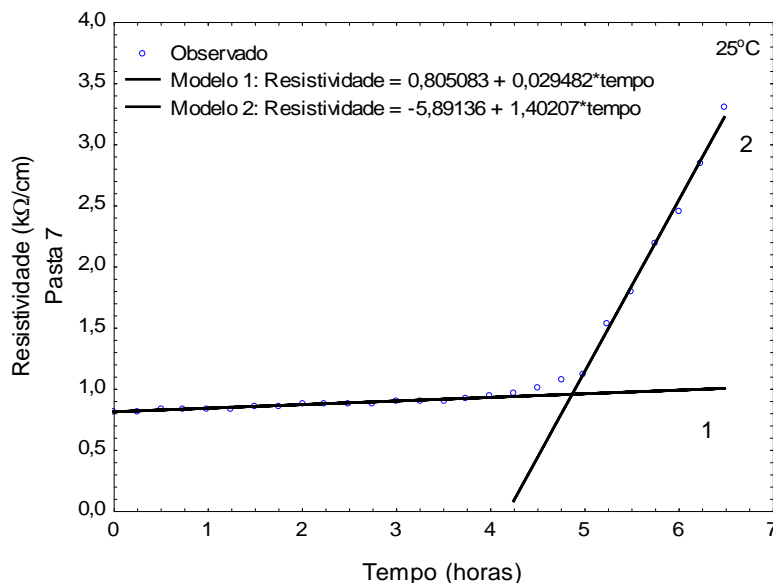


Figura 6.22: Interseção entre as retas 1 e 2 obtidas por regressão linear para a pasta 7 (25°C).

Assim, o modelo de análise aplicado para a pasta 7 na temperatura de 25°C encontrou, para a interseção das duas retas 1 e 2, tempo t_i igual a 4,88 horas ou 292,8 minutos.

O gráfico da Figura 6.23 a seguir, apresenta os resultados da resistividade elétrica volumétrica para a Pasta 7 (C+MK+SP+P+A) na temperatura de 32°C, conforme resultados na Tabela 6.7. Está referenciado o tempo $T_i(V)$ (5,54 h) obtido nos ensaios de Agulha de Vicat.

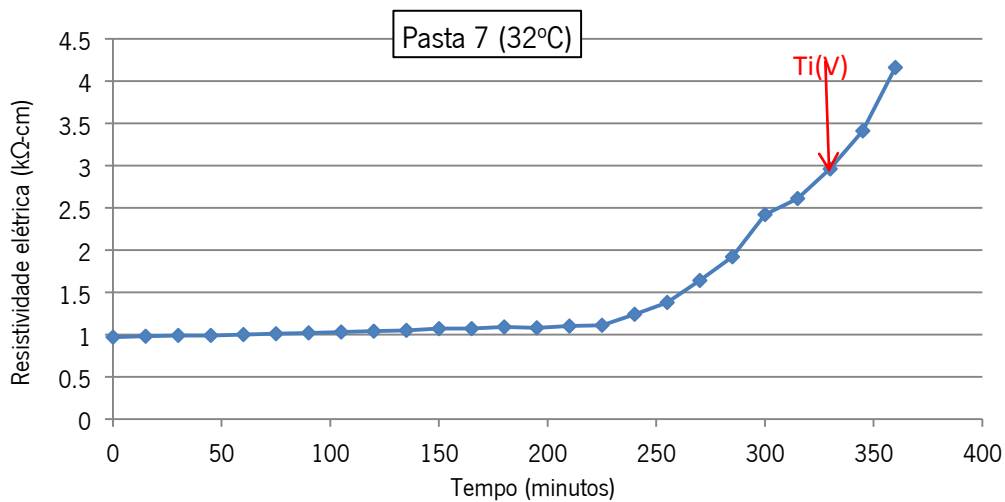


Figura 6.23: Evolução da resistividade elétrica para a pasta 7 na temperatura de 32°C.

A Figura 6.24 apresenta as retas 1 e 2 que foram obtidas por regressão linear para os dois trechos do gráfico de resistividade elétrica. Objetivou-se encontrar o tempo t_i para a pasta 7 na temperatura de 32°C, de modo a verificar se a interseção das duas retas guardaria correlação com o tempo t_i , conforme Zongjin *et al.* (2007).

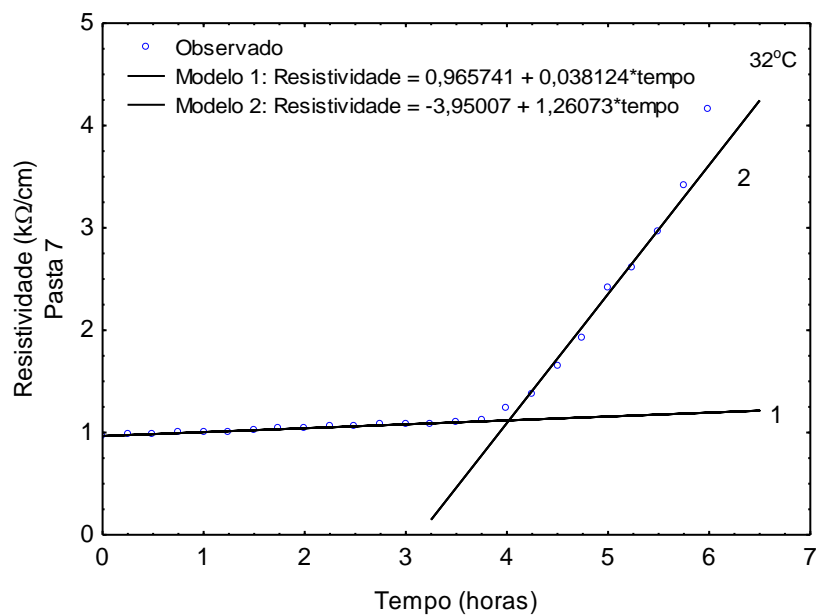


Figura 6.24: Interseção entre as retas 1 e 2 obtidas por regressão linear para a pasta 7 (32°C).

Assim, o modelo de análise aplicado à pasta 7 na temperatura de 32°C encontrou, para a interseção das duas retas 1 e 2, tempo t_i igual a 4,02 horas ou 241,2 minutos.

O gráfico da Figura 6.25 a seguir, apresenta os resultados da resistividade elétrica volumétrica para a Pasta 7 (C+MK+SP+P+A) na temperatura de 38°C, conforme resultados na Tabela 6.7. Estão referenciados os tempos $T_i(V)$ (3,80 h) e $T_f(V)$ (5,33 h) obtidos nos ensaios de Agulha de Vicat.

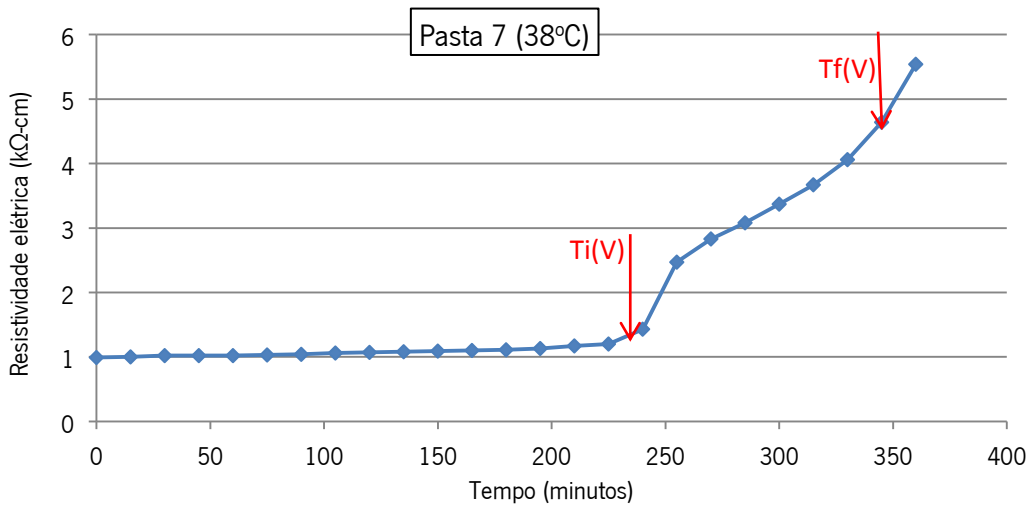


Figura 6.25: Evolução da resistividade elétrica para a pasta 7 na temperatura de 38°C.

A Figura 6.26 apresenta as retas 1 e 2 que foram obtidas por regressão linear para os dois trechos do gráfico de resistividade elétrica. Objetivou-se encontrar o tempo t_i para a pasta 7 na temperatura de 38°C, de modo a verificar se a interseção das duas retas guardaria correlação com o tempo t_i , conforme Zongjin *et al.* (2007).

Assim, o modelo de análise aplicado à pasta 7 na temperatura de 38°C encontrou, para a interseção das duas retas 1 e 2, tempo t_i igual a 3,31 horas ou 198,6 minutos.

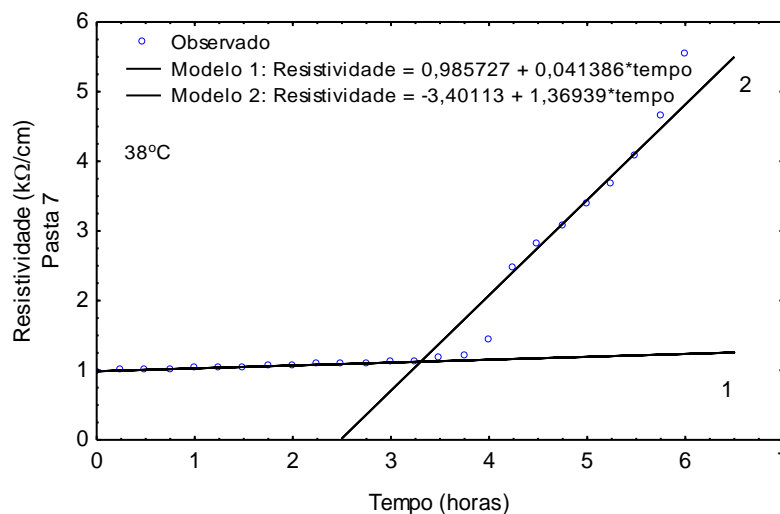


Figura 6.26: Interseção entre as retas 1 e 2 obtidas por regressão linear para a pasta 7 (38°C).

O gráfico da Figura 6.27 a seguir, apresenta os resultados da resistividade elétrica volumétrica para a Pasta 7 (C+MK+SP+P+A) na temperatura de 45°C, conforme resultados na Tabela 6.7. Estão referenciados os tempos $T_i(V)$ (3,31 h) e $T_f(V)$ (4,89 h) obtidos nos ensaios de Agulha de Vicat.

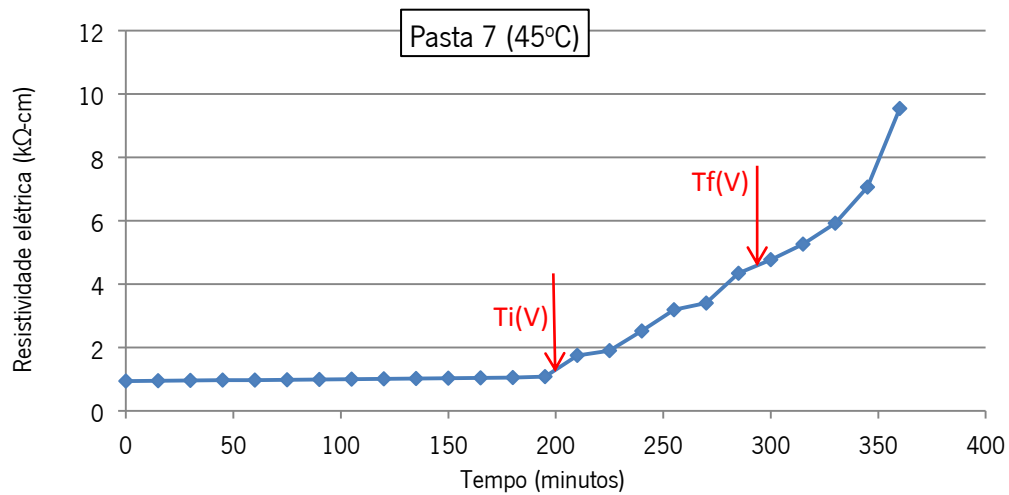


Figura 6.27: Evolução da resistividade elétrica para a pasta 7 na temperatura de 45°C.

A Figura 6.28 apresenta as retas 1 e 2 que foram obtidas por regressão linear para os dois trechos do gráfico de resistividade elétrica. Objetivou-se encontrar o tempo t_i para a pasta 7 na temperatura de 45°C, de modo a verificar se a interseção das duas retas guardaria correlação com o tempo t_i , conforme Zongjin *et al.* (2007).

Assim, o modelo de análise aplicado à pasta 7 na temperatura de 45°C encontrou, para a interseção das duas retas 1 e 2, tempo t_i igual a 3,29 horas ou 197,4 minutos.

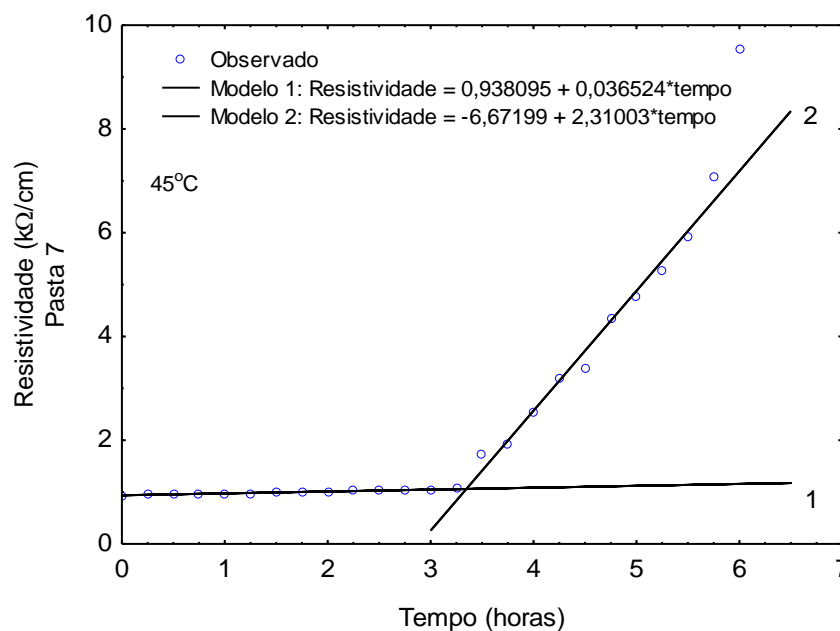


Figura 6.28: Interseção entre as retas 1 e 2 obtidas por regressão linear para a pasta 7 (45°C).

Na mesma condição de temperatura ambiente, 32°C, foram ensaiadas as pasta 1 (C+A), 2 (C+SP+P+A), 3 (C+SP+A), 4 (C+P+A) e 7 (C+MK+SP+P+A). Dessa forma, apresenta-se na Tabela 6.8 a seguir, os resultados dos tempos t_r (Resistividade) e T_i e T_f (Vicat), em horas, para essas pastas referidas.

Tabela 6.8: Resumo dos resultados de t_r , T_i e T_f , para as pastas 1 a 4 e 7 na temperatura 32°C.

Temperatura = 32°C	Relação (a/l)	Relação (sp+p)/a	Resistividade	Vicat	
			t_r (h)	T_i (h)	T_f (h)
Pasta 1 (C+A)	0,30		3,90	1,67	2,75
Pasta 2 (C+SP+P+A)	0,30	0,067	7,84	5,50	8,00
Pasta 3 (C+SP+A)	0,30		11,14	5,83	7,92
Pasta 4 (C+P+A)	0,30		9,15	7,00	7,83
Pasta 7 (C+MK+SP+P+A)	0,451	0,046	4,02	5,54	8,07

Relação (a/l) = relação água/ligante

Relação (sp+p)/a = relação (superplastificante + plastificante) / água

A Tabela 6.9 apresenta os resultados dos tempos t_r (Resistividade) e T_i e T_f (Vicat), em horas, para os ensaios aplicados à pasta 7 nas temperaturas de 25°C, 32°C, 38°C e 45°C.

Tabela 6.9: Resultados de t_r , T_i e T_f , para a pasta 7 nas temperaturas 25, 32, 38 e 45°C.

Temperatura	Pasta 7		
	t_r (h)	T_i (h)	T_f (h)
25°C	4,88	6,15	8,92
32°C	4,02	5,54	8,07
38°C	3,31	3,88	5,74
45°C	3,29	3,31	4,89

A partir dos resultados apresentados nas Tabelas 6.8 e 6.9, bem como nos estudos desenvolvidos por Zongjin *et al.* (2007) (ver Seção 3.5.1.6), procurou-se verificar se os estudos e ensaios realizados utilizando aparato original desenvolvido para a presente pesquisa, poderia ser comparado com os resultados obtidos por Zongjin *et al.* (2007) fazendo uso de equipamento não penetrante desenvolvido e patenteado para medição de resistividade elétrica, com objetivo de correlacionar esses resultados aos obtidos através dos ensaios de Agulha de Vicat. Assim sendo, poder-se-ia estabelecer os tempos de início e fim de pega a partir da medição da resistividade elétrica.

A Figura 6.29 mostra gráfico com os resultados dos tempos de início de pega (T_i) e fim de pega (T_f), em horas, obtidos através dos ensaios de Agulha de Vicat, obtidos por Zongjin *et al.* (2007) (ver Tabela 3.6) e na presente pesquisa conforme as Tabelas 6.4 e 6.5.

A Figura 6.30 mostra gráfico com os resultados dos ensaios de Resistividade, tempo t_r (horas) no eixo x (abscissas), e dos ensaios de Vicat, tempo T_i (horas) no eixo y (ordenadas), obtidos por Zongjin *et al.* (2007) (ver Tabela 3.6) e na presente pesquisa conforme as Tabelas 6.8.

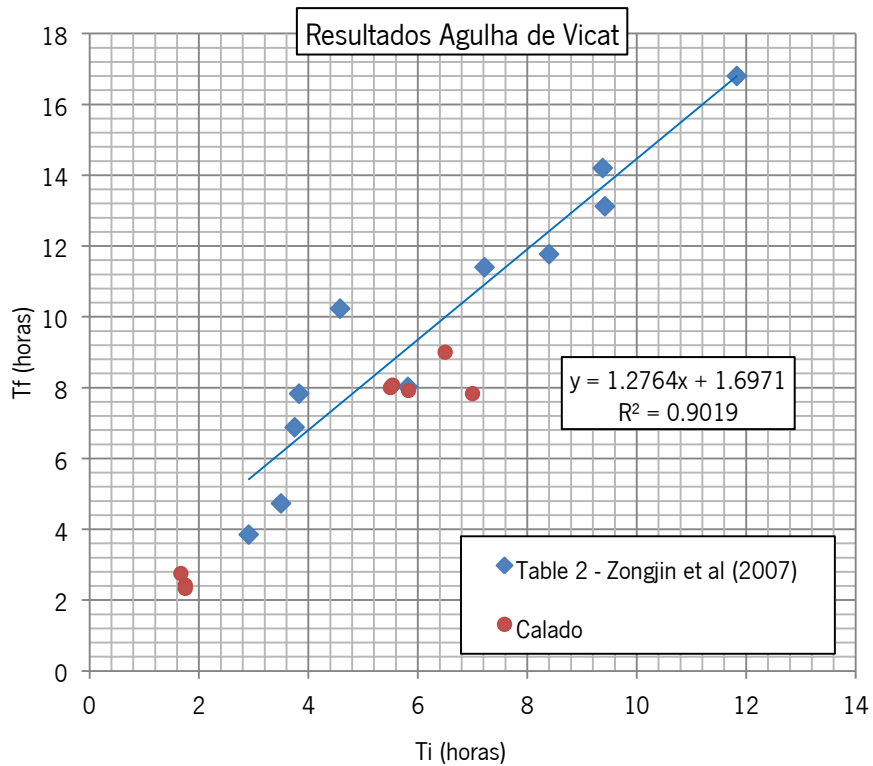


Figura 6.29: Resultados dos tempos de início (Ti) e fim (Tf) de pega através de Vicat

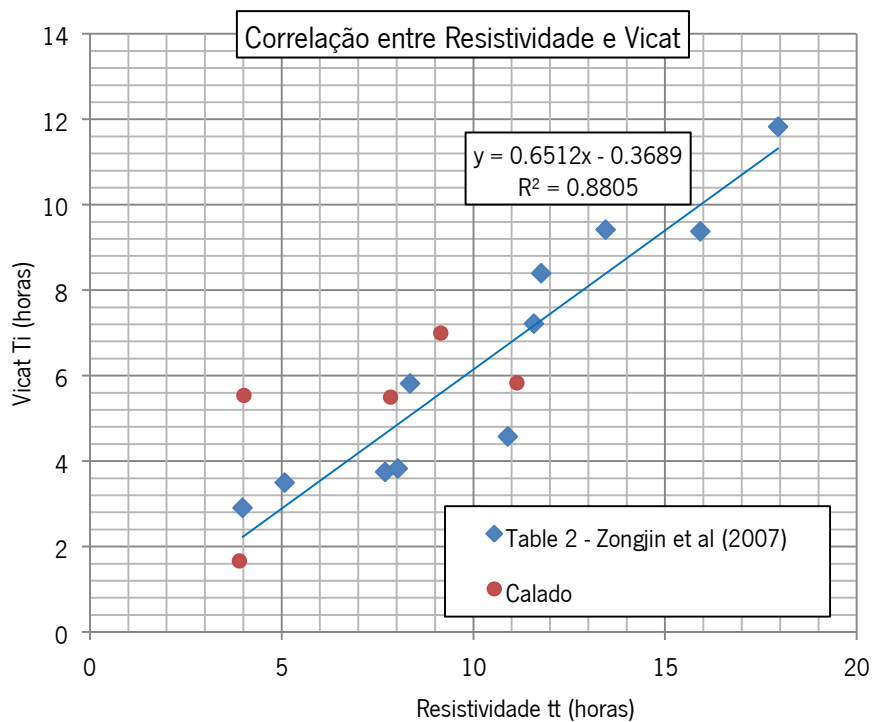


Figura 6.30: Tempo ensaio de resistividade t_t x tempo ensaio de Vicat T_i

A Figura 6.31 mostra os resultados dos tempos de início de pega (Ti) e fim de pega (Tf) obtidos através da aplicação das Equações 3.3 e 3.4 conforme Zongjin *et al.* (2007) (ver Seção 3.5.1.6), a partir dos resultados obtidos através da resistividade. Obteve-se os tempos de início e fim de pega com ensaios de resistividade, correlacionados com os resultados dos ensaios de Agulha de Vicat.

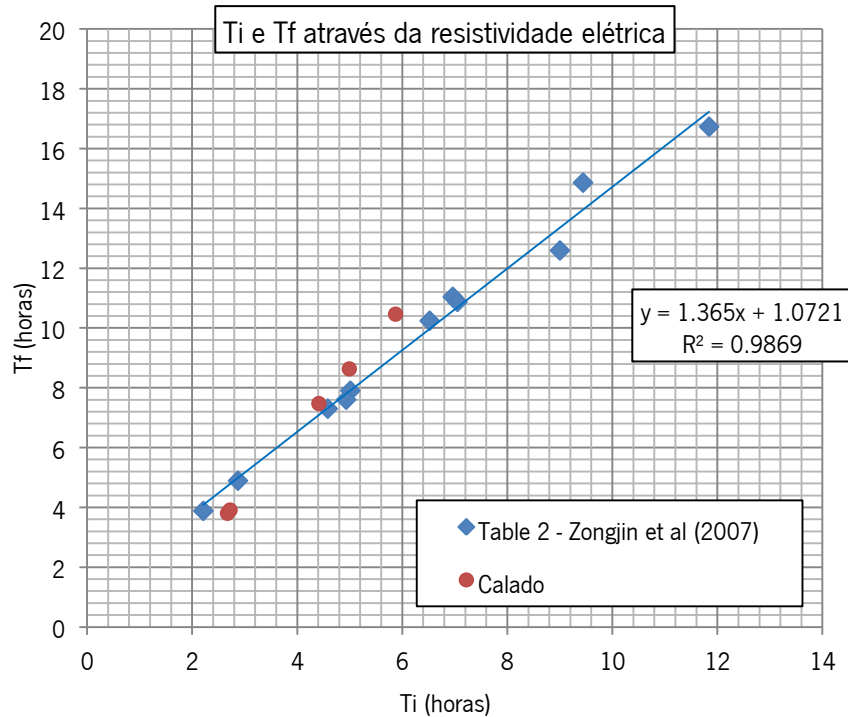


Figura 6.31: Tempos T_i e T_f obtidos através de ensaios de resistividade elétrica

Com os tempos T_i e T_f de início e fim de pega das pastas 1 a 4 e 7, todas na temperatura de 32°C, obtidos a partir da aplicação das Equações 3.3 e 3.4 conforme Zongjin *et al.* (2007) (ver Seção 3.5.1.6), estabeleceu-se os gráficos das Figuras 6.32 a 6.36, que complementam os gráficos já apresentados nas Figuras 6.12, 6.14, 6.16, 6.18 e 6.23 para as pastas 1 a 4 e 7, respectivamente.

A Figura 6.32 apresenta o gráfico mostrado na Figura 6.12 para a pasta 1, com a indicação dos tempos de pega T_i (R) e T_f (R) obtidos através da correlação dos ensaios de Resistividade e Vicat (Zongjin *et al.*, 2007). T_i (V) e T_f (V) representam os tempos de pega obtidos através dos ensaios de Vicat.

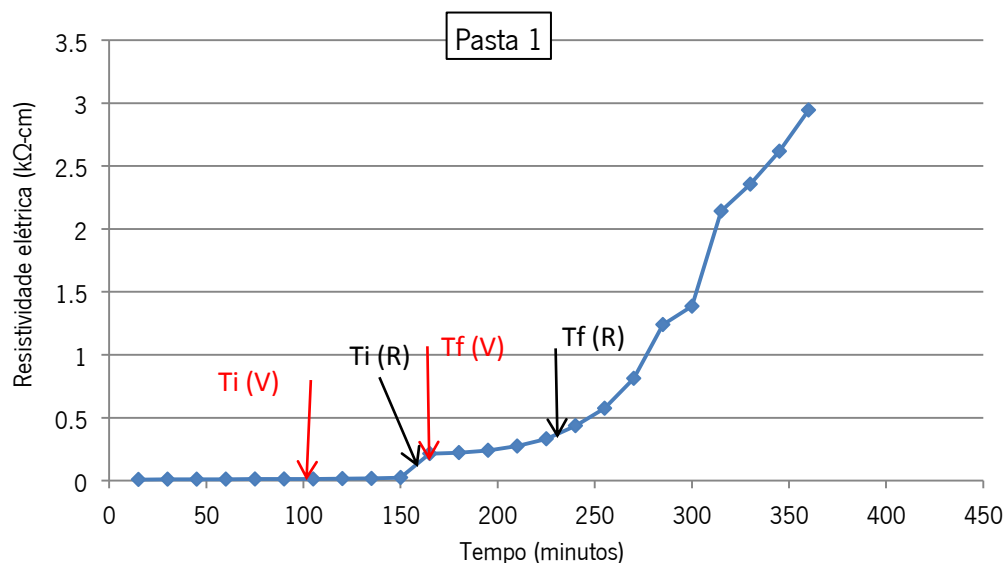


Figura 6.32: Representação gráfica dos tempos de pega T_i (R) e T_f (R) para a Pasta 1

A Figura 6.33 apresenta o gráfico mostrado na Figura 6.14 para a pasta 2, com a indicação dos tempos de pega T_i (R) e T_f (R) obtidos através da correlação dos ensaios de Resistividade e Vicat (Zongjin *et al.*, 2007). T_i (V) e T_f (V) representam os tempos de pega obtidos através dos ensaios de Vicat.

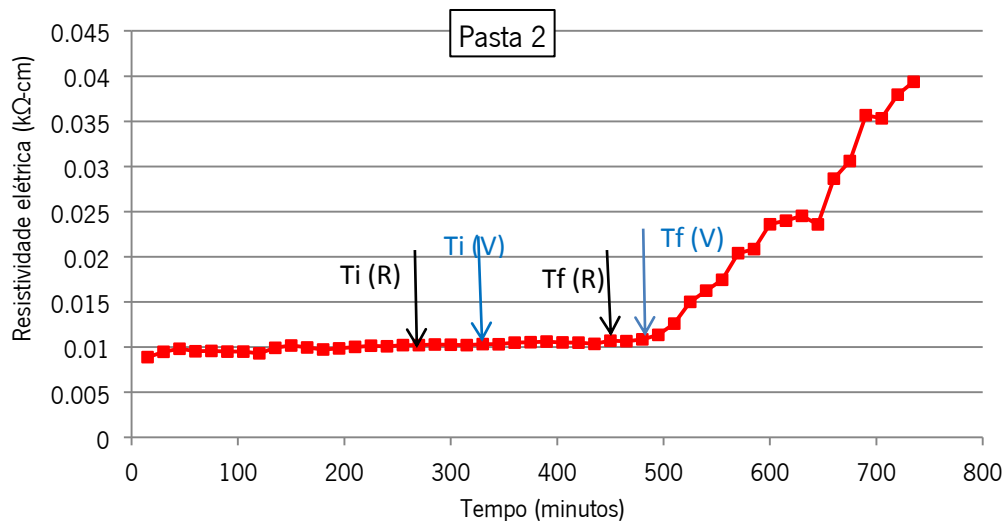


Figura 6.33: Representação gráfica dos tempos de pega T_i (R) e T_f (R) para a Pasta 2

A Figura 6.34 apresenta o gráfico mostrado na Figura 6.16 para a pasta 3, com a indicação dos tempos de pega T_i (R) e T_f (R) obtidos através da correlação dos ensaios de Resistividade e Vicat (Zongjin *et al.*, 2007). T_i (V) e T_f (V) representam os tempos de pega obtidos através dos ensaios de Vicat.

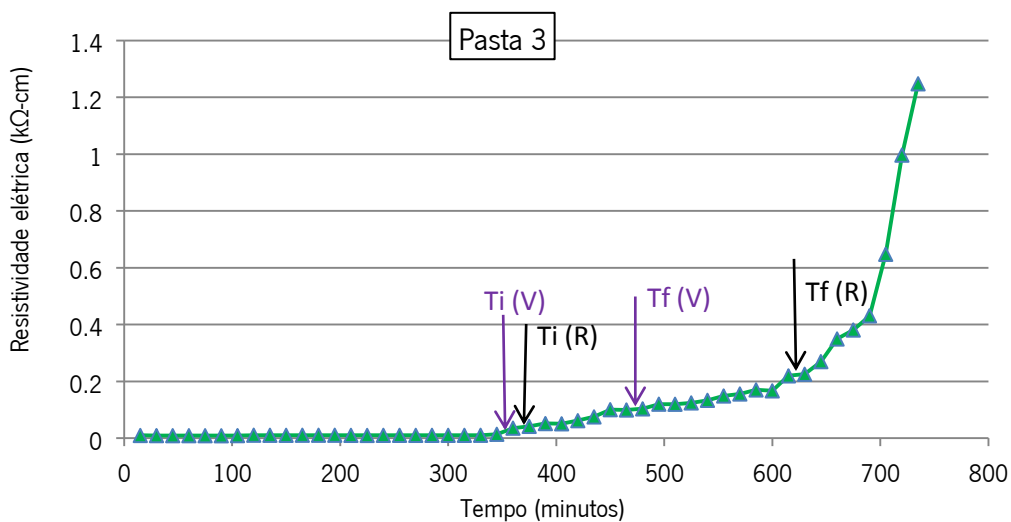


Figura 6.34: Representação gráfica dos tempos de pega T_i (R) e T_f (R) para a Pasta 3

A Figura 6.35 apresenta o gráfico mostrado na Figura 6.18 para a pasta 4, com a indicação dos tempos de pega T_i (R) e T_f (R) obtidos através da correlação dos ensaios de Resistividade e Vicat (Zongjin *et al.*, 2007). T_i (V) e T_f (V) representam os tempos de pega obtidos através dos ensaios de Vicat.

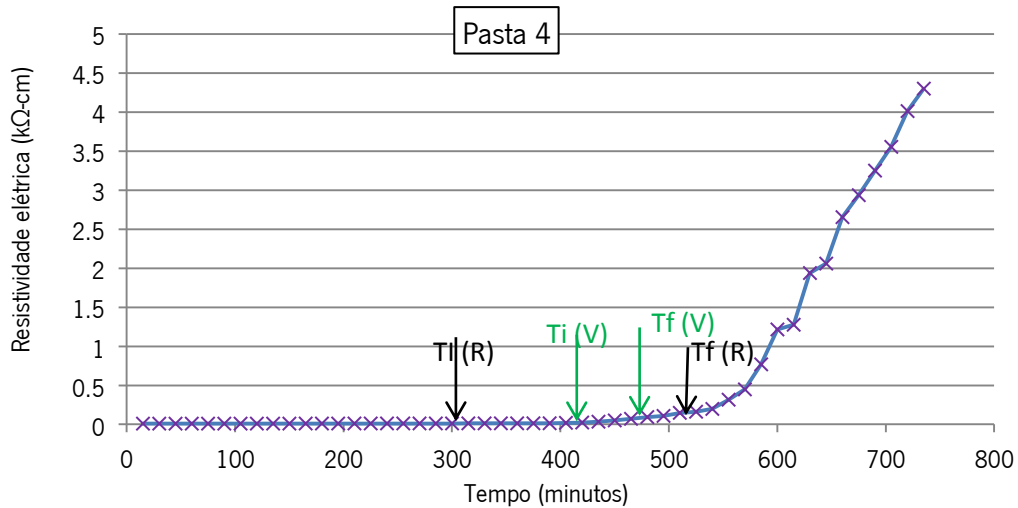


Figura 6.35: Representação gráfica dos tempos de pega $T_i(R)$ e $T_f(R)$ para a Pasta 4

A Figura 6.36 apresenta o gráfico mostrado na Figura 6.23 para a pasta 7, com a indicação dos tempos de pega $T_i(R)$ e $T_f(R)$ obtidos através da correlação dos ensaios de Resistividade e Vicat (Zongjin *et al.*, 2007). $T_i(V)$ e $T_f(V)$ representam os tempos de pega obtidos através dos ensaios de Vicat.

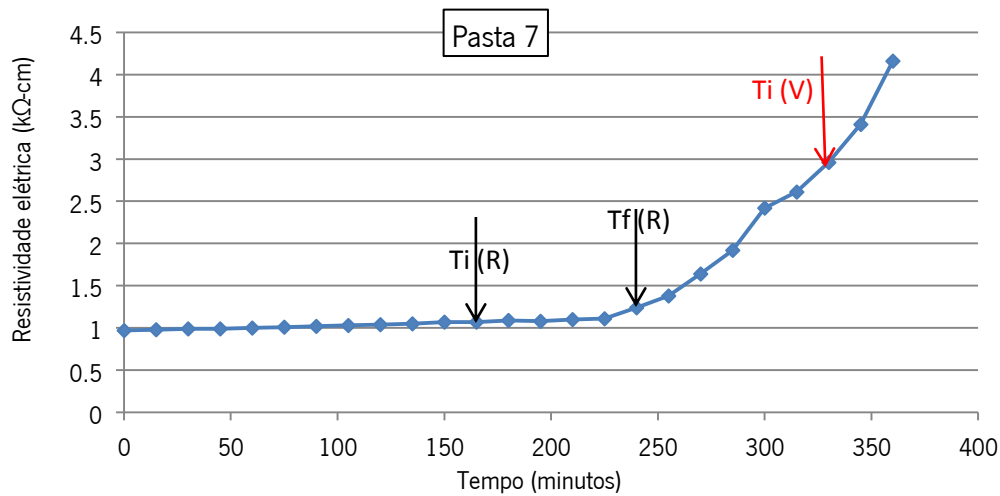


Figura 6.36: Representação gráfica dos tempos de pega $T_i(R)$ e $T_f(R)$ para a Pasta 7

6.2.3.5 – Comentários e conclusões

Os resultados dos tempos de início e fim de pega obtidos e visualizados através dos ensaios de Agulha de Vicat, $T_i(V)$ e $T_f(V)$, bem como de Resistividade elétrica, $T_i(R)$ e $T_f(R)$, permitiram o estabelecimento das seguintes considerações:

- 1) O modelo de regressão linear para os dois trechos do gráfico de resistividade elétrica permitiu obtenção dos resultados de t_f dentro de boa aproximação para as pastas 1, 2, 4 e 7. No entanto, o

gráfico da leitura dos tempos para a pasta 3, conduziu a um trecho de transição entre as duas retas onde o modelo aplicado levou a um t_f muito elevado;

- 2) As pastas 1 e 5 (C+A), foram as que apresentaram os menores tempos de $T_i(V)$ e $T_f(V)$, como esperado. Inclusive, para a pasta 1, obteve-se $T_i(V) < T_i(R) < T_f(V) < T_f(R)$;
- 3) A pasta 2 (C+SP+P+A), com relação $(sp+p)/a$ de 0,067 e relação (a/l) de 0,30, comparada com a pasta 7 (C+MK+SP+P+A), com relação $(sp+p)/a$ de 0,046 e relação (a/l) de 0,451, apresentou tempos muito próximos de $T_i(V)$ e maiores de $T_i(R)$ em relação à pasta 7. Para a pasta 2 obteve-se $T_i(R) < T_i(V) < T_f(R) < T_f(V)$ e para a pasta 7 obteve-se $T_i(R) < T_f(R) < T_i(V) < T_f(V)$. Já a pasta 6 (C+SP+P+A), com relação $(sp+p)/a = 0,081$ e relação $(a/l) = 0,249$, apresentou maiores $T_i(V)$ e $T_f(V)$ que as pastas 2 e 7. Dessa forma, é possível considerar que a relação $(sp+p)/a$ exerceu maior influência que a relação (a/l) na obtenção de maiores tempos de pega, inicial e final;
- 4) A pasta 3 (C+SP+A), com relação $(a/l) = 0,30$, apresentou nos ensaios de Agulha de Vicat tempos de início e fim de pega compatíveis com as pastas 2 e 7. No entanto, os tempos de início e fim de pega obtidos através da resistividade, foram os maiores para as pastas ensaiadas, tendo sido observados $T_i(V) < T_i(R) < T_f(V) < T_f(R)$;
- 5) A pasta 4 (C+P+A), com relação $(a/l) = 0,30$, apresentou nos ensaios de Resistividade tempos de início e fim de pega compatíveis com a pasta 2. No entanto, os tempos de início e fim de pega obtidos através de Vicat, foram compatíveis com a pasta 6. Obteve-se então $T_i(R) < T_i(V) < T_f(V) < T_f(R)$.

A pasta 7, a pasta do CAA aplicado nos ensaios da pesquisa em laboratório, foi ensaiada nas temperaturas de 25°C, 38°C e 45°C, além da temperatura de 32°C conforme já avaliado.

No conjunto dos gráficos de resistividade elétrica apresentados para a pasta 7, avaliando-se os resultados das leituras ao longo do tempo, para as quatro temperaturas distintas, 25°C, 32°C, 38°C e 45°C, verificou-se:

- 1) Para cada uma das quatro temperaturas adotadas, identificou-se duas fases no ensaio. Na primeira fase, a variação da resistividade é pequena, enquanto que na segunda fase, a referida variação se dá de forma acentuada;
- 2) Quanto menor foi a temperatura da pasta, maior foi o tempo de ensaio a partir do qual se iniciou a segunda fase, onde foi identificado o incremento acentuado da resistividade elétrica da pasta ao longo do tempo;

- 3) A mudança de comportamento da resistividade, com incremento acentuado a partir de determinado tempo de ensaio, o tempo de transição t_t , indicou que o concreto começou a sair da fase de dormência e iniciou a fase de endurecimento (ver Seção 3.5.1.6).

Dessa forma, os resultados obtidos com a medição da resistividade elétrica de diferentes pastas devido às suas composições, na mesma temperatura e em diferentes temperaturas, através de aparato original desenvolvido para a pesquisa, podem ser considerados coerentes e passíveis de posterior análise comparativa com outros ensaios feitos nas mesmas pastas.

6.2.4 – Ensaios de Calorimetria

6.2.4.1 - Introdução

Os ensaios de calorimetria foram aplicados às pastas 1 a 4, todos na temperatura ambiente, 32°C. Procurou-se identificar o tempo decorrido de ensaio onde cada uma das pastas apresentou o máximo calor medido através de termômetro. De posse desses dados, procurou-se comparar com os resultados dos outros ensaios para compreender melhor o comportamento de cada uma das pastas. Ressalte-se que a pasta 1, de consistência normal, era composta apenas de cimento e água. A pasta 2 era composta de cimento e água, mais aditivo químico superplastificante e aditivo químico plastificante, sendo usualmente a pasta aplicada para obtenção do CAA. A pasta 3 era composta de cimento e água, mais aditivo superplastificante, pasta capaz de escoar devido à ação do superplastificante. A pasta 4 era composta de cimento e água, mais aditivo plastificante, pasta usualmente aplicada para obtenção do CC.

6.2.4.2 - Procedimento

Para a realização dos ensaios foram utilizados os seguintes equipamentos: (a) Caixa térmica de EPS (isopor), com espessura de 4 centímetros de parede; (b) Termômetro com datalog + 4 canais para sensores do tipo k ; (c) Argamassadeira; (d) Película laminada – para forrar a parte interna da caixa de EPS, com objetivo de melhorar as condições para manutenção da temperatura interna.

A Figura 6.37 mostra os equipamentos acima mencionados dispostos sobre bancada. A Figura 6.38 mostra em destaque para a caixa térmica e o dispositivo central para fixação dos sensores do termômetro com datalog.



Figura 6.37: Vista geral dos equipamentos



Figura 6.38: Detalhe da caixa térmica

A Figura 6.39 mostra a bancada com os materiais medidos, separados e prontos para o início do procedimento dos ensaios. A Figura 6.40 mostra a pasta sendo colocada na caixa térmica após ter sido misturada conforme procedimento adotado. A Figura 6.41 mostra o procedimento de preparação concluído, com os sensores térmicos fixados para início das leituras. A Figura 6.42 mostra as demais amostras, perfazendo o total de quatro pastas ensaiadas.



Figura 6.39: Materiais preparados para ensaios



Figura 6.40: Colocação da pasta



Figura 6.41: Dispositivo pronto para ensaio



Figura 6.42: Pastas 2, 3 e 4 preparadas

Os ensaios foram realizados aplicando-se as pastas 1 a 4, conforme as composições estabelecidas, e apresentadas na Tabela 6.2. A preparação das amostras atendeu ao estabelecido pela NM 43 (2003) para determinação da pasta de consistência normal.

Para a Pasta 1 (cimento + água): Inicialmente, com o misturador parado, era colocada a água e o cimento na cuba e esperava-se 30 segundos para a próxima etapa; Em seguida, misturava-se a água e o cimento por 30s em velocidade lenta, quando então era desligado o misturador e retirada a pasta presa às paredes da cuba, pelo tempo de 15s; Finalizava-se a preparação religando o misturador por mais 60s em velocidade rápida.

Para a pasta 2 (cimento + superplastificante + plastificante + água): Inicialmente, com o misturador parado, era colocada a água e o cimento na cuba e esperava-se 30 segundos para a próxima etapa; Em seguida, misturava-se a água e o cimento por 30s em velocidade lenta, adicionando-se inicialmente o plastificante e logo em seguida o superplastificante, quando então era desligado o misturador e retirada a pasta presa às paredes da cuba, pelo tempo de 15s; Finalizava-se a preparação religando o misturador por mais 60s em velocidade rápida.

Para a pasta 3 (cimento + superplastificante + água) e a pasta 4 (cimento + plastificante + água), foi seguido o mesmo procedimento aplicado à pasta 2, sendo que para a pasta 3 adicionou-se apenas o superplastificante, e para a pasta 4 adicionou-se apenas o aditivo químico plastificante.

6.2.4.3 - Resultados

A Tabela 6.10 apresenta os resultados dos ensaios de calorimetria aplicados às quatro pastas utilizadas, as pastas 1 a 4. Essas pastas foram preparadas à temperatura ambiente, em média 32°C.

Tabela 6.10: Resultados das medições para os ensaios de Calorimetria.

Calorimetria (°C)									
Tempo (m)	Pasta 1 (C+A)	Pasta 2 (C+SP+P+A)	Pasta 3 (C+SP+A)	Pasta 4 (C+P+A)	Tempo (m)	Pasta 1 (C+A)	Pasta 2 (C+SP+P+A)	Pasta 3 (C+SP+A)	Pasta 4 (C+P+A)
90	29,6	30,4	29,4	30,9	495	89,9	41,7	89,2	81,4
105	30,4	32,5	30,6	32,5	510	87,9	41,4	94,4	78,6
120	31,0	34,9	33,1	33,5	525	85,9	41,2	96,7	76,0
135	31,8	38,2	36,8	34,7	540	84,0	41,1	97,3	73,5
150	32,6	41,7	42,0	35,9	555	82,0	41,1	96,3	71,1
165	33,5	45,8	47,8	37,0	570	80,1	41,2	94,6	68,8
180	34,8	50,6	52,9	38,2	585	78,2	41,5	92,2	66,8
195	36,9	53,7	54,4	39,2	600	76,4	41,8	89,6	64,7
210	38,9	54,5	54,6	40,1	615	74,8	42,4	86,7	62,9
225	41,8	54,4	54,6	40,8	630	73,0	43,3	84,0	61,0
240	46,0	53,8	55,1	41,4	645	71,5	44,6	81,2	59,3
255	53,1	53,0	56,9	42,2	660	70,0	46,5	78,6	57,6

Tabela 6.10: Resultados das medições para os ensaios de Calorimetria (continuação).

Calorimetria (°C)									
Tempo (m)	Pasta 1 (C+A)	Pasta 2 (C+SP+P+A)	Pasta 3 (C+SP+A)	Pasta 4 (C+P+A)	Tempo (m)	Pasta 1 (C+A)	Pasta 2 (C+SP+P+A)	Pasta 3 (C+SP+A)	Pasta 4 (C+P+A)
270	65,1	52,1	62,9	42,6	675	68,4	48,5	76,0	56,2
285	74,7	51,2	71,5	42,9	690	67,0	50,5	73,5	54,7
300	84,7	50,3	76,2	42,8	705	65,6	52,3	71,2	53,4
315	98,7	49,3	82,8	42,9	720	64,3	54,5	69,0	52,1
330	100,8	48,4	93,1	42,9	735	63,0	57,4	66,9	50,9
345	102,0	47,6	98,5	43,5	750	61,8	61,2	64,9	49,8
360	102,4	46,8	99,3	44,4	765	60,5	65,2	63,0	48,7
375	102,4	46,0	99,1	46,1	780	59,4	69,3	61,2	47,6
390	101,7	45,3	99,4	49,3	795	58,3	73,2	59,6	46,7
405	100,7	44,6	98,1	54,4	810	57,2	76,8	58	45,8
390	101,7	45,3	99,4	49,3	825	56,2	79,6	56,5	44,9
405	100,7	44,6	98,1	54,4	840	55,2	81,4	55	44,1
420	99,6	44,0	58,3	95,8	855	54,3	82,2	53,6	43,3
435	97,8	43,4	62,3	92,8	870	53,4	82,4	52,4	42,5
450	96,0	42,9	67,2	90,1	885	52,5	82,2	51,2	41,9
465	94,0	42,4	73,3	87,2	900	51,7	81,5	50	41,2
480	92,0	42,0	80,0	84,3	915	50,8	80,5	48,9	40,6

C = cimento; SP = superplastificante; P = plastificante; A = água.

A Figura 6.43 mostra a representação gráfica dos resultados indicados através da Tabela 6.10.

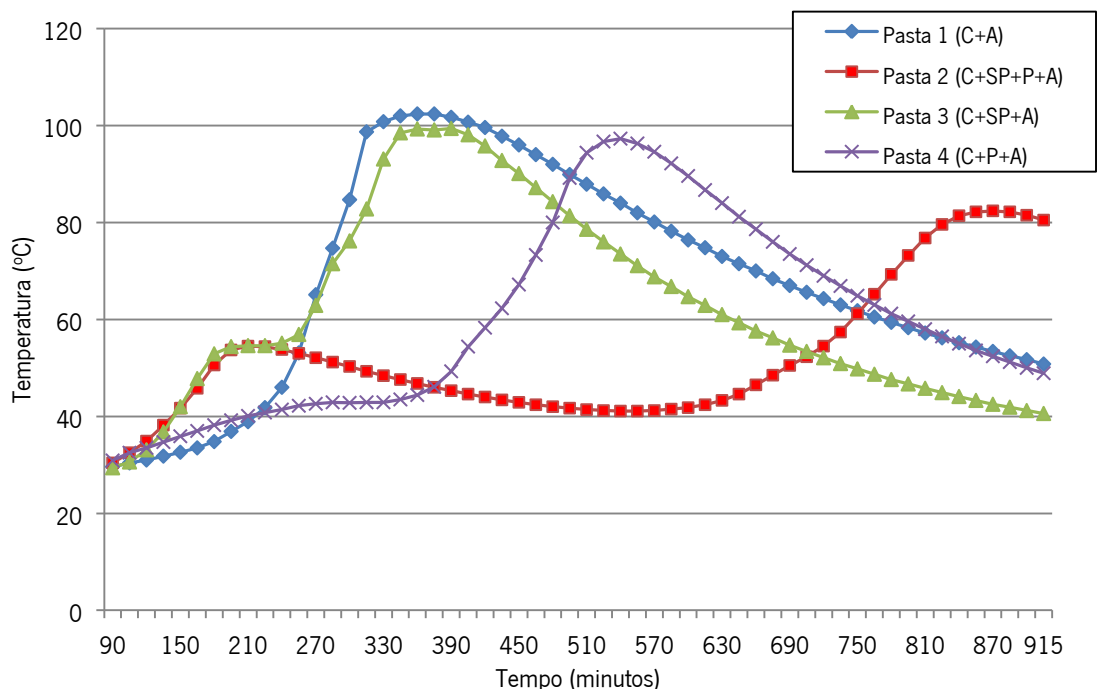


Figura 6.43: Representação gráfica dos dados da Tabela 6.10.

6.2.4.4 – Comentários e conclusões

Observou-se que o pico de calor para a pasta 1 se deu aos 362 minutos; na pasta 2 se deu aos 859 minutos; na pasta 3 se deu aos 383 minutos; e na pasta 4 se deu aos 535 minutos. Esses resultados de calorimetria podem ser correlacionados com os obtidos nos outros tipos de ensaios realizados, bem como com as referências bibliográficas (ver Capítulo 3).

Percebeu-se que a pasta 1 (cimento + água) apresentou sua temperatura mais elevada, 102,5°C, no menor tempo de ensaio, aproximadamente aos 360 minutos (6,0h). Na sequência, a pasta 4 (cimento + plastificante + água) apresentou sua temperatura mais elevada, 99,6°C, no segundo menor tempo de ensaio, aproximadamente aos 383 minutos (6,38h). A pasta 3 (cimento + superplastificante + água) apresentou sua temperatura mais elevada, 97,3°C, no terceiro maior tempo de ensaio, aproximadamente aos 535 minutos (8,92h). A pasta 2 (cimento + superplastificante + plastificante + água) apresentou sua temperatura mais elevada, 82,4°C, no maior tempo de ensaio entre as quatro pastas ensaiadas, aproximadamente aos 859 minutos (14,32h). Foi possível observar que as pastas 2 e 4, que apresentaram maior tempo para atingir o pico de temperatura, tem em comum a presença do plastificante, o que não ocorreu nas pasta 1 e 3.

Para melhor visualização comparativa dos resultados dos ensaios de Calorimetria em relação aos ensaios com Agulha de Vicat e Resistividade elétrica, para as pastas 1 a 4 na temperatura de 32°C, apresentamos os gráficos a seguir.

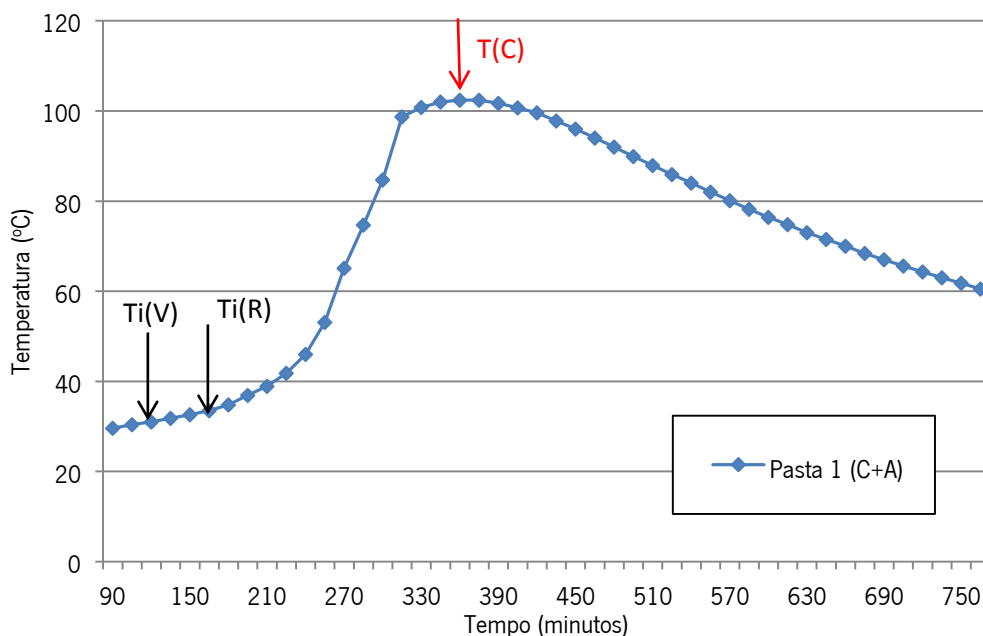


Figura 6.44: Gráfico da pasta 1 com indicação de $T_i(V)$, $T_i(R)$ e $T(C)$.

A Figura 6.44 apresenta o gráfico com os resultados de Calorimetria para a pasta 1. Nele estão indicados os tempos de início de pega obtidos através dos ensaios de Agulha de Vicat $Ti(V)$, e de Resistividade elétrica $Ti(R)$, além do tempo correspondente à máxima temperatura medida através dos ensaios de Calorimetria $T(C)$.

A Figura 6.45 apresenta o gráfico com os resultados de Calorimetria para a pasta 2. Nele estão indicados os tempos de início de pega obtidos através dos ensaios de Agulha de Vicat $Ti(V)$, e de Resistividade elétrica $Ti(R)$, além do tempo correspondente à máxima temperatura medida através dos ensaios de Calorimetria $T(C)$.

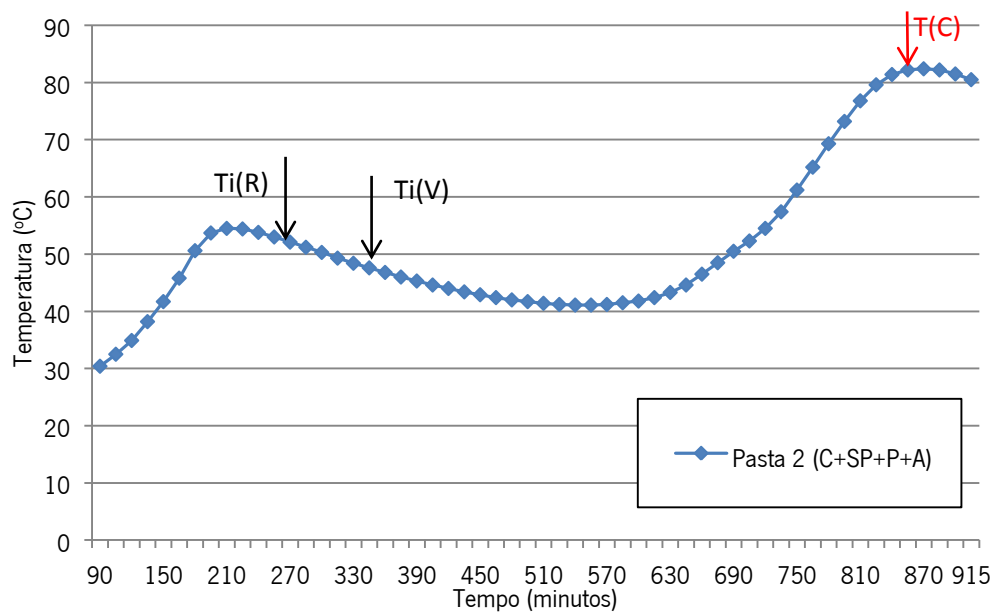


Figura 6.45: Gráfico da pasta 2 com indicação de $Ti(V)$, $Ti(R)$ e $T(C)$.

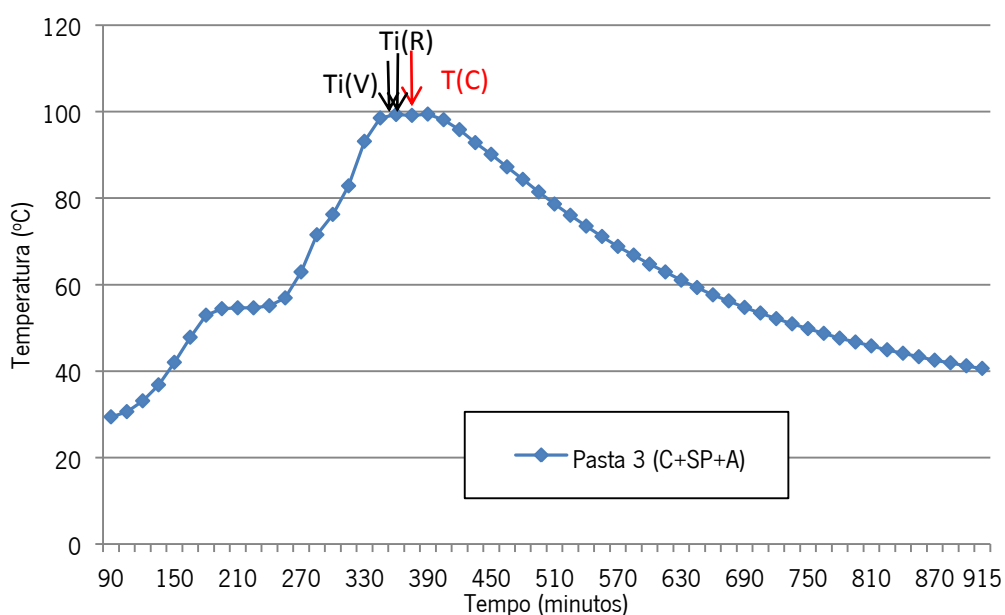


Figura 6.46: Gráfico da pasta 3 com indicação de $Ti(V)$, $Ti(R)$ e $T(C)$.

A Figura 6.46 apresenta o gráfico com os resultados de Calorimetria para a pasta 3. Nele estão indicados os tempos de início de pega obtidos através dos ensaios de Agulha de Vicat $Ti(V)$, e de Resistividade elétrica $Ti(R)$, além do tempo correspondente à máxima temperatura medida através dos ensaios de Calorimetria $T(C)$.

A Figura 6.47 apresenta o gráfico com os resultados de Calorimetria para a pasta 4. Nele estão indicados os tempos de início de pega obtidos através dos ensaios de Agulha de Vicat $Ti(V)$, e de Resistividade elétrica $Ti(R)$, além do tempo correspondente à máxima temperatura medida através dos ensaios de Calorimetria $T(C)$.

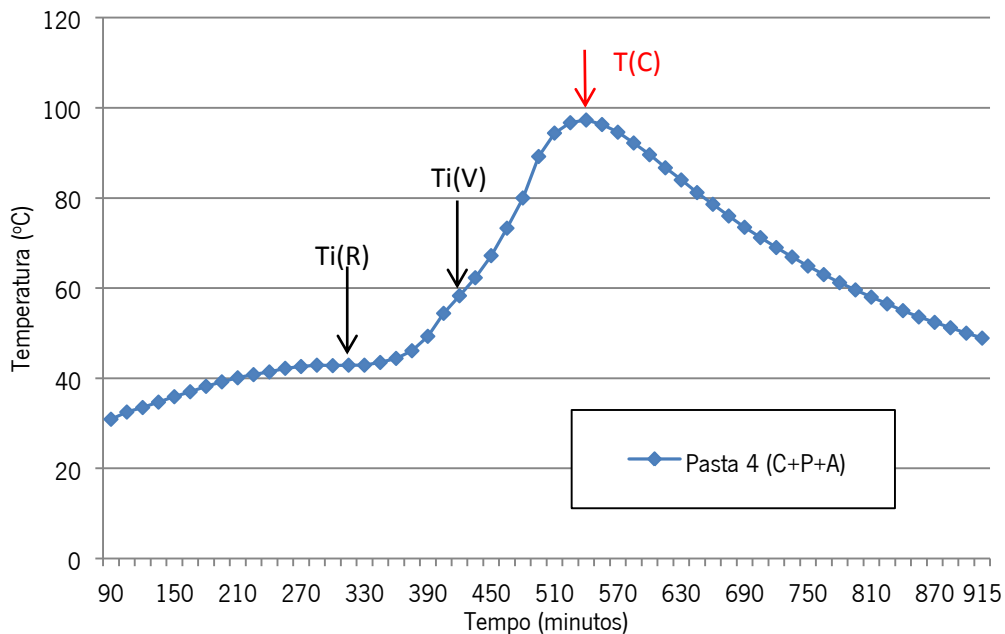


Figura 6.47: Gráfico da pasta 4 com indicação de $Ti(V)$, $Ti(R)$ e $T(C)$.

Dessa forma, os ensaios de Calorimetria, isoladamente e também em conjunto com os demais ensaios com pastas, permitiu compreender melhor o comportamento dos quatro tipos de pastas ensaiadas: cimento e água; cimento com superplastificante mais plastificante e água; cimento com superplastificante e água; e cimento com plastificante e água. Foi possível perceber que os picos de temperatura das pastas 1 a 4, apresentaram comportamento entre as pastas compatível com os resultados obtidos através dos ensaios de Agulha de Vicat e Resistividade elétrica.

6.2.5 – Ensaios com Cone Marsh

6.2.5.1 - Introdução

Os ensaios com Cone Marsh foram aplicados utilizando as pastas 2, 3 e 7, conforme composições apresentadas na Tabela 6.2. A pasta 2 caracteriza-se pela utilização de aditivos químicos SP associado a

P, enquanto a pasta 3 utiliza apenas aditivo químico P nas suas respectivas composições. A pasta 7 caracteriza-se pela aplicação de adição MK além dos aditivos químicos SP e P na sua composição.

Foi realizado o ensaio de determinação do índice de fluidez em calda de cimento para injeção de acordo com a NBR 7681-2 (2013). Para esses ensaios foram preparadas três amostras na temperatura ambiente (32°C na pasta) para cada uma das pastas 2 e 3, e nas temperaturas de 25°C, 32°C, 38°C e 45°C, para a pasta 7. Dessa forma, trabalhou-se com o total de dezoito amostras de caldas de cimento.

Um desafio enfrentado foi a manutenção da temperatura estabelecida ao longo de todo o tempo necessário à realização de cada ensaio. Relatam-se adiante as medidas adotadas para assegurar o atendimento, com soluções específicas para cada uma das quatro temperaturas determinadas na pesquisa. Assim, cada série de temperatura exigiu cuidados diferenciados com relação ao tratamento dado aos materiais e à calda de cimento. O requisito de volume mínimo de 3.000 cm³ para procedimento dos ensaios foi obtido a partir da composição adotada (ver Capítulo 5).

Foram utilizados nos ensaios os seguintes equipamentos: Cone Marsh; Misturador; Balança; Proveta; Bandejas; Caldeirões; Termômetros; Peneira 2,36 mm; Galeias; Estufa; Fogão; Haste; e Cronômetro, conforme pode ser observado nas Figuras 6.48 a 6.51.

A Figura 6.48 mostra o equipamento Cone Marsh para a realização dos ensaios. A Figura 6.49 mostra o recipiente da pasta e o termômetro para aferição da sua temperatura.



Figura 6.48: Cone Marsh



Figura 6.49: Termômetro

A Figura 6.50 mostra a operação de peneiramento da pasta para realização dos ensaios. A Figura 6.51 mostra a realização do ensaio com o Cone Marsh.



Figura 6.50: Peneiramento



Figura 6.51: Ensaio Cone Marsh

6.2.5.2 - Procedimento para temperatura de 25°C

Inicialmente os materiais cimento e água foram acondicionados em uma sala climatizada à temperatura de 16°C. Aproximadamente duas horas depois eles possuíam temperatura média de 23°C, quando era dado início à mistura da calda na seguinte ordem:

Misturou-se por 2 minutos 4000 gramas de cimento com 350 gramas de metacaulim e 1960 ml de água; Adicionou-se 35 ml de plastificante e misturou-se por mais um minuto; Adicionou-se 45 ml de superplastificante e misturou-se por mais dois minutos; Controlou-se a temperatura da calda, com média de 25,5°C, através de termômetros digitais durante todo o ensaio (ver Figura 6.49); Aplicação da peneira de 2,36 mm à calda de cimento (ver Figura 6.50); Realização do ensaio de viscosidade no cone Marsh para o tempo de 0 minutos (ver Figura 6.51); As medições do tempo de fluidez/escoamento foram repetidas a intervalos de 15 minutos até o limite de 120 minutos; Para manter a temperatura controlada em aproximadamente 25°C, a calda de cimento era colocada em recipiente bom condutor térmico, que por sua vez era posto imerso em água e gelo.

6.2.5.3 - Procedimento para temperatura de 32°C

O ensaio foi realizado à temperatura ambiente de 30°C. Inicialmente os materiais cimento e água foram acondicionados em uma sala climatizada à temperatura de 18°C. Aproximadamente duas horas depois eles possuíam temperatura média de 30°C, quando era dado início à mistura da calda na mesma sequência descrita para a temperatura de 25°C, com as seguintes diferenças:

Controlou-se a temperatura da calda, com média de 32,5°C; As medições de tempo de escoamento eram feitas a intervalos de 15 minutos durante 90 minutos, quando a viscosidade alta da calda impossibilitava a continuidade do ensaio, sendo então finalizado; Para manter a temperatura controlada em aproximadamente 32°C, a calda de cimento era colocada em recipiente bom condutor térmico, que por sua vez era posto imerso em água morna com temperatura de 34°C.

6.2.5.4 - Procedimento para temperatura de 38°C

O ensaio foi realizado com a temperatura ambiente (30°C). Inicialmente o cimento era acondicionado em estufa à temperatura de 50°C e a água era pré-aquecida em fogão até atingir a temperatura desejada. Aproximadamente 30 minutos depois eles possuíam temperatura média de 38°C, quando era dado início à mistura da calda na mesma sequência anteriormente descrita com as seguintes diferenças:

Controlou-se a temperatura da calda, com média de 38,5°C; As medições de tempo de escoamento eram feitas a intervalos de 15 minutos durante 75 minutos, quando a alta viscosidade da calda impossibilitava a continuidade do ensaio, sendo então finalizado; Para manter a temperatura controlada em

aproximadamente 38°C, a calda de cimento era colocada em recipiente bom condutor térmico, que por sua vez era posto imerso em água aquecida com temperatura de 40°C.

6.2.5.5 - Procedimento temperatura de 45°C

O ensaio foi realizado com a temperatura ambiente (30°C). Inicialmente os materiais cimento e água foram acondicionados em estufa à temperatura de 50°C. Aproximadamente uma hora e 10 minutos depois eles possuíam temperatura média de 45°C, quando era dado início à mistura da calda na mesma sequência anteriormente descrita com as seguintes diferenças:

Controlou-se a temperatura da calda, com média de 44,95°C; As medições de tempo de escoamento eram feitas a intervalos de 15 minutos durante 75 minutos, quando a alta viscosidade da calda impossibilitava a continuidade do ensaio, sendo então finalizado; Para manter a temperatura controlada em aproximadamente 45°C, a calda de cimento era colocada em recipiente de boa condução térmica, que por sua vez era posto imerso em água aquecida com temperatura de 40°C.

6.2.5.6 - Resultados para as Pastas 2 e 3

A Tabela 6.11 a seguir apresenta os resultados da medição da fluidez dos ensaios realizados com as pastas 2 e 3, levando em consideração a média dos resultados das três amostras aplicadas. Todos os ensaios foram feitos com as pastas na temperatura de 32°C.

Tabela 6.11: Resultados da medição de fluidez com Cone Marsh para as pastas 2 e 3.

Tempo de ensaio (minutos)	Fluidez (segundos)	
	Pasta 2 (C+SP+P+A)	Pasta 3 (C+SP+A)
15	36,65	79,34
30	38,03	80,50
45	40,06	82,81
60	42,75	85,00
75	45,75	90,75
90	49,19	115,45
105	53,04	154,00
120	70,75	200,28

A Figura 6.52 a seguir mostra a representação gráfica dos resultados indicados na Tabela 6.11 acima para as pastas 2 e 3, com temperatura ambiente das pastas igual a 32°C.

Na Figura 6.52, os símbolos significam valores experimentais e as linhas significam valores provenientes do modelo exponencial proposto.

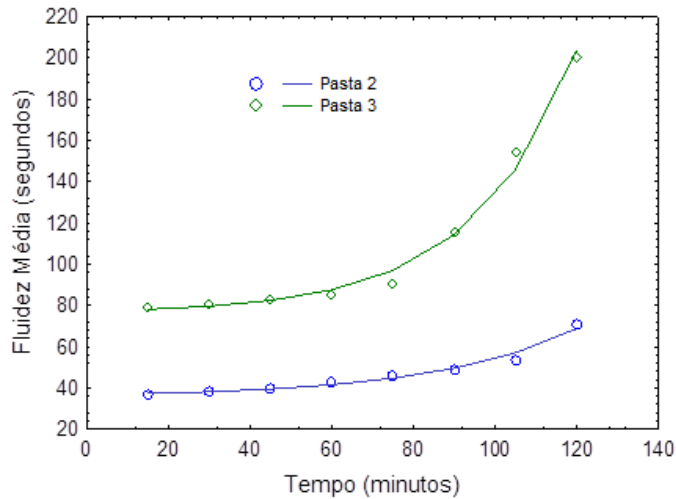


Figura 6.52 – Representação gráfica da fluidez das pastas 2 e 3.

A Tabela 6.12 apresenta os parâmetros, juntamente com seus erros-padrão (EP), do modelo matemático proposto – $Fluidez = a + \exp(b \cdot Tempo)$ – para descrever os dados de fluidez em função do tempo, para cada pasta, na temperatura de 32oC. Para todos os casos, os parâmetros foram estatisticamente significativos e os EP foram uma ordem de grandeza abaixo dos valores dos parâmetros, como recomendado. Os resíduos tiveram distribuição normal e variância constante.

Tabela 6.12 – Parâmetros e Erros-Padrão para o Modelo Exponencial da Fluidez Média

Pastas	Parâmetros ± Erros-Padrão		
	a ± EP	b ± EP	R ²
2	35,74 ± 0,9232	0,02913 ± 0,000547	0,99
3	76,21 ± 2,0110	0,04040 ± 0,000327	0,99

Com objetivo de melhor compreensão das diferenças de comportamento entre as pastas 2 e 3 nos ensaios de fluidez realizados, apresenta-se a seguir a Figura 6.53.

Na Figura 6.53, tem-se a representação gráfica do percentual de perdas entre cada um dos tempos de medição da fluidez em relação ao tempo inicial de 15 minutos. Ou seja, busca-se visualizar, para as pastas 2 e 3, a evolução da perda de desempenho de fluidez ao longo do tempo até a conclusão dos ensaios.

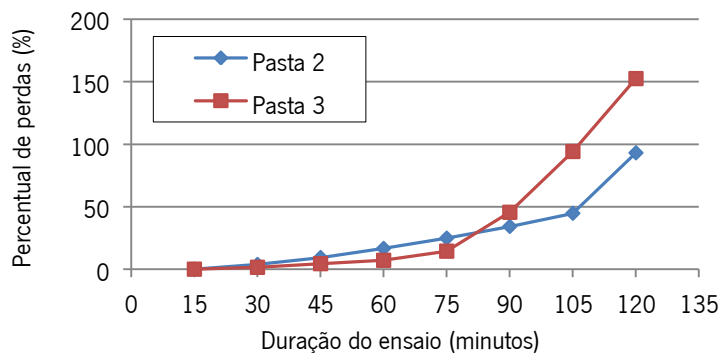


Figura 6.53: Percentual de perda de desempenho

6.2.5.7 - Resultados para a Pasta 7

Os ensaios foram feitos com a pasta nas temperaturas de 25°C, 32°C, 38°C e 45°C. A Tabela 6.13 a seguir apresenta os resultados para a pasta 7, onde: (H) = horário da realização da medição; (T°C) = temperatura da pasta no momento da medição da fluidez; (F seg) = fluidez medida através do tempo gasto pela pasta para fluir no cone Marsh; (D) = duração do ensaio em minutos; (Fm) = fluidez média.

Tabela 6.13 – Resultados da fluidez da pasta 7 para as temperaturas de 25°C, 32°C, 38°C e 45°C

Temperatura 25°C										
Amostra 1			Amostra 2			Amostra 3			Média	
(H)	(T °C)	(F seg)	(H)	(T °C)	(F seg)	(H)	(T °C)	(F seg)	(D)	(Fm)
10:50	25.1	18.70	14:00	25.6	18.48	14:35	26.0	18.52	0	18.57
11:05	24.9	23.16	14:15	24.9	22.00	14:50	24.9	22.37	15	22,51
11:20	24.9	24.41	14:30	24.8	24.83	15:05	24.9	24.57	30	24.60
11:35	24.8	26.40	14:45	25.0	27.37	15:20	24.7	26.99	45	26.92
11:50	25.0	27.13	15:00	25.0	27.58	15:35	25.0	27.45	60	27.39
12:05	25.0	29.05	15:15	24.8	27.66	15:50	24.8	28.00	75	28.24
12:20	25.3	29.85	15:30	25.3	27.92	16:05	25.1	29.51	90	29.09
12:35	25.1	32.09	15:45	25.4	30.09	16:20	25.3	30.13	105	30.77
12:50	24.9	34.47	16:00	25.5	32.55	16:35	25.2	32.78	120	33.27
Temperatura 32°C										
Amostra 1			Amostra 2			Amostra 3			Média	
(H)	(T °C)	(F seg)	(H)	(T °C)	(F seg)	(H)	(T °C)	(F seg)	(D)	(Fm)
11:35	32.2	18.41	14:00	31.9	18.52	11:35	31.9	18.45	0	18.46
11:50	32.3	22.01	14:15	32.0	23.75	11:50	32.2	23.90	15	23.22
12:05	32.1	28.47	14:30	32.1	27.50	12:05	32.6	30.00	30	28.66
12:20	32.0	35.67	14:45	33.0	34.97	12:20	32.6	37.71	45	36.12
12:35	32.8	43.55	15:00	32.4	44.79	12:35	32.1	44.92	60	44.42
12:50	32.1	56.90	15:15	32.3	69.00	12:50	32.6	70.10	75	65.33
13:05	33.0	93.20	15:30	32.1	95.30	13:05	33.0	97.00	90	95.17
Temperatura 38°C										
Amostra 1			Amostra 2			Amostra 3			Média	
(H)	(T °C)	(F seg)	(H)	(T °C)	(F seg)	(H)	(T °C)	(F seg)	(D)	(Fm)
11:35	38.4	18.70	15:00	38.1	17.87	14:35	39.0	18.54	0	18.37
11:50	36.7	24.34	15:15	38.4	24.98	14:50	38.6	24.50	15	24.61
12:05	39.1	33.00	15:30	37.6	35.00	15:05	38.4	32.50	30	35.50
12:20	38.4	49.60	15:45	37.6	48.20	15:20	38.4	47.00	45	48.27
12:35	38.4	76.50	16:00	38.3	75.00	15:35	38.2	75.00	60	75.50
12:50	38.6	123.54	16:15	37.7	111.40	15:50	38.2	120.40	75	118.45
Temperatura 45°C										
Amostra 1			Amostra 2			Amostra 3			Média	
(H)	(T °C)	(F seg)	(H)	(T °C)	(F seg)	(H)	(T °C)	(F seg)	(D)	(Fm)
14:15	44.2	17.32	15:20	44.9	18.13	10:00	45.7	17.73	0	17.73
14:30	45.7	24.43	15:35	45.6	24.50	10:15	45.3	24.45	15	24.46
14:45	45.8	34.86	15:50	45.3	36.32	10:30	45.1	36.70	30	35.96
15:00	43.7	75.83	16:05	45.2	45.67	10:45	45.1	69.60	45	63.70
15:15	44.2	100.01	16:20	45.0	89.00	11:00	45.2	90.45	60	93.15
15:30	43.7	153.30	16:35	44.3	167.90	11:15	45.0	145.60	75	155.60

A Figura 6.54 apresenta um gráfico da fluidez média em função da duração do ensaio para quatro temperaturas diferentes, para a pasta 7. Pode-se notar que a temperatura teve um efeito grande sobre a fluidez, como era esperado, principalmente a partir de 45 min de ensaio. Observa-se também que não houve mais escoamento da pasta 7 (ver Tabela 6.12) a partir de 75 min, para temperaturas maiores do que 38°C.

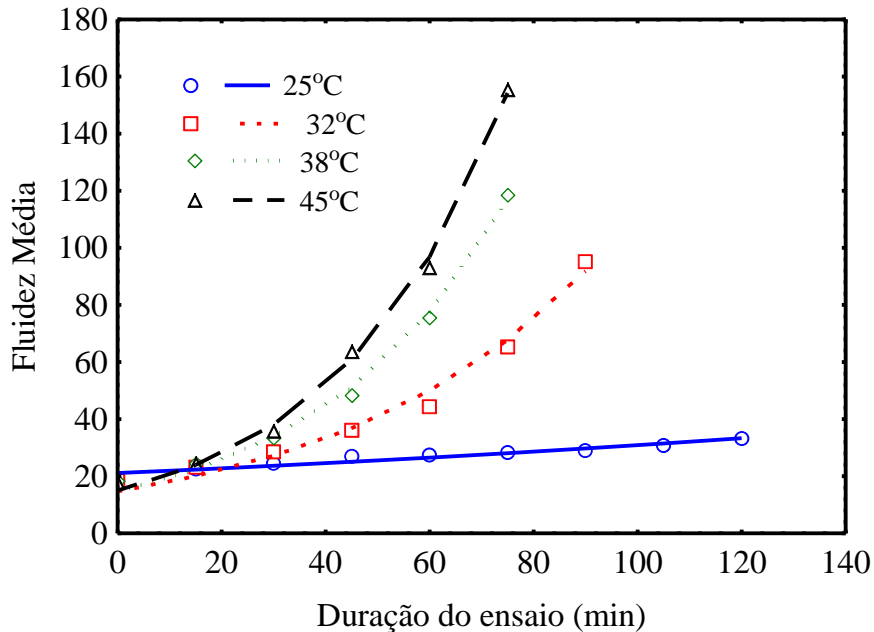


Figura 6.54: Gráfico da fluidez média versus tempo de duração do ensaio, pasta de CAA.

Na Figura 6.54, os símbolos significam valores experimentais e as linhas significam valores provenientes do modelo exponencial proposto. Conforme pode ser observado, os valores dos coeficientes de determinação evidenciam o excelente ajuste obtido com o modelo exponencial.

A Tabela 6.14 apresenta os parâmetros, juntamente com seus erros-padrão (EP), do modelo matemático proposto – $Fluidez = a \cdot \exp(b \cdot Tempo)$ – para descrever os dados de fluidez em função do tempo, para cada temperatura. Para todos os casos, os parâmetros foram estatisticamente significativos e os EP foram uma ordem de grandeza abaixo dos valores dos parâmetros, como recomendado. Os resíduos tiveram distribuição normal e variância constante.

Tabela 6.14 – Parâmetros e Erros-Padrão para o Modelo Exponencial da Fluidez Média

Temperatura (°C)	Parâmetros ± Erros-Padrão		
	a ± EP	b ± EP	R ²
25	21,11 ± 0,7425	0,003808 ± 0,0004363	0,92
32	14,81 ± 1,1132	0,02754 ± 0,001141	0,996
38	14,81 ± 1,555	0,02027 ± 0,001374	0,983
45	15,03 ± 1,057	0,03104 ± 0,001047	0,997

Na Figura 6.55, tem-se a representação gráfica do percentual de perdas entre cada um dos tempos de medição da fluidez em relação ao tempo inicial de 15 minutos. Ou seja, busca-se visualizar para as quatro temperaturas ensaiadas da pasta 7, a evolução da perda de desempenho de fluidez ao longo do tempo até a conclusão dos ensaios.

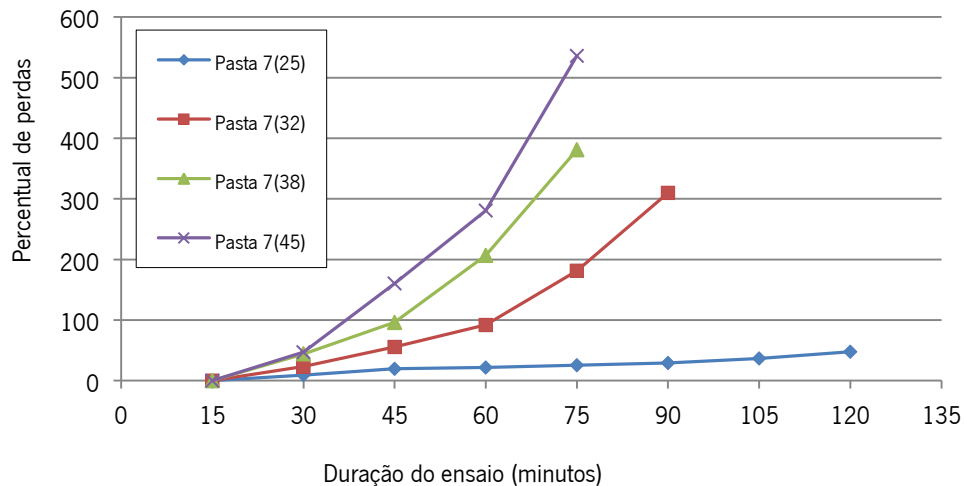


Figura 6.55: Percentual de perda de desempenho

6.2.5.8 - Comentários e conclusões

As pastas 2 e 3 foram ensaiadas no cone Marsh devido ao uso de superplastificante em suas composições, portanto, são pastas que apresentaram elevada fluidez. Buscou-se o comparativo de comportamento entre a pasta 2, utiliza superplastificante associado a plastificante, e a pasta 3, utiliza apenas superplastificante. Conforme observado na Tabela 6.11 e nas Figuras 6.52 e 6.53, a pasta 2 (C+SP+P+A) apresentou melhor desempenho de fluidez em relação à pasta 3 (C+SP+A). Neville e Brooks (2010) na Seção 2.4.2.3, coloca que concretos com aditivos redutores de água exibem boa fluidez, assim como outros autores citados. Também os estudos apresentados na Seção 3.4, aspectos de trabalhabilidade, ressaltam a influência dos aditivos, temperatura, adições e cimentos, no desempenho de fluidez dos concretos.

No caso presente, as pastas 2 e 3 são similares à exceção do uso de superplastificantes associado ao plastificante para a pasta 2 (ver Tabela 6.2). O cimento e a água foram os mesmos, assim como a temperatura ambiente em ambos os ensaios. O objetivo dos ensaios foi identificar possível vantagem de utilizar superplastificante associado a plastificante, uma vez que, na ausência de justificativa, bastaria o uso do superplastificante para assegurar a auto-adensabilidade da composição estabelecida do CAA. Dos resultados obtidos, confirmando as referências bibliográficas, o uso associado de superplastificante e plastificante melhorou o desempenho de fluidez do CAA. Inclusive, a Figura 6.53 permitiu visualizar o

aumento relativo da perda de fluidez da pasta 3 (C+SP+A) em relação à pasta 2 (C+SP+P+A), ao atingir-se o tempo de 90 minutos de duração da realização dos ensaios.

As medições de tempo de escoamento foram feitas a intervalos de 15 minutos durante o tempo de duração do ensaio até sua finalização, quando a viscosidade alta da calda impossibilitava a continuidade do ensaio.

Verificou-se que a trabalhabilidade do CAA, avaliada através da pasta 7 (C+MK+SP+P+A), foi afetada pela temperatura. Esperava-se que, quanto maior a temperatura, menor seria o tempo disponível para o CAA fluir, o que de fato ocorreu. Para a temperatura de 25°C a fluidez da pasta do CAA não teve seu desempenho comprometido até 120 minutos após início do ensaio, quando o mesmo foi encerrado, mesmo com o aumento significativo de 18,57s para 33,27s, 79,16%, do tempo necessário para realização do escoamento através do cone Marsh. Já para 32°C, a pasta deixou de fluir após 75 minutos do início do ensaio. Para as temperaturas de 38°C e 45°C, aos 60 minutos aproximadamente, a pasta começou a formar gomos entupindo a abertura de saída do cone Marsh.

Para contribuir com o melhor entendimento sobre a perda de fluidez em função da temperatura da pasta, apresenta-se a Tabela 6.15 onde se encontra calculado o percentual de perda de fluidez a partir dos resultados do tempo necessário para realização do escoamento através do cone Marsh (Fm) em segundos (ver Tabela 6.13), para cada uma das quatro temperaturas ensaiadas, tendo-se por referência os resultados para a temperatura de 25°C.

Tabela 6.15 – Percentual de perda de fluidez entre as temperaturas ensaiadas.

Tempo de ensaio (min)	25°C	32°C		38°C		45°C	
	F ₂₅ (s)	F ₃₂ (s)	F ₃₂ /F ₂₅	F ₃₈ (s)	F ₃₈ /F ₂₅	F ₄₅ (s)	F ₄₅ /F ₂₅
0	18,57	18,46	1,00	18,37	1,00	17,73	1,00
60	27,39	44,42	1,62	75,50	2,76	93,15	3,40
75	28,34	65,33	2,31	-	-	-	-
120	33,27	-	-	-	-	-	-

A Figura 6.56 apresenta gráfico em que na ordenada y estão os tempos, em segundos, onde foram feitas as leituras do tempo que a pasta 7 levou para fluir todo seu volume através do cone Marsh, decorridos 75 minutos do início dos ensaios, para cada uma das quatro temperaturas adotadas; e na abcissa x estão indicadas as temperaturas da pasta 7 adotadas nos ensaios: 25°C, 32°C, 38°C e 45°C. O gráfico obtido a partir dos resultados dos ensaios evidenciou o decréscimo de fluidez da pasta 7 à proporção que a temperatura aumentou de 25°C até 45°C, bem como com o aumento do tempo de ensaio, atingindo 2,0 horas para a temperatura de 25°C, 1,5 hora para a temperatura de 32°C, e 1,25 hora para as temperaturas de 38°C e 45°C.

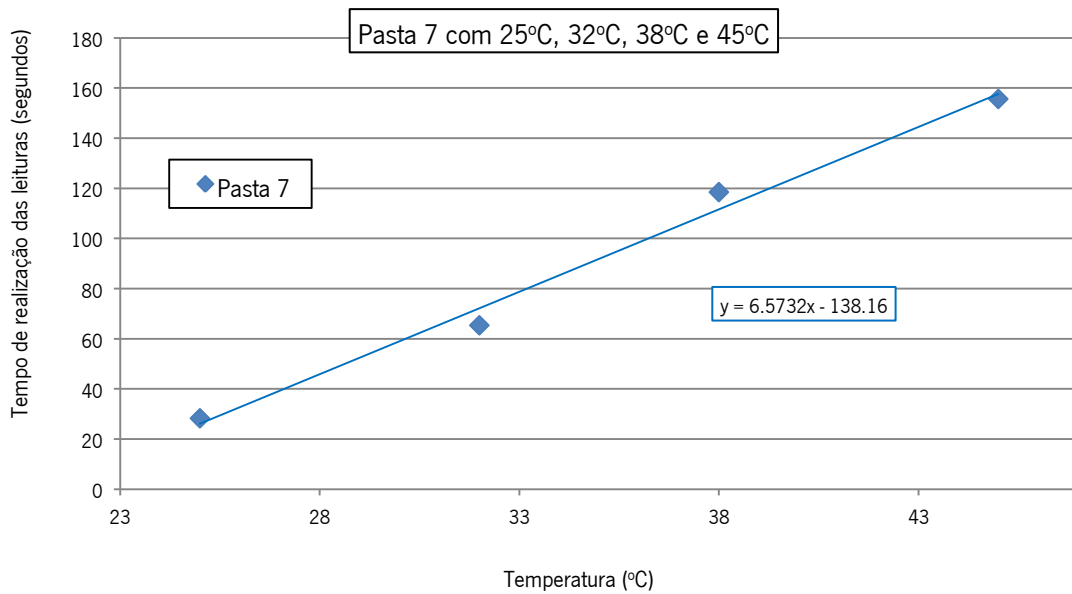


Figura 6.56: Gráfico da redução da fluidez com o aumento da temperatura para a pasta 7

Verificou-se também na primeira passagem no Cone Marsh, que os resultados foram todos aproximadamente iguais, podendo ser indicativo de que a fluidez é independente da temperatura, o que nem era esperado, principalmente tendo em conta os resultados de T_i e T_f (ver Tabelas 6.4 e 6.5) nos ensaios de Agulha de Vicat.

Assim, é possível que, quando da primeira passagem, as reações de hidratação ainda não tinham começado e, portanto, os aditivos químicos não perderam desempenho com o aumento da temperatura da pasta. À proporção que o tempo do ensaio foi aumentando, a fluidez da pasta foi decrescendo.

Essa perda de desempenho ao longo do tempo pode estar relacionada com o desempenho dos aditivos, dentre outros fatores. Assim, a concentração de íons sulfato na solução da pasta pode contribuir com a diminuição da intensidade do efeito estérico do polímero, provocando a perda de eficiência do aditivo químico; a possibilidade do aumento da temperatura pode provocar o crescimento da quantidade de hidratos formados fazendo diminuir a fluidez (Carneiro *et al.*, 2012), (Griesser, 2002), (Vanderlei *et al.*, 2012) e (Camões, 2005) (ver Seção 3.4.2).

No caso das pastas 2 e 3, ensaiadas através da Calorimetria, ficou evidenciada a coerência dos resultados dos dois tipos de ensaios, onde a pasta 2 (C+SP+P+A), em relação à pasta 3 (C+SP+A), apresentou melhor comportamento de fluidez, inclusive ao longo do tempo, no ensaio de Cone Marsh, bem como apresentou o pico de temperatura aos 859 minutos enquanto a pasta 3 apresentou o pico de temperatura aos 535 minutos, no ensaio de Calorimetria.

Dessa forma, a obtenção da trabalhabilidade necessária do CAA fresco para atendimento às etapas executivas para a concretagem, exige estudos preliminares importantes, contemplando a correta escolha dos constituintes, com ênfase para os cimentos e suas eventuais adições com os superplastificantes e plastificantes, combinados ou não, a serem aplicados.

6.2.6 – Comentários e conclusões do conjunto dos ensaios com as Pastas 1 a 7

As pastas 1 a 7 tiveram suas composições estabelecidas com o objetivo de serem representativas do comportamento do CAA frente ao CC, em climas mais quentes. Sabe-se que o CC pode não apresentar condições de ser bombeado, por exemplo, mas pode ser lançado de outra forma compatível e ser adensado mecanicamente. No entanto, o CAA necessita apresentar os parâmetros de trabalhabilidade que assegurem sua auto-adensabilidade. Dessa forma, esperava-se a partir dos resultados dos diversos ensaios aplicados às pastas 1 a 7, em diferentes temperaturas, compreender o seu comportamento em fresco, sempre procurando simular as pastas que usualmente são aplicadas nos concretos utilizados na região da pesquisa, o nordeste brasileiro.

Dessa forma, foi possível estabelecer as seguintes conclusões:

- 1- As pastas 1 e 5, de consistência normal, cimento e água, tiveram ocorrência dos tempos de início e fim de pega, Agulha de Vicat, antes dos tempos de início e fim de pega obtidos através da Resistividade elétrica e antes do registro da máxima temperatura da pasta obtido através da Calorimetria;
- 2- As pastas 2, 6 e 7, são as pasta do CAA e têm na composição cimento com superplastificante, plastificante e água. Dessa forma, considerando-se as pastas 2 e 7 onde foram aplicados os ensaios de Agulha de Vicat, Resistividade Elétrica, Cone Marsh e Calorimetria (apenas na pasta 2), conforme estudado no Capítulo 3, a atuação dos aditivos químicos retardaram o início da pega, porém, sua possível perda de desempenho com o aumento do tempo e da temperatura reduziu a capacidade de auto-adensabilidade do CAA;
- 3- Ficou ainda evidenciado a possível melhoria do tempo disponível para as operações de concretagem quando se associa superplastificante e plastificante. Pelo Cone Marsh, tanto em relação à pasta 7, quanto principalmente em relação à pasta 2 (mesma relação água/cimento em relação à pasta 3), a ausência do plastificante na pasta 3 fez crescer a perda de fluidez em relação às pastas com SP+P.

6.3 – ENSAIOS APLICADOS AO CONCRETO FRESCO

6.3.1 – Ensaios com CAA – Determinação do espalhamento (*slump flow*) e determinação do tempo de escoamento t_{500}

6.3.1.1 – Introdução e procedimento

Os ensaios foram feitos conforme a norma brasileira NBR 15823-2 (2010) e a norma portuguesa/europeia NP EN 12350-8 (2010).

Com a amostra de concreto obtida conforme a NBR NM 33 (1998) e em tempo não superior a 2 min após sua coleta, preenche-se o molde (cone de Abrams). Todo o processo de preenchimento até a desmoldagem deve ser efetuado em tempo não superior a 1 min. Na desmoldagem, imediatamente após o molde perder o contato com a placa de base, o cronômetro deve ser acionado no momento em que o operador inicia o levantamento do molde e parado quando a massa de concreto tiver coberto totalmente a marca circular de diâmetro 500 mm da placa de base. O resultado do ensaio (t_{500}) é o intervalo de tempo, em segundos, entre o início e o final do escoamento do concreto, a partir do diâmetro do molde (200 mm) até a marca circular de diâmetro 500 mm da placa de base.

O resultado do ensaio de espalhamento (SF) da massa de concreto é obtido pela média aritmética de duas perpendiculares do diâmetro realizadas em milímetros (mm).

Para esse ensaio foram preparadas amostras para as temperaturas de 25°C, 32°C, 38°C e 45°C; totalizando quatro amostras de concreto fresco. A composição do CAA está apresentada na Tabela 6.3, conforme desenvolvida no Capítulo 5.

Cada série de temperatura exigiu alguns cuidados diferenciados com relação ao tratamento dado aos materiais e ao concreto fresco durante a preparação e realização do ensaio. Esses cuidados eram função direta da temperatura que deveria ser mantida no decorrer do experimento. Ficou determinado que os ensaios fossem iniciados 25 minutos após a mistura dos materiais mantendo-se a temperatura constante para cada valor estabelecido: 25°C, 32°C, 38°C e 45°C. O tempo de espera de 25 minutos foi aplicado para assegurar que a temperatura adotada efetivamente estivesse estabilizada no CAA fresco antes do início de cada ensaio de espalhamento e tempo de escoamento t_{500} . Os procedimentos adotados para manutenção das temperaturas estabelecidas foram os mesmos tomados quando da realização dos ensaios de cone Marsh para a calda de cimento.

Para as temperaturas de 25°C e 32°C foi necessário diminuir a temperatura da água e manter o concreto fresco em sala climatizada. Para realização dos ensaios às temperaturas de 38°C e 45°C, foi necessário aumentar a temperatura da água de amassamento e manter o concreto fresco junto com a betoneira

aquecidos com o auxílio de água quente. As Figuras 6.57 e 6.58 apresentam fotos obtidas quando da realização dos ensaios.



Figura 6.57: Medição do espalhamento



Figura 6.58: CAA após realização do ensaio

6.3.1.2 - Resultados

Os resultados dos ensaios para determinação do espalhamento (SF) e do tempo de escoamento (t_{500}) estão apresentados na Tabela 6.16. Os ensaios foram feitos com o CAA nas temperaturas de 25°C, 32°C, 38°C e 45°C.

Tabela 6.16: Resultados dos ensaios de espalhamento (SF) e tempo de escoamento (t_{500}).

Temperatura (°C)	Espalhamento (SF) (mm)			t_{500} (s)
	1ª medida	2ª medida	média aritmética	
25	725	731	728	1,80
32	730	720	725	1,78
38	717	718	717,5	1,72
45	711	715	713	1,69

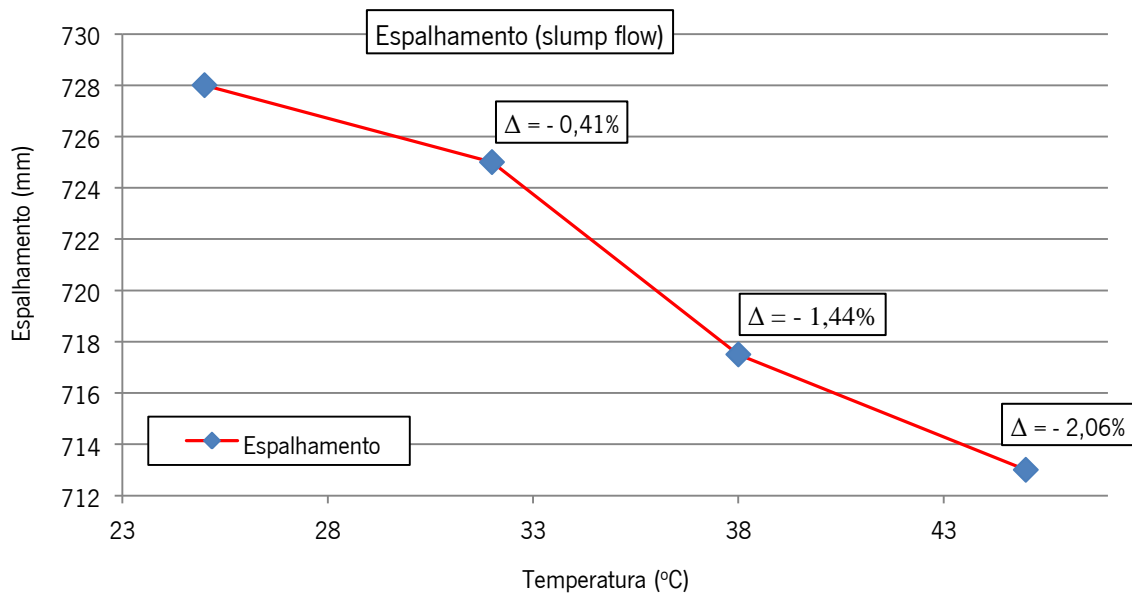


Figura 6.59: Gráfico com os resultados do espalhamento médio nas diferentes temperaturas

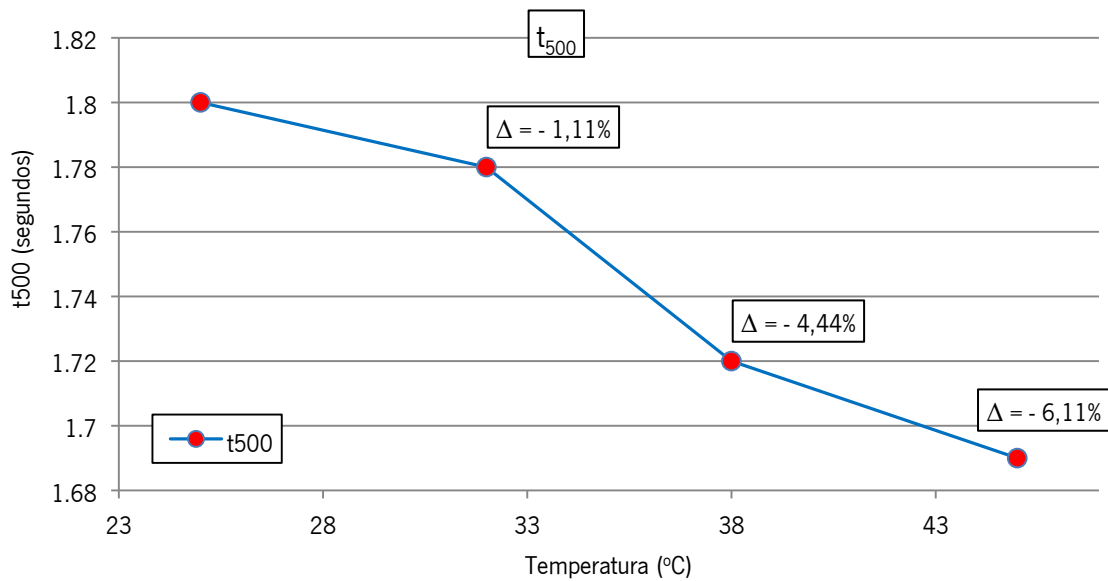


Figura 6.60: Gráfico com os resultados do t_{500} nas diferentes temperaturas

A Figura 6.59 apresenta em forma de gráfico os resultados dos ensaios de espalhamento, para cada temperatura, conforme os dados da Tabela 6.15, para permitir melhor visualização das alterações em função da variação da temperatura.

A Figura 6.60 apresenta em forma de gráfico os resultados dos ensaios para medição do tempo t_{500} em segundos, para cada temperatura, conforme os dados da Tabela 6.15, para permitir melhor visualização das alterações em função da variação da temperatura.

6.3.1.3 - Comentários e conclusões

Os resultados dos ensaios mostraram que o CAA enquadrou-se na classe SF2 de espalhamento (*slump flow*), conforme a NBR 15823-1 (2010) e a NP EN 206-9 (2010), dentro da faixa de 660 mm a 750 mm (ver Tabelas 2.2 e 2.4), para as quatro temperaturas do CAA aplicadas nos ensaios, confirmando a classe SF2 obtida quando da realização dos ensaios de caracterização da composição adotada para o CAA (ver Seção 5.5).

Verificou-se também que o aumento da temperatura do concreto diminuiu o valor do espalhamento SF, conforme era esperado a partir dos ensaios de cone Marsh aplicados à pasta do CAA, diminuindo sua trabalhabilidade (ver Seção 6.2.5). É importante considerar que a redução do espalhamento entre as temperaturas de 25°C e 45°C foi de apenas 2,06%, o que permitiu verificar que, para o tempo inicial, a influência do aumento da temperatura foi pequena, adquirindo importância à proporção que aumente o

tempo necessário para transporte, lançamento e adensamento como verificado nos ensaios no cone Marsh (ver Figuras 6.52, 6.53, 6.54 e 6.55).

A classe de viscosidade plástica aparente t_{500} (sob fluxo livre), para as quatro temperaturas consideradas, foi VS1 conforme a NBR 15823-1 (2010) e a NP EN 206-9 (2010), devido aos resultados terem sido inferiores a 2 segundos. Verificou-se que a classe obtida diferiu do resultado identificado quando dos ensaios de caracterização da composição, quando a medição de 2.1 segundos enquadrou na classe VS2 (ver Tabela 5.21).

Observou-se que a redução do valor de t_{500} entre as temperaturas de 25°C e 45°C foi de 6,11%, o que nos permitiu verificar que, para o tempo inicial, a influência do aumento da temperatura foi relativamente pequena, sendo previsível que adquire maior importância com o decorrer do tempo até o final do adensamento.

6.3.2 – Ensaios com CAA – Determinação da habilidade passante – Método do anel J

6.3.2.1 – Introdução e procedimento

Os ensaios foram feitos conforme a norma brasileira NBR 15823-3 (2010) A norma portuguesa/europeia NP EN 12350-12 (2010), aborda três resultados: capacidade de passagem PJ, espalhamento SF_J e tempo de espalhamento t_{500J} .

A NBR 15823-3 (2010) indica que a habilidade passante – método do anel J é a diferença entre d_f e d_i , onde d_f = diâmetro final atingido pela massa de concreto, por meio da média aritmética de duas direções (em milímetros) realizadas em duas direções perpendiculares, e d_i = diâmetro final atingido pela massa de concreto, por meio da média aritmética de duas direções (em milímetros) realizadas em duas direções perpendiculares sem o anel J, ou seja, o resultado obtido através do ensaio de espalhamento (ver Seção 6.3.1). Com base na NBR 15823-1 (2010) na sua tabela 3 (ver Tabela 2.2), se classifica a habilidade passante pelo anel J como sendo PJ1 ou PJ2.

Já a NP EN 12350-12 (2010) estabelece o valor da capacidade de passagem PJ através do cálculo do desnível por bloqueio de acordo com a equação fornecida na Alínea 7.1. A NP EN 206-9 (2010), no Quadro 5, classifica a capacidade de passagem PJ1 ou PJ2. Apesar da mesma nomenclatura, são diferentes entre si.

Para esse ensaio foi preparada uma amostra de concreto fresco com a temperatura mantida constante igual a 32°C. A amostra destinada ao ensaio foi coletada conforme a NBR NM 33 (1998). A composição do CAA está apresentada na Tabela 6.2, conforme desenvolvida no Capítulo 5. As Figuras 6.61 e 6.62 apresentam fotos obtidas quando da realização dos ensaios.



Figura 6.61: Início do ensaio anel J



Figura 6.62: CAA após realização do ensaio

6.3.2.2 - Resultados

Os resultados dos ensaios para determinação da habilidade passante – Método do anel J estão apresentados na Tabela 6.17, onde: (d_i) representa o diâmetro final atingido pela massa de concreto, por meio da média aritmética de duas medidas (em milímetros) realizadas em direções perpendiculares com o anel J; (d_f) obtido através do mesmo procedimento aplicado a (d_i) sem o anel J.

Tabela 6.17: Resultados dos ensaios de habilidade passante – método do anel J.

Ensaio	(d_i) (mm)	(d_f) (mm)	$(d_i) - (d_f)$ (mm)
N1	725	710	15

Onde d_i é o valor obtido para a média do espalhamento sem o anel J (ver Tabela 6.15) e $d_f = (720 + 700) / 2 = 710$.

6.3.2.3 - Comentários e conclusões

A classe de habilidade passante determinada pelo método do anel J foi PJ1, devido ao valor de 15 mm ter se situado dentro da faixa de 0 a 25 mm, conforme a NBR 15823-1 (2010). Os valores que foram obtidos estão coerentes com os resultados nos ensaios de caracterização da composição (ver Tabela 5.22).

6.3.3 – Ensaios com CAA – determinação da habilidade passante – Método da caixa L

6.3.3.1 – Introdução e procedimento

Os ensaios foram feitos conforme a norma brasileira NBR 15823-4 (2010) e a norma portuguesa/europeia NP EN 12350-10 (2010). Para esse ensaio foi preparado uma amostra de concreto fresco com a temperatura mantida constante igual a 32°C. A amostra destinada ao ensaio foi coletada conforme a NBR NM 33 (1998).

As Figuras 6.63 e 6.64 apresentam fotos obtidas quando da realização dos ensaios.



Figura 6.63: Colocação do CAA



Figura 6.64: Pronto para início do ensaio caixa L

6.3.3.2 - Resultados

O resultado do ensaio para determinação da habilidade passante – Método da caixa L está apresentado na Tabela 6.18, onde: (H1) e (H2) representam as alturas da superfície do CAA nas extremidades da câmara horizontal, medidas (em milímetros); (HP) representa a razão entre (H2) e (H1).

Tabela 6.18: Resultado do ensaio de habilidade passante – método da caixa L.

(H1) (mm)	(H2) (mm)	(HP) = (H2)/(H1)
96	81	0,84

6.3.3.3 - Comentários e conclusões

A classe de habilidade passante determinada pelo método da caixa L foi PL2, devido ao valor 0,84 ter sido maior que 0,8 no ensaio com três barras de aço, conforme a NBR 15823-1 (2010) e a NP EN 206-9 (2010). Os valores que foram obtidos confirmaram os resultados nos ensaios de caracterização da composição (ver Tabela 5.23).

6.3.4 – Ensaio com CAA – determinação da viscosidade – Método do funil V

6.3.4.1 – Introdução e procedimento

Os ensaios foram feitos conforme a norma brasileira ABNT NBR 15823-5 (2010) e a norma portuguesa/europeia NP EN 12350-9 (2010). Para esse ensaio foi preparada uma amostra de concreto fresco tendo a temperatura sido mantida constante e igual a 32°C. A amostra destinada ao ensaio foi coletada conforme a NBR NM 33 (1998).

A Figura 6.65 apresenta foto obtida quando da realização do ensaio.



Figura 6.65: Realização do ensaio funil V.

6.3.4.2 - Resultados

O resultado do ensaio para determinação da viscosidade – Método do funil V está apresentado na Tabela 6.19, onde (T_v) representa o intervalo de tempo para escoamento completo da massa do concreto após a abertura da comporta do funil V.

Tabela 6.19: Resultado do ensaio de viscosidade – método do funil V.

Medição	(T _v)
Tempo de escoamento	6,54

6.3.4.3 - Comentários e conclusões

A classe de viscosidade plástica aparente pelo funil V (sob fluxo confinado), para a temperatura considerada de 32°C, foi VF1 conforme a NBR 15823-1 (2010) e a NP EN 206-9 (2010), devido ao resultado ter sido inferior a 9 segundos. Os valores que foram obtidos confirmaram os resultados nos ensaios de caracterização da composição (ver Tabela 5.24).

6.3.5 – Ensaio com CAA – Determinação da Resistência à Segregação – Método da coluna de segregação

6.3.5.1 – Introdução e procedimento

Os ensaios foram feitos conforme a norma brasileira NBR 15823-6 (2010). Para esse ensaio foi preparada uma amostra de concreto fresco com a temperatura mantida constante e igual a 32°C. A amostra destinada ao ensaio foi coletada conforme a NBR NM 33 (1998), com aproximadamente 20 L de CAA.

As Figuras 6.66, 6.67, e 6.68, apresentam fotos obtidas quando da realização dos ensaios.



Figura 6.66: Preenchimento coluna de segregação



Figura 6.67: Retirada das porções



Figura 6.68: Agregado graúdo após limpeza

Para atendimento à NBR 15823-6 (2010), deve-se dispor da seguinte aparelhagem: Coluna de segregação constituída de tubo de PVC, de diâmetro nominal de 200 mm com altura total de 660 mm, seccionado em três partes. O topo e a base do tubo devem ter altura de 165 mm e sua parte central altura de 330 mm, com as seções unidas por grampos, presilhas de fixação ou fita adesiva, estando o conjunto adequadamente apoiado em uma base que garanta perfeito nivelamento; concha metálica para preenchimento da coluna de segregação; colher de pedreiro para retirada do excesso de concreto da superfície do aparato; cronômetro com resolução mínima de 0,1 s.

A execução do ensaio exigiu adequada limpeza e umedecimento interno da coluna de segregação com água. Após, preenchimento da coluna de segregação com a amostra de concreto, sem adensamento, de forma uniforme e sem interrupção, em tempo não superior a 5 min após sua coleta. Aproximadamente 20 min após a moldagem foram retiradas porções de concreto do topo e da base da coluna, com ajuda de chapa metálica colocada entre a união das seções do tubo para facilitar a extração. Cada amostra foi lavada individualmente sobre uma peneira com abertura de malha de 5 mm, de forma a remover totalmente a argamassa, limpando os agregados graúdos. Esses agregados foram submetidos a secagem superficial, tendo sido em seguida pesados, obtendo-se as massas m_B e m_T para cada amostra. m_B representa a massa do agregado graúdo obtido na porção de concreto retirada da base da coluna, expressa em gramas (g) e m_T representa a massa do agregado graúdo obtido na porção de concreto retirada do topo da coluna, expressa em gramas (g). Quando m_B for maior ou igual a m_T , a segregação é nula.

A resistência à segregação do concreto SR, expressa em porcentagem (%), é determinada em função da diferença percentual entre m_B e m_T pela seguinte equação:

$$SR = \left[\frac{2(m_B - m_T)}{m_B + m_T} \right] \quad \text{(Equação 6.4)}$$

6.3.5.2 - Resultados

O resultado do ensaio para determinação da resistência à segregação – Método da coluna de segregação está apresentado na Tabela 6.20, onde:

$SR = [2(m_b - m_t)/(m_b + m_t)] \times 100$, representa a resistência à segregação do concreto, expressa em porcentagem (%);

m_b = a massa do agregado graúdo obtido na porção de concreto retirada da base da coluna, expressa em gramas (g);

m_t = a massa do agregado graúdo obtido na porção de concreto retirada do topo da coluna, expressa em gramas (g).

Caso m_t seja maior ou igual a m_b , a segregação é nula.

Tabela 6.20: Resultado do ensaio de resistência à segregação – Método da coluna de segregação.

Variável	Massa do agregado (g)	SR (%)
m_b	4290	14.5
m_t	3710	

6.3.5.3 - Comentários e conclusões

A classe de resistência à segregação pela coluna de segregação, para a temperatura considerada de 32°C foi SR2, devido ao resultado ter sido inferior a 15%, de acordo com a *Tabela A.4 – Classes de resistência à segregação do CAA em função de sua aplicação*, da NBR 15823-1 (2010). A classe SR2 indica CAA aplicável em elementos de fundações profundas; Pilares, paredes e elementos estruturais complexos; Elementos pré-moldados.

6.3.6 – Ensaio com CC – Determinação do abatimento do tronco de cone (*slump*)

6.3.6.1 – Introdução e procedimento

Foi realizado o ensaio de determinação do abatimento do tronco de cone de acordo com a NBR NM 67 (1998) e a NP EN 12350-2 (2009). Para esse ensaio foram preparadas amostras nas temperaturas de 25°C, 32°C, 38°C e 45°C, totalizando quatro amostras de concreto fresco. Atendendo aos requisitos da NBR NM 33 (1998) foi ensaiado um volume de concreto fresco de 50 litros. A composição do CC está apresentada na Tabela 6.3, conforme desenvolvida no Capítulo 5.

Cada série de temperatura exigiu alguns cuidados diferenciados com relação ao tratamento dado aos materiais e ao concreto fresco durante a preparação e realização dos ensaios. Esses cuidados foram função direta da temperatura que deveria ser mantida no decorrer do experimento. Ficou estabelecido que os ensaios fossem iniciados 25 minutos após a mistura dos materiais mantendo-se a temperatura constante para cada valor aplicado: 25°C, 32°C, 38°C e 45°C. O tempo de espera de 25 minutos foi

cumprido para assegurar que a temperatura adotada efetivamente estivesse estabilizada no CC fresco antes do início de cada ensaio de abatimento do tronco de cone (slump test). Os procedimentos adotados para manutenção das temperaturas estabelecidas foram os mesmos tomados quando da realização dos ensaios de cone Marsh para a calda de cimento.

Para as temperaturas de 25°C e 32°C foi necessário diminuir a temperatura da água e manter o concreto fresco em sala climatizada. Para realização dos ensaios às temperaturas de 38°C e 45°C, foi necessário aumentar a temperatura da água de amassamento e manter o concreto fresco junto com a betoneira aquecidos com o auxílio de água quente. A Figura 6.69 apresenta foto obtida quando da realização dos ensaios.



Figura 6.69: Realização do ensaio de abatimento

6.3.6.2 - Resultados

Os resultados dos ensaios para determinação do abatimento do tronco de cone (slump test) para o CC estão apresentados na Tabela 6.21, onde (A) representa o abatimento medido em milímetros (mm). Os ensaios foram realizados com o CC nas temperaturas estabelecidas de 25°C, 32°C, 38°C e 45°C, aplicando-se a NBR NM 67 (1998).

Tabela 6.21: Resultado dos ensaios de abatimento (slump test) para CC

Abatimento (mm)	Temperatura			
	25°C	32°C	38°C	45°C
(A)	120	118	115	112

A Figura 6.70 apresenta em forma de gráficos os resultados dos ensaios de abatimento do CC, conforme a Tabela 6.21.

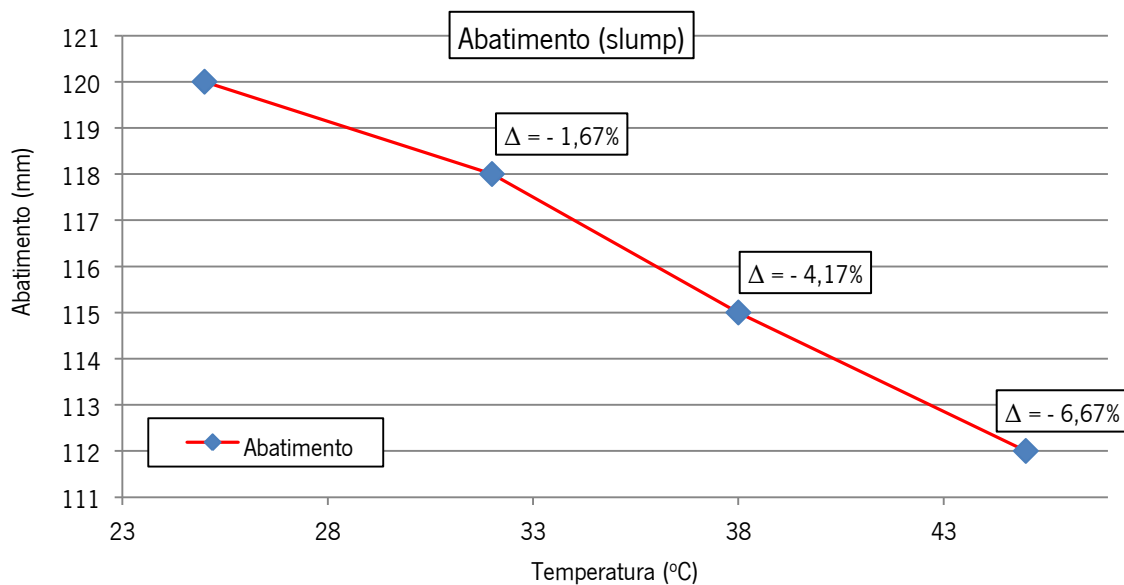


Figura 6.70: Gráfico com os resultados do abatimento médio nas diferentes temperaturas

6.3.6.3 - Comentários e conclusões

A composição foi elaborada prevendo abatimento de 120 +/- 20 mm para o CC na temperatura aproximadamente de 32°C. Conforme foi observado a partir dos resultados dos ensaios, o abatimento para a temperatura de 25°C ficou dentro da faixa esperada, uma vez que seu valor poderia ser um pouco mais elevado em face da temperatura inicial de 25°C. Para a temperatura de 32°C o valor de 118 mm ficou muito próximo do abatimento de 120 mm, dentro da margem de variação prevista na dosagem. Para as temperaturas de 38°C e 45°C o abatimento ficou inferior ao esperado, o que demonstrou que o aumento da temperatura diminuiu a trabalhabilidade do CC, porém, superior ao limite inferior da faixa, 100 mm, mesmo na temperatura de 45°C. Observe-se ainda que o percentual de perda de abatimento com o aumento da temperatura para o CC, apresentou comportamento mais próximo do percentual de perda nos ensaios de t_{500} que nos ensaios de espalhamento, ambos para o CAA. No entanto, nos três ensaios, para CAA e CC, o decréscimo de trabalhabilidade ocorreu com o aumento da temperatura dos concretos.

Na Seção 3.5.1, Soroka (2004) afirma que, em condição de clima quente, mais água é necessária para uma dada mistura ter a mesma consistência, ou seja, abatimento (*slump*) ou espalhamento (*slump flow*).

6.4 – CONCLUSÕES DO CAPÍTULO.

6.4.1 – Introdução e procedimento.

Busca-se aqui apresentar de forma integrada os resultados obtidos nos ensaios com as pastas 1 a 7 e com os concretos frescos, CAA e CC, conforme as composições apresentadas nas Tabelas 6.2 e 6.3, realizados nas temperaturas aplicadas na presente pesquisa: 25°C, 32°C, 38°C e 45°C.

Os ensaios aplicados foram Agulha de Vicat, obtendo-se os tempos inicial $T_i(V)$ e final $T_f(V)$ para as pastas 1 a 7; Resistividade elétrica, obtendo-se os tempos inicial $T_i(R)$ e final $T_f(R)$ para as pastas 1 a 4 e a pasta 7; Calorimetria $T(C)$ para as pastas 1 a 4; Cone Marsh $T(CM)$ para as pastas 2 e 3 e a pasta 7; Espalhamento (SF) ou *slump flow* para o CAA; Tempo de escoamento (t_{500}) para o CAA; e Abatimento ou *slump* para o CC.

Além dos resultados com comentários e conclusões que foram apresentados para cada um dos ensaios aplicados: Agulha de Vicat, Resistividade elétrica, Calorimetria, Cone Marsh, Espalhamento, Tempo de escoamento (t_{500}) e Abatimento, procurou-se então estabelecer, onde foi possível comportar a integração dos resultados dentro dos parâmetros estabelecidos, o melhor comparativo de desempenho entre as pastas e concretos estudados.

Os parâmetros de trabalhabilidade estabelecidos foram: a) variação da temperatura; tempo após mistura; relação água/cimento (a/c); aplicação de SP; aplicação de P; aplicação de SP+P.

6.4.2 – Sistematização dos resultados.

A Figura 6.71 apresenta gráfico que integra os resultados de tempo de início de pega obtidos por Vicat – $T_i(V)$, Resistividade – $T_i(R)$ e Cone Marsh – $T(CM)$, por tipo de pasta e para cada uma das quatro temperaturas adotadas. Os resultados de Calorimetria – $T(C)$ não foram considerados devido aos ensaios terem sido realizados apenas na temperatura de 32°C. Buscou-se nesse gráfico a melhor visualização do comportamento das diversas composições de pastas em cada temperatura, a partir dos tempos obtidos. Esses tempos representam indicativo de desempenho de trabalhabilidade do concreto fresco, fundamental para a execução das operações de concretagem, desde o início da mistura, até a conclusão do adensamento, quando o concreto começará seu endurecimento. Considerou-se a média dos tempos $T_i(V)$ e $T_i(R)$ para as pastas 1, 2, 3, 4 e 7.

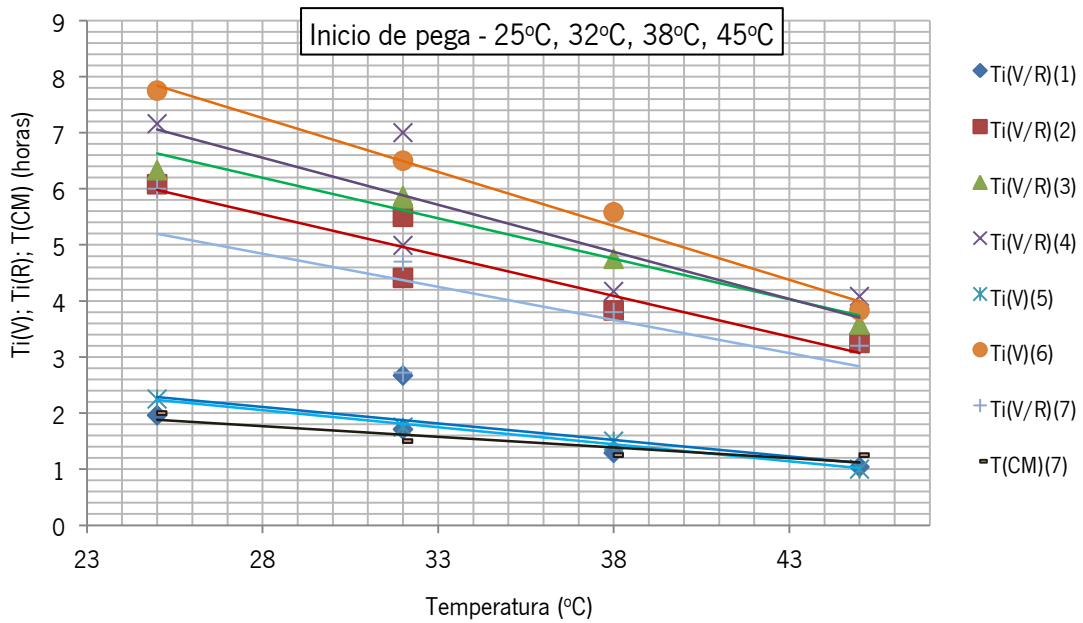


Figura 6.71: Gráfico integrado de Vicat e Resistividade para início de pega, e Cone Marsh

A Figura 6.72 apresenta gráfico idêntico ao da Figura 6.70, com as mesmas considerações e parâmetros, agora para fim de pega.

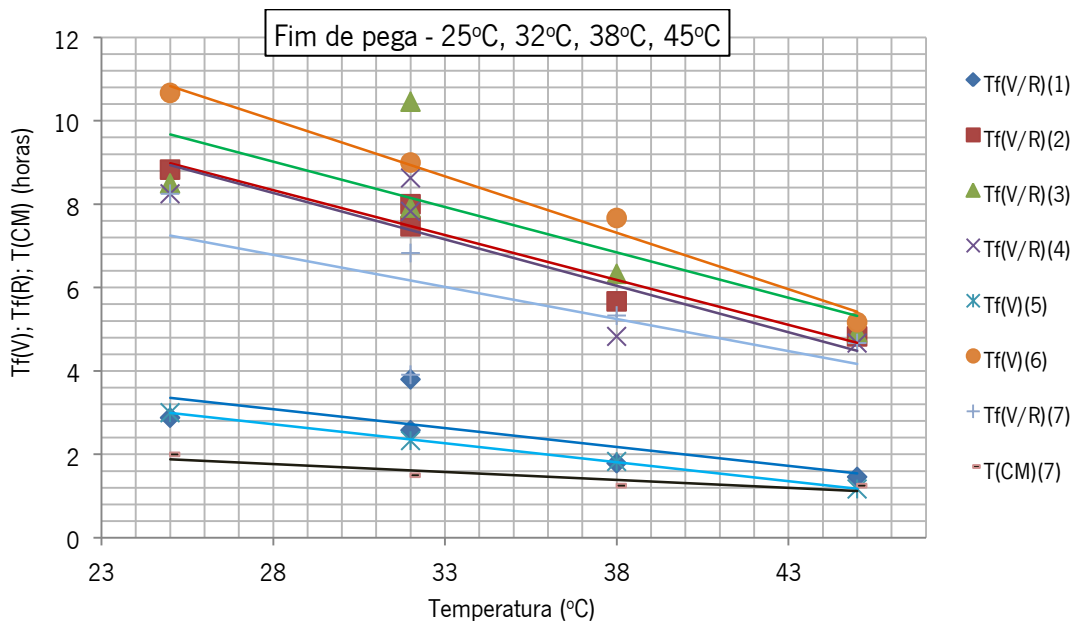


Figura 6.72: Gráfico integrado de Vicat e Resistividade para fim de pega, e Cone Marsh

6.4.3 – Comentários e conclusões.

Os gráficos das Figuras 6.71 e 6.72 permitiram que algumas avaliações pudessem ser consideradas a partir dos resultados obtidos nos ensaios aplicados em diferentes composições de pastas e concretos, e em diferentes temperaturas, conforme estabelecido a seguir:

- 1) Todas as composições de pastas: 1 e 5 (C+A); 3 (C+SP+A); 4 (C+P+A); 2 e 6, (C+SP+P+A); e 7 (C+MK+SP+P+A); apresentaram indicativo de decréscimo no tempo disponível de trabalhabilidade à proporção que a temperatura cresceu;
- 2) Para todas as temperaturas ensaiadas, foi identificado decréscimo de indicadores de trabalhabilidade à proporção que cresceu o tempo decorrido a partir do início da mistura dos constituintes, para todas as composições, e também em todos os ensaios aplicados, nas pastas e nos concretos;
- 3) As pastas 1 e 5 (C+A), foram as que apresentaram os menores tempos de início e fim de pega. No entanto, foram as que apresentaram menores perdas de desempenho de trabalhabilidade à proporção que a temperatura cresceu, em relação às demais pastas;
- 4) Para alterações nas características de trabalhabilidade das pastas e concreto fresco ensaiados, ficou evidenciado que a presença de aditivos químicos foi mais determinante que as alterações promovidas na relação a/c. Tanto no aspecto de ter aumentado a fluidez, quanto no prolongamento da trabalhabilidade ao longo do tempo para qualquer das quatro temperaturas pesquisadas. No entanto, a redução constatada através dos ensaios, no desempenho de trabalhabilidade com o aumento da temperatura, e do tempo decorrido após início da mistura, entendeu-se ser devido à perda de desempenho dos referidos aditivos químicos, uma vez que as pastas sem a presença deles, apresentou menor redução de desempenho com o aumento da temperatura, e do tempo decorrido de ensaio após início da mistura;
- 5) A diferença de trabalhabilidade entre pastas (C+SP+P+A), pasta 2, e pastas (C+SP+A), pasta 3, apresentou-se mais evidente através do ensaio de Cone Marsh para a mesma temperatura de 32°C, tendo as duas pastas a mesma relação a/c de 0,300, conforme pode ser observado na Figura 6.52. O desempenho da pasta 2 foi superior ao da pasta 3, apesar das duas pastas terem fluido normalmente através do Cone Marsh. Entende-se que a aplicação conjunta de SP e P apresentou melhor desempenho que a aplicação isolada de SP. Ressalte-se que a relação água mais aditivos químicos por ligante, $(a+ad)/l$ foi 0,320 para a pasta 2 e 0,311 para a pasta 3. Já a relação $(SP+P)/a$ foi de 0,067 para a pasta 2 e a relação $(P)/a$ foi de 0,037 para a pasta 3;
- 6) Ao ter sido feita análise de indicador de trabalhabilidade através dos ensaios de tempo de pega, início e fim, pela Agulha de Vicat, verificou-se que as pastas 1 e 5 (C+A) foram as que apresentaram menores tempos após o início da mistura. Já as pastas 3 (C+SP+A), 4 (C+P+A) e 6 (C+SP+P+A), foram as que apresentaram os maiores tempos, sendo os maiores para a pasta 6. As pastas 2 (C+SP+P+A) e 7 (C+MK+SP+P+A) também apresentaram tempos muito próximos aos das pastas 3, 4 e 6, porém um pouco inferiores. Ficou evidenciado que a aplicação dos aditivos

químicos SP e P, em conjunto ou isoladamente, prolongaram o início e o fim da pega através de Vicat. Considerando-se a relação $(a+ad)/l$, os valores para as pastas 1 e 5 foram 0,300 e 0,336, respectivamente. Para as pastas 3, 4 e 6 foram 0,311, 0,309 e 0,269, respectivamente. Para as pastas 2 e 7 foram 0,320 e 0,471, respectivamente. Considerando-se agora a relação aditivo químico por água, obteve-se $(SP+P)/a$ igual a 0,067 para a pasta 2, a 0,081 para pasta 6 e 0,046 para pasta 7; $(SP)/a = 0,037$ para pasta 3 e $(P)/a = 0,031$ para pasta 4. Dessa forma, a menor relação $a/c = 0,249$ para a pasta 6 em relação a $a/c = 0,451$ para a pasta 7, confrontou-se com a relação $(SP+P)/a = 0,81$ para a pasta 6 em relação a $(SP+P)/a = 0,046$ para a pasta 7, o que poderia explicar o maior desempenho dos aditivos em prolongar um pouco mais o tempo de início e fim de pega da pasta 6 em relação à pasta 7, apesar da pasta 7 ter adição de metacaulim;

- 7) Ao ter sido feita análise de indicador de trabalhabilidade através dos ensaios de resistividade elétrica, tendo sido obtido os tempos de início e fim de pega correlacionados aos resultados de Vicat, para as pastas 1, 2, 3, 4 e 7, verificou-se que a pasta 1 (C+A) foi a que apresentou menor tempo após o início da mistura. Em seguida, a pasta 7 (C+MK+SP+P+A), depois a pasta 2 (C+SP+P+A), a pasta 4 (C+P+A) e finalmente a pasta 3 (C+SP+A). Independente de maior aprofundamento das diferenças entre as pastas, ficou evidenciado, confirmando os indicadores anteriores abordados, que os aditivos químicos retardam a perda de desempenho de trabalhabilidade. Também, nos ensaios de resistividade com a pasta 7 para as quatro temperaturas, ficou evidenciado o decréscimo de desempenho com o crescimento da temperatura;
- 8) Ao ter sido feita análise de indicador de trabalhabilidade através dos ensaios de calorimetria, tendo sido obtido os tempos de pico de temperatura, para as pastas 1, 2, 3 e 4, verificou-se que a pasta 1 (C+A) foi a que apresentou o pico de temperatura no menor tempo após o início da mistura, seguida da pasta 4 (C+P+A), vindo após a pasta 3 (C+SP+A), e finalmente a pasta 2 (C+SP+P+A). Dessa forma, obteve-se através de mais um possível indicador de desempenho de trabalhabilidade, que as pastas sem aditivos químicos apresentaram desempenho de tempo de trabalhabilidade inferior às pastas com uso de aditivos químicos nas suas composições;
- 9) Para os ensaios de espalhamento, tempo de espalhamento (t_{500}) e abatimento, para CAA e CC, obteve-se resultados que bem demonstraram o decréscimo da trabalhabilidade à proporção que houve crescimento da temperatura desses concretos.

Considerando-se o conjunto dos resultados apresentados dos ensaios em pastas e concretos na presente pesquisa, foi possível estabelecer, em relação aos climas de temperaturas mais elevadas, que houve redução do tempo disponível de trabalhabilidade a partir do início da mistura. No entanto, o tempo

disponível restante permitiu estabelecer que o CAA poderia ser aplicado sem restrições, apenas promovendo-se planejamento executivo compatível à realidade, para as operações de concretagem até o final do adensamento do CAA nas formas. Como referência, tem-se mínimo de 45 minutos especificado nas Normas para cimento Portland, a exemplo da ASTM C150, para tempo inicial de pega, e indicação de 375 minutos para tempo final de pega.

Soroka (2004) coloca que, na prática, a trabalhabilidade é usualmente controlada através dos ensaios de espalhamento (CAA) e abatimento (CC).

7 – ENSAIOS APLICADOS AO CONCRETO ENDURECIDO – RESISTÊNCIA, DURABILIDADE E MICROESTRUTURA

7.1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O presente Capítulo apresenta estudos desenvolvidos para o concreto endurecido, tendo por objetivo comparar o desempenho do CAA em relação ao CC, conforme composições estudadas e adotadas na presente pesquisa (Ver Tabela 5.19 e Figura 5.7 no Capítulo 5). O desempenho refere-se aos resultados dos ensaios de resistência mecânica à compressão e ensaios de durabilidade, aplicados a amostras de CAA e CC fabricadas com base nas composições da Tabela 5.19. Os ensaios de durabilidade aplicados aos concretos foram: Difusão de íons cloretos; Absorção de água por capilaridade; Resistividade elétrica; Índice de vazios; Carbonatação acelerada. Os ensaios aplicados para estudar a microestrutura do CAA e CC, zona de interface agregados-pasta, foram: método de Microscopia eletrônica de varredura (MEV) e Micro tomografia (MT).

No Capítulo 4 foi possível verificar alguns importantes estudos que abordaram, para o concreto endurecido, questões de resistência à compressão e durabilidade, patologias e ensaios, para CAA e CC. Outro aspecto relevante foi estudar as recomendações normativas para atendimento à durabilidade requerida.

7.2 – RESISTÊNCIA – ENSAIOS APLICADOS PARA CAA E CC.

7.2.1 - Introdução e procedimento

Foi realizado o ensaio de resistência mecânica à compressão axial em corpos-de-prova de concreto endurecido nas idades de 3, 7, 14, 28, 56 e 90 dias de acordo com a NBR 5739 (2007). Para cada idade de ensaio foram preparados oito corpos de prova de geometria cilíndrica com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, sendo: quatro de concreto auto-adensável (CAA) e quatro de concreto convencional (CC), totalizando portanto oito exemplares por cada uma das idades adotadas.

Antes da execução dos ensaios, as bases dos corpos-de-prova foram retificadas de acordo com a NBR 5738 (2003) conforme visualizado na Figura 7.1. Procedimento: a face superior foi sistematicamente retificada; a face inferior foi avaliada se estava plana e assegurando a verticalidade do corpo-de-prova, e, sendo necessário, era também retificada.



Figura 7.1: Retificação das bases dos CPs

7.2.2 – Resultados

Apresenta-se a seguir, através da Tabela 7.1, os resultados dos ensaios de resistência mecânica à compressão para as amostras de CAA e CC, nas idades de 3, 7, 14, 28, 56 e 90 dias, contendo ainda identificação de cada uma das amostras ensaiadas e idade do corpo-de-prova na data do ensaio. Foi realizada medição e pesagem dos corpo-de-prova com os seguintes resultados médios: diâmetro de 99,17mm; altura de 199,17mm e peso de 3,729kg. Consequentemente, peso específico médio medido igual a 2399,75kg/m³.

Tabela 7.1: Resultados dos ensaios de resistência à compressão.

CAA	Idade (dias)	Resistência (MPa)	CC	Idade (dias)	Resistência (MPa)
A1	03	35,65	C1	03	31,23
A2		32,89	C2		33,61
A3		35,21	C3		33,33
A4		32,18	C4		31,11
A5	07	40,86	C5	07	34,41
A6		32,01	C6		28,97
A7		31,97	C7		34,35
A8		39,93	C8		34,37
A9	14	44,81	C9	14	41,26
A10		46,46	C10		39,60
A11		43,42	C11		41,06
A12		44,06	C12		39,63
A13	28	43,98	C13	28	42,65
A14		47,82	C14		42,40
A15		47,93	C15		42,68
A16		43,71	C16		43,02
A17	56	52,28	C17	56	44,35
A18		51,85	C18		43,12
A19		49,60	C19		44,02
A20		51,23	C20		43,72
A21	90	54,86	C21	90	48,33
A22		54,66	C22		49,70
A23		53,14	C23		47,67
A24		52,86	C24		45,62

A seguir apresenta-se a Tabela 7.2 contendo os valores da média de quatro réplicas, e do desvio-padrão da resistência dos dois concretos, CAA e CC, em função da idade.

Tabela 7.2: Valores Médios da Resistência em Função da Idade, para CAA e CC.

Idade (dias)	Resistência (MPa)	
	CAA	CC
3	33,98 ± 1,71	32,32 ± 1,33
7	36,19 ± 4,87	33,03 ± 2,70
14	44,69 ± 1,31	40,39 ± 0,90
28	45,86 ± 2,33	42,69 ± 0,25
56	51,24 ± 2,38	43,80 ± 0,52
90	53,88 ± 2,57	47,83 ± 1,55

A NBR 6118 (2014), na Seção 12.3.3 de forma similar à NP EN 1992-1-1 (2010) na Seção 3.1.2, apresenta equação que permite estabelecer valor previsto para a resistência do concreto em idade antes ou depois dos 28 dias, tomando-se como referência a resistência f_{ck} (28 dias).

$$f_{cj} = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} f_{cm} \quad (\text{Equação 7.1})$$

Onde: $s = 0,20$ para concreto de cimento CPV-ARI;

t = idade efetiva do concreto, expressa em dias.

A Tabela 7.3 apresenta os valores previstos calculados após aplicação da Equação 7.1, considerando-se $s = 0,20$ (CPV-ARI), $f_{cm} = 45,86$ MPa para CAA e $f_{cm} = 42,69$ MPa para CC, conforme resultados experimentais apresentados na Tabela 7.2.

Tabela 7.3: Resistências previstas com aplicação da Equação 7.1.

Idade (dias)	Resistência (MPa)		Idade (dias)	Resistência (MPa)		Idade (dias)	Resistência (MPa)	
	CAA	CC		CAA	CC		CAA	CC
03	30,40	28,30	14	42,21	39,30	56	48,63	45,27
07	37,55	34,95	28	45,86	42,69	90	50,10	46,64

A variável (s) na Equação 7.1 depende do tipo de cimento utilizado na composição dos concretos. No presente estudo, para o cimento CPV-ARI de alta resistência inicial adotado, o valor de (s) considerado foi 0,20. No entanto, pode-se buscar encontrar o valor de (s) que melhor aproxima a Equação 7.1 aos pontos experimentais para CAA e para CC obtidos nos ensaios realizados, conforme apresentados na Tabela 7.2. Os valores de (s) para CAA (s_{CAA}) e CC (s_{CC}) foram determinados recorrendo-se ao método dos mínimos quadráticos, encontrando-se (s_{CAA}) = 0,1733 e (s_{CC}) = 0,1520.

A Figura 7.2 apresenta gráfico com os resultados, onde os pontos representam os valores experimentais obtidos nos ensaios realizados (ver Tabela 7.2); as linhas os valores calculados através da Equação 7.1

aplicando-se as variáveis ($s_{CAA} = 0,1733$ e ($s_{CC} = 0,1520$; sendo $f_{cm} = 45,86$ MPa para CAA e $f_{cm} = 42,69$ MPa para CC, na idade de 28 dias.

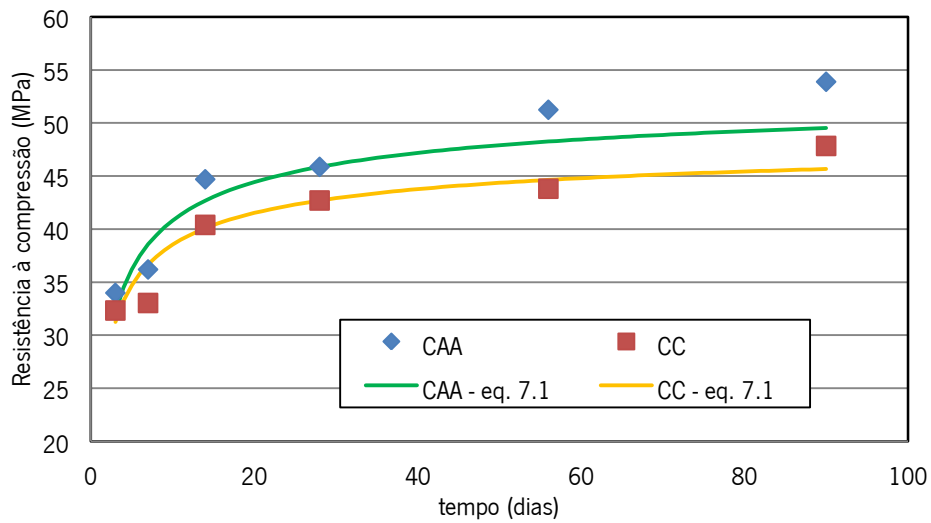


Figura 7.2: Visualização gráfica das resistências experimentais e das obtidas através da Equação 1.

A Tabela 7.4 a seguir apresenta os resultados de resistência conforme a Tabela 7.2, assim como a relação entre essas resistências e respectivas idades, para CAA e CC. Aqui se procura verificar o comportamento da evolução da taxa de aquisição de resistência com a idade, para CAA e CC.

Tabela 7.4: Resistência e relação resistência/idade para CAA e CC.

Resistência- R_{CAA} (MPa)	Resistência- R_{CC} (MPa)	Idade t (dias)	R_{CAA}/t	R_{CC}/t
33,98	32,32	3	11,3267	10,7733
36,19	33,03	7	5,1700	4,7186
44,69	40,39	14	3,1921	2,8850
45,86	42,69	28	1,6379	1,5246
51,24	43,80	56	0,9150	0,7821
53,88	47,83	90	0,5987	0,5314

A Figura 7.3 mostra a representação gráfica dos resultados dos valores de R_{CAA}/t e R_{CC}/t , conforme apresentados na Tabela 7.4, que permite visualizar a evolução da taxa de aquisição de resistência com a idade, para CAA e CC.

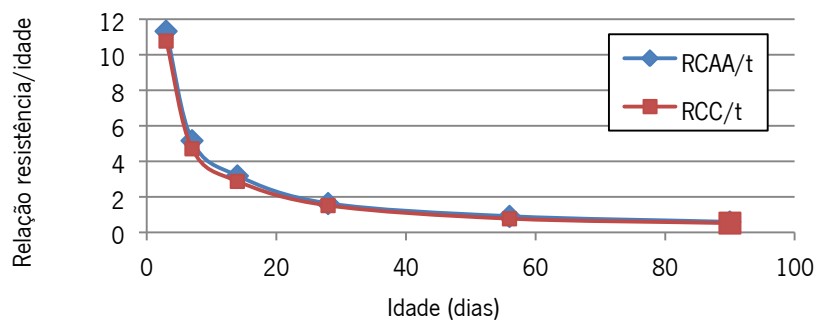


Figura 7.3: Visualização gráfica dos valores de R_{CAA}/t e R_{CC}/t .

Observou-se que ambos os concretos, CAA e CC, apresentaram comportamento muito próximo quanto à taxa de aquisição de resistência com a idade, ficando então demonstrado que o CAA, por essa variável estudada, pode ser aplicado sem alteração do planejamento executivo em relação ao CC, no que concerne à aplicação de carregamentos nas idades requeridas.

7.2.3 – Comentários e conclusões

Observou-se que nas idades de 3 a 90 dias, em média, as resistências do CAA foram aproximadamente 10,7% superiores às do CC. Analisando-se a Tabela 5.19 da Seção 5.4.3, verifica-se que as composições adotadas para CAA e CC são bastante similares: praticamente mesmo consumo de cimento, 419 kg para CAA e 416 kg para CC; igual consumo de adição de metacaulim, 36 kg; igual relação água/ligante de 0,45; igual relação cimento/fino de 0,92. Esperava-se então resistências muito próximas para o CAA e o CC. A principal diferença entre o CAA e o CC aplicados nos ensaios foi a utilização dos aditivos: 2,6 kg de plastificante para o CC e 4,2 kg de plastificante mais 5,0 kg de superplastificante para o CAA. Assim, pode ser estabelecida a hipótese de que os aditivos tenham contribuído para uma maior densificação da matriz ligante ou tenham melhorado a hidratação do cimento, além do fato do CAA conter maior quantidade de agregados finos, provocando dessa forma aumento no resultado final da resistência do CAA em relação ao CC (Freitas Junior, 2013). Desnerck (2012) em seu trabalho de pesquisa, obteve tendências semelhantes baseado em banco de dados com mais de 250 resultados de artigos publicados, encontrou na comparação entre resistências à compressão $f_{c,28}$ para CAA e CC, valores 10% mais elevados para o CAA, atribuída à sua maior densidade da microestrutura (ver Capítulo 4). Vita *et al.* (2012), em seu estudo de fissuração do CAA nas primeiras idades, aborda o melhor desempenho mecânico e maior durabilidade do CAA, citando Tutikian e Dal Molin (2008) quando constatam, em relação ao CAA, que sua resistência à segregação aliada à fluidez permitem a eliminação de macro defeitos, bolhas de ar e falhas de concretagem. Entende-se que esses defeitos são responsáveis diretos por perdas de desempenho mecânico do concreto e durabilidade da estrutura.

Dessa forma, os resultados obtidos nos ensaios de resistência com CAA e CC demonstraram que o melhor desempenho do CAA confirma estudos anteriores de outros autores, bem como a diferença média de 10,7% está dentro da faixa de variação usualmente constatada.

7.3 – DURABILIDADE – ENSAIOS APLICADOS PARA CAA E CC

7.3.1 – Difusão de íons cloreto

7.3.1.1 – Introdução e procedimento

A difusão de cloreto pela pasta de cimento é importante de ser avaliada uma vez que esses íons podem levar ao desencadeamento do processo de corrosão das armaduras, uma das manifestações patológicas mais comumente identificadas no concreto armado. Estima-se que a taxa de difusão varie linearmente com a temperatura e seja inversamente proporcional à idade do concreto (ABCP, 2012).

Foram realizados no laboratório da ABCP (Associação Brasileira de Cimento Portland) os ensaios de determinação da difusão de íons cloreto em corpos-de-prova nas idades de 28 e 90 dias, de acordo com a ASTM C1202 (1997). Para esse tipo de ensaio foram preparados seis corpos-de-prova, sendo: três de concreto auto-adensável (CAA) e três de concreto convencional (CC), totalizando seis exemplares por cada uma das idades adotadas.

O procedimento consistiu em submeter uma amostra de concreto com 50 mm de altura e 100 mm de diâmetro, extraída a partir do terço médio de um corpo-de-prova cilíndrico de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, à passagem de corrente elétrica, por um período de 6 horas, sob uma diferença de potencial de 60 volts. Os corpos-de-prova ficaram com uma das extremidades imersas em solução de hidróxido de sódio e a outra imersa em solução de cloreto de sódio.

A carga total passante em Coulombs (C) é relacionada com a resistência do concreto à penetração de íons cloreto. Os resultados obtidos são semiquantitativos, tendo em vista a amplitude das faixas classificatórias apresentadas na ASTM C1202 (1997), conforme apresentado na Tabela 7.5 a seguir.

Tabela 7.5: Critério de classificação para difusibilidade de cloreto. ASTM C1202 (1997)

Carga Passante (Coulombs)	Penetração de Íons Cloreto	Típico
> 4000	Elevada	Elevada relação a/c (> 0,60)
2000 - 4000	Moderada	Moderada relação a/c (0,40-0,50)
1000 - 2000	Baixa	Baixa relação a/c (< 0,40)
100 - 1000	Muito baixa	Concreto látex modificado ou concreto internamente selado
< 100	Desprezível	Concreto com polímero impregnado ou concreto polimérico

Constata-se também que a difusão é maior para relação água/cimento (a/c) igual a 0,60 em comparação com relações a/c na faixa de 0,40 a 0,50, devido às pastas de cimento com relação a/c igual a 0,60 terem maior frequência de poros contínuos superiores a 100 μ m que pastas com relações 0,40 a 0,50 onde, nas mesmas condições, apresentam poros com diâmetro médio próximo de 40 nm (ABCP, 2012).

7.3.1.2 - Resultados

Apresenta-se a seguir, através da Tabela 7.6, os resultados dos ensaios de difusão de íons cloreto, que se referem ao coeficiente de difusão de cloretos obtidos em ensaio de difusão por imersão no estado não estacionário, para as amostras de CAA e CC, nas idades de 28 e 90 dias, para a média das medições em cada uma das amostras ensaiadas, e o resultado (C) que representa a carga média passante em Coulombs.

Tabela 7.6: Resultados dos ensaios de difusão de íons cloreto

Concreto	Amostra	Resultado (C)	Concreto	Amostra	Resultado (C)
Idade: 28 dias					
CAA	A57	900	CC	C57	1517
	A58			C58	
	A59			C59	
Idade: 90 dias					
CAA	A25	828	CC	C25	1250
	A26			C26	
	A27			C27	

A Figura 7.4 apresenta em forma de gráficos os resultados dos ensaios de difusão de íons cloreto, conforme a Tabela 7.6, para as idades de 28 e 90 dias.

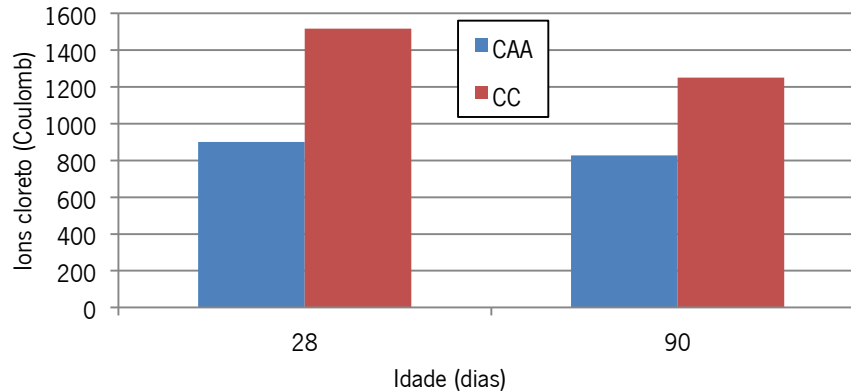


Figura 7.4: Representação gráfica da difusão de íons cloreto, conforme Tabela 7.6.

7.3.1.3 - Comentários e conclusões

Em relação aos resultados desses ensaios, aos 28 dias o CC apresentou carga média passante em Coulombs 68,6% superior em relação ao CAA, enquanto que aos 90 dias esse percentual foi de 51,0%. Quanto maior a carga passante em Coulombs, maior será a penetração de íons cloreto o que acarretará redução da durabilidade do concreto e suas armaduras. Esse melhor desempenho do CAA em relação ao CC, apesar da mesma relação água/ligante igual a 0,45, pode ser explicado como o CAA apresentando-se melhor selado internamente em relação ao CC.

Concreto auto-adensável: alternativa ao concreto convencional em climas quentes

Tomando-se por base a ASTM C 1202, os resultados apontaram difusão de íons cloreto classificados como muito baixa para o CAA e baixa para o CC, tanto para os 28 dias, quanto para os 90 dias.

Hartmann e Helene (2003) analisando resultados de um concreto de 125 MPa de resistência à compressão comparado com um concreto com 33 MPa, obteve resultados de penetração de íons cloreto através do ensaio de difusão de 43C e 8000C, respectivamente. O que nos leva a crer que os resultados obtidos para o CAA neste ensaio da pesquisa mostraram excelente desempenho

7.3.2 – Absorção de água por capilaridade

7.3.2.1 – Introdução e procedimento

Foi realizado o ensaio de determinação da absorção de água por capilaridade em concreto endurecido de acordo com a NBR 9779 (2012), que prescreve o método para determinação da absorção de água, através de ascensão capilar, de argamassa e concreto endurecidos. Para esse ensaio foram preparados seis corpos-de-prova, sendo: três de concreto auto-adensável (CAA) e três de concreto convencional (CC), totalizando seis exemplares por cada uma das idades adotadas, 28 e 90 dias.

Atendendo aos requisitos do item 4.1.2 da NBR 9779 (2012), o volume mínimo de concreto ensaiado foi função da dimensão máxima do agregado (para o diâmetro máximo até 50 mm ensaiar volume de concreto de 2500 cm³). Em consequência disso a tipologia dos corpos-de-prova usados nesse ensaio foram cilíndricos de 150 x 300 mm, conforme visualizado na Figura 7.5.



Figura 7.5: CPs cilíndricos de 150 x 300 mm para o ensaio de absorção de água por capilaridade.

Em atendimento aos itens 4.1.4 e 4.1.5 da NBR 9779 (2012), após secagem em estufa e resfriamento do corpo-de-prova até ser atingida a temperatura ambiente, efetuou-se a pesagem das amostras para determinação de sua massa e foram iniciados os ensaios.

Os corpos-de-prova foram colocados sobre um filme de água de modo que o nível d'água permanecesse constante a (5 ± 1) mm acima da face inferior, evitando a molhagem de outras superfícies das peças em atendimento ao item 4.2.2 da NBR 9779 (2012), conforme pode ser visto nas Figuras 7.6 e 7.7.

Durante os ensaios foram determinadas as massas dos corpos-de-prova com medições após 3h, 6h, 24h, 48h e 72h contadas a partir da colocação destes em contato com a água (NBR 9779, 2012).



Figura 7.6: Vista do recipiente com os CPs



Figura 7.7: Vista superior dos corpos-de-prova

Após pesagem, os corpos-de-prova foram rompidos através do ensaio de compressão diametral em atendimento a NBR 7222 (2011), para que fosse possível a visualização da absorção de água por capilaridade, conforme mostrado nas Figuras 7.8 e 7.9.



Figura 7.8: Posicionamento do CP para ensaio



Figura 7.9: Início da realização do ensaio

Após o rompimento através da compressão diametral, foi efetuada a medição da distribuição da água capilar no interior das amostras, ascensão capilar, expressa em centímetro (cm), conforme Seção 4.2.5 da NBR 9779 (2012), podendo ser visualizado através das Figuras 7.10 e 7.11.



Figura 7.10: Medição da ascensão capilar

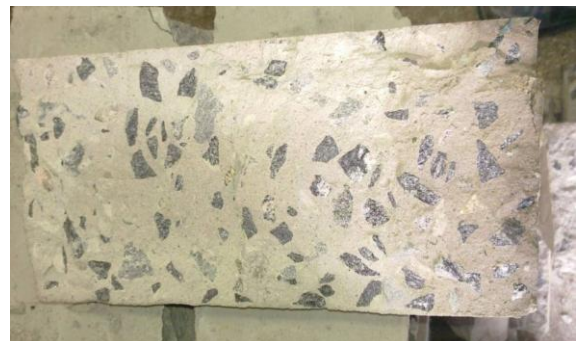


Figura 7.11: Vista do corpo de prova após ensaio

A absorção de água por capilaridade deve ser expressa em g/cm^2 e calculada dividindo o aumento de massa pela área da seção transversal da superfície do corpo de prova em contato com a água, de acordo com a seguinte equação:

$$C = \frac{(A-B)}{S} \quad \text{(Equação 7.2)}$$

Onde:

C = absorção de água por capilaridade, em g/cm²;

A = massa do corpo de prova que permanece com uma das faces em contato com a água durante um período de tempo especificado, em g;

B = massa do corpo de prova seco, assim que este atingir a temperatura de (23+/-2)°C, em g;

S = área da seção transversal, em cm².

7.3.2.2 - Resultados

Apresenta-se a seguir os resultados dos ensaios de absorção por capilaridade, expressos em g/cm², para as amostras de CAA e CC, considerando-se três amostras para cada concreto nas idades de 28 dias e 90 dias. Os resultados foram obtidos dividindo-se o aumento de massa em cada intervalo de tempo considerado pela área da seção do corpo-de-prova. Na Tabela 7.7 estão indicados os resultados das medições do aumento de massa e os cálculos da absorção por capilaridade para CAA e CC, conforme Capítulo 5.1 da NBR 9779 (2012).

Tabela 7.7: Resultados dos ensaios de absorção de água por capilaridade.

Hora	Leituras CAA		Absorção de água C (g/cm ²)		Leituras CC		Absorção de água C (g/cm ²)	
	Amostra	Peso (g)	Indiv.	Média	Amostra	Peso (g)	Indiv.	Média
Idade de 28 dias								
Início	CAA-04	11540	0.000	0.000	CC-04	11437	0.000	0.000
	CAA-05	11640			CC-05	11467		
	CAA-06	11580			CC-06	11410		
03 h	CAA-04	11579	0.219	0.230	CC-04	11481	0.248	0.242
	CAA-05	11690	0.281		CC-05	11516	0.277	
	CAA-06	11614	0.190		CC-06	11461	0.291	
06 h	CAA-04	11585	0.255	0.289	CC-04	11517	0.453	0.302
	CAA-05	11703	0.357		CC-05	11507	0.226	
	CAA-06	11625	0.255		CC-06	11450	0.226	
24 h	CAA-04	11650	0.622	0.500	CC-04	11660	0.509	0.519
	CAA-05	11720	0.453		CC-05	11567	0.566	
	CAA-06	11655	0.425		CC-06	11495	0.481	
48 h	CAA-04	11680	0.792	0.670	CC-04	11562	0.707	0.698
	CAA-05	11755	0.651		CC-05	11592	0.707	
	CAA-06	11680	0.567		CC-06	11530	0.679	
72 h	CAA-04	11710	0.962	0.821	CC-04	11587	0.849	0.831
	CAA-05	11780	0.792		CC-05	11612	0.821	
	CAA-06	11705	0.709		CC-06	11555	0.823	

Tabela 7.7: Resultados dos ensaios de absorção de água por capilaridade (continuação).

Hora	Leituras CAA		Absorção de água C (g/cm ²)		Leituras CC		Absorção de água C (g/cm ²)	
	Amostra	Peso (g)	Indiv.	Média	Amostra	Peso (g)	Indiv.	Média
Idade de 90 dias								
Início	CAA-04	11675			CC-04	11505		
	CAA-05	11715	0.000	0.000	CC-05	11590	0.000	0.000
	CAA-06	11650			CC-06	11540		
03 h	CAA-04	11700	0.139	0.121	CC-04	11531	0.146	0.156
	CAA-05	11740	0.141		CC-05	11620	0.170	
	CAA-06	11675	0.143		CC-06	11567	0.151	
06 h	CAA-04	11701	0.145	0.156	CC-04	11535	0.172	0.198
	CAA-05	11745	0.170		CC-05	11630	0.226	
	CAA-06	11677	0.152		CC-06	11575	0.196	
24 h	CAA-04	11721	0.258	0.269	CC-04	11566	0.343	0.368
	CAA-05	11765	0.283		CC-05	11660	0.396	
	CAA-06	11715	0.266		CC-06	11605	0.365	
48 h	CAA-04	11735	0.342	0.368	CC-04	11586	0.459	0.496
	CAA-05	11785	0.396		CC-05	11685	0.538	
	CAA-06	11735	0.366		CC-06	11627	0.490	
72 h	CAA-04	11745	0.394	0.425	CC-04	11600	0.534	0.580
	CAA-05	11795	0.453		CC-05	11700	0.622	
	CAA-06	11725	0.427		CC-06	11643	0.584	

A Figura 7.12 apresenta em forma de gráfico os resultados dos valores médios encontrados, conforme a Tabela 7.7, para as idades de 28 e 90 dias, com medições após início, com 03, 06, 24, 48 e 72 horas de ensaio, para amostras de CAA e CC. Na abcissa (x) está indicada a raiz quadrada dos tempos de 03, 06, 24, 48 e 72 horas. Na ordenada (y) foram plotados os resultados apresentados na Tabela 7.7, em g/cm², para CAA e CC aos 28 e 90 dias.

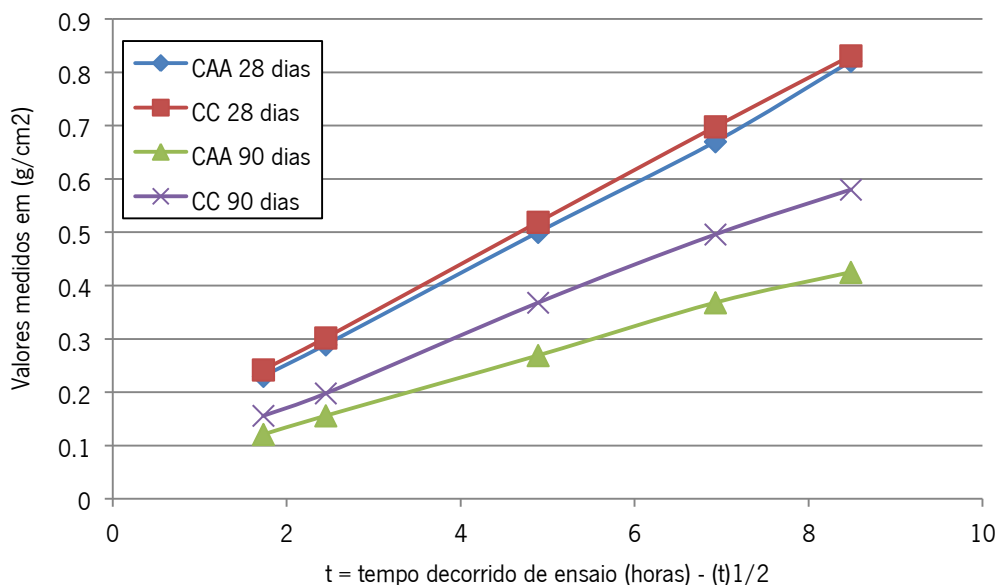


Figura 7.12: Representação gráfica dos resultados apresentados na Tabela 7.7.

O gráfico apresentado na Figura 7.13 a seguir, mostra os valores da absorção de água C , em g/cm^2 para CAA e CC, para os tempos de ensaio de 3 e 6 horas, nas idades de 28 e 90 dias, para o cálculo do coeficiente de absorção de água por capilaridade, em $\text{g}/\text{m}^2/(\text{min}^{0.5})$.

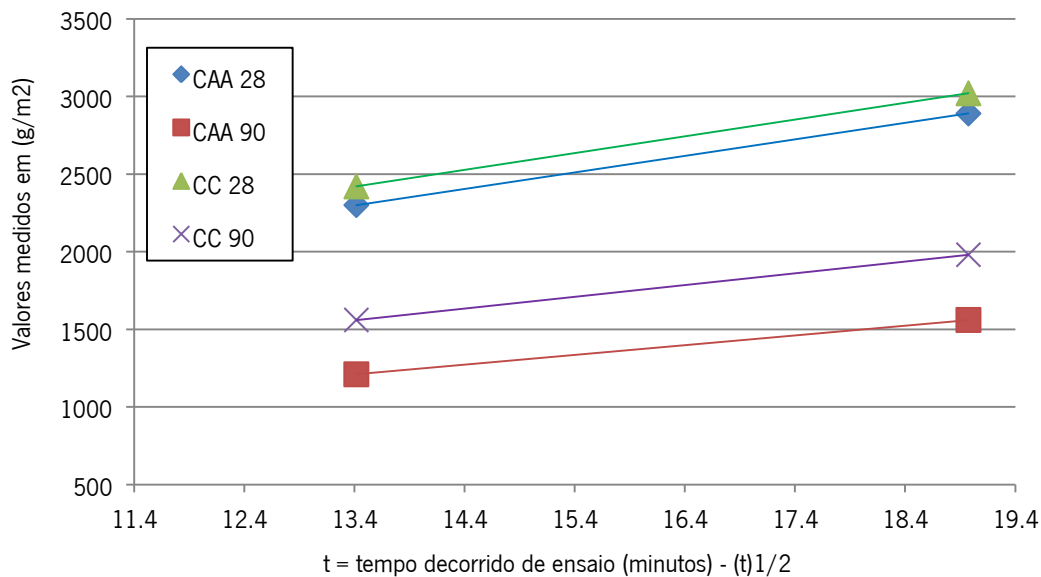


Figura 7.13: Representação gráfica dos resultados de C nos tempos de $(180\text{min})^{1/2}$ e $(360\text{min})^{1/2}$.

Foi então estabelecida a linha de tendência para cada concreto e para cada idade, 28 e 90 dias, nos seguintes tempos de ensaios de 3 horas e 6 horas. Verificou-se a declividade de cada uma dessas linhas em relação ao eixo horizontal para calcular o coeficiente de absorção de água por capilaridade, em $\text{g}/\text{m}^2/(\text{min}^{0.5})$. Os resultados estão apresentados na Tabela 7.8 abaixo.

Tabela 7.8: Resultados do cálculo do coeficiente de absorção de água por capilaridade.

Variável	CAA		CC	
	28 dias	90 dias	28 dias	90 dias
Coeficiente de absorção de água por capilaridade	106,2	63,0	108,0	75,6

A Tabela 7.9 apresenta os resultados de ascensão capilar (AC) a partir das medições efetuadas nos corpos-de-prova, rompidos por compressão diametral, após a última pesagem com 72 horas de ensaio. Cada corpo-de-prova cilíndrico foi moldado com diâmetro de 150 mm e altura de 300 mm.

Tabela 7.9: Resultados das medições dos valores de ascensão capilar (AC).

	CAA		CC	
	28 dias	90 dias	28 dias	90 dias
Valores de AC (mm)	32,0	22,5	60,0	40,0
Resultado em (%)	10,7	7,5	20,0	13,3

A Figura 7.14 mostra o percentual de ascensão capilar em relação à altura total do cilindro de corpo-de-prova, após a realização dos ensaios, a partir dos resultados indicados na Tabela 7.9.

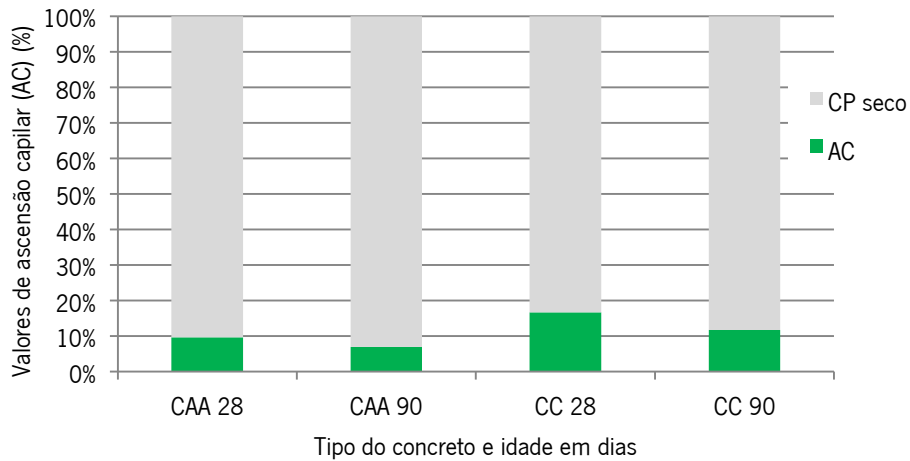


Figura 7.14: Representação gráfica dos resultados apresentados na Tabela 7.9.

7.3.2.3 - Comentários e conclusões

Com base nos resultados apresentados, é possível verificar que tanto o CAA quanto o CC, apresentaram coeficiente de absorção de água por capilaridade maior aos 28 dias em relação aos resultados aos 90 dias. As variações encontradas nos resultados dos coeficientes de absorção entre CAA e CC, nas simulações adotadas, demonstraram que não foi possível identificar comportamentos diferentes que justifique algum destaque, entre os dois concretos.

Nas medições de ascensão capilar, verificou-se menor percentual para o CAA em relação ao CC, tanto aos 28 dias, quanto aos 90 dias. Para o CAA, a ascensão capilar aos 90 dias foi de 70% em relação aos 28 dias. Para o CC, a ascensão capilar aos 90 dias foi de 66,7% em relação aos 28 dias. Assim, a ascensão capilar é mais uma variável que demonstra ser o CAA um concreto mais denso, homogêneo, menos poroso, que o CC para composições similares. Isso ocorre nas primeiras idades, com tendência de manutenção ao longo da vida útil nas idades mais avançadas.

Dessa forma, verificou-se comportamento similar de expectativa de durabilidade do CAA e do CC quando são comparados os resultados obtidos, com pequena variação entre eles. Assim, pelos resultados dos ensaios de absorção de água por capilaridade, pode-se estabelecer que o desempenho entre CAA e CC é similar sem comprometimento de desempenho do CAA comparativamente ao CC. Monteiro (1996) também observou nos seus ensaios de absorção capilar nos 3 tipos de cimentos estudados nenhuma diferença significativa para corpos-de-prova com diferentes idades de cura.

7.3.3 – Resistividade elétrica

7.3.3.1 – Introdução e procedimento

A resistividade elétrica significa a capacidade relativa de um meio conduzir corrente elétrica. Dessa forma, após a dissolução ou quebra da camada passivante, a resistividade do concreto passa a ser um dos fatores que influenciam na velocidade de corrosão. O método de medida é não destrutivo e indica a resistividade superficial do concreto, que depende preponderantemente da quantidade de eletrólito, água e sais, contidos nos interstícios do concreto.

O ensaio de resistividade elétrica foi realizado de acordo com a RILEM TC154-EMC (2003). Para esse ensaio foram preparados seis corpos-de-prova, sendo: três de concreto auto-adensável (CAA) e três de concreto convencional vibrado (CC), totalizando seis exemplares.

Os corpos-de-prova (CPs) utilizados tinham dimensão de 100 x 200 mm. As leituras de resistividade elétrica foram realizadas para as idades de 3, 7, 28, 56 e 90 dias. Os CPs foram armazenados em condições de laboratório, em câmara úmida mantida à temperatura de $(27 \pm 2)^\circ\text{C}$ com umidade relativa do ar superior a 95%. Os CPs eram retirados da câmara úmida apenas no momento onde os ensaios seriam realizados.



Figura 7.15: Vista superior do equipamento



Figura 7.16: Vista lateral do equipamento



Figura 7.17: Posicionamento no corpo de prova



Figura 7.18: Medição da resistividade elétrica

As Figuras 7.15 e 7.16 mostram o equipamento utilizado para a medição da resistividade elétrica nos corpos-de-prova. Para a realização dos ensaios, as extremidades dos quatro pontos de contato do equipamento com o CP eram umedecidas para melhorar as condições de passagem da corrente elétrica aplicada. As Figuras 7.17 e 7.18 mostram a aplicação do equipamento nos corpos-de-prova, após o que, foram efetuadas as medições.

O critério empregado para análise e classificação da taxa de corrosão provável, em função da resistividade elétrica do concreto, está apresentado na Tabela 7.10, de acordo com o CEB no *Bulletin D'Information* N° 192 (1989).

Tabela 7.10: Probabilidade de corrosão em função da resistividade elétrica do concreto segundo o CEB *Bulletin D'Information* N° 192.

Resistividade do concreto ρ (k Ω cm)	Taxa de corrosão provável
> 20	Desprezível
Entre 10 e 20	Baixa
Entre 5 e 10	Alta
< 5	Muito alta

7.3.3.2 - Resultados

Apresenta-se a seguir, na Tabela 7.11, a média dos resultados dos ensaios de resistividade elétrica, três medições para cada idade e concreto, (ρ) expresso em k Ω .cm, para as amostras de CAA e CC, nas idades de 3, 7, 28, 56 e 90 dias.

Tabela 7.11: Resultados dos ensaios de resistividade elétrica.

Concreto	Relação Água/cimento	(ρ) k Ω .cm				
		Idade (dias)				
		3	7	28	56	90
CAA	0,45	11,0	17,8	37,3	53,6	64,8
CC	0,45	9,7	16,5	34,2	45,0	60,4

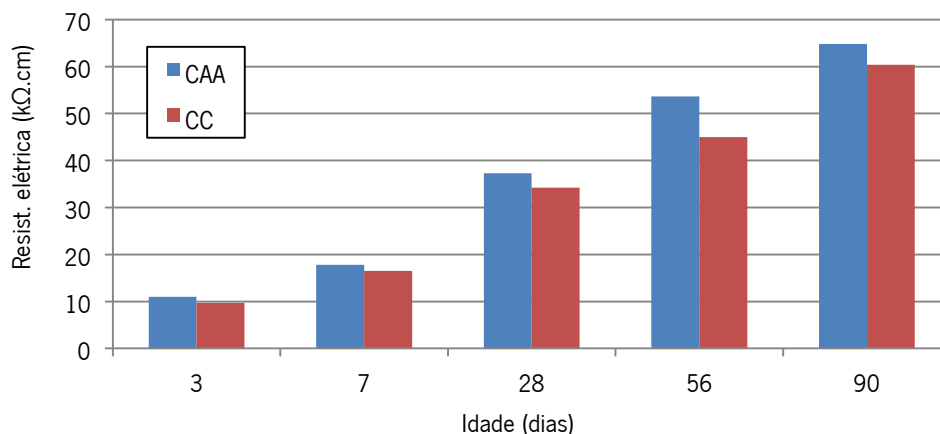


Figura 7.19: Representação gráfica dos resultados de resistividade elétrica.

A Figura 7.19 apresenta em forma de gráfico os resultados dos ensaios de resistividade elétrica, conforme a Tabela 7.11, nas idades de 03, 07, 28, 56 e 90 dias, para amostras de CAA e CC.

7.3.3.3 - Comentários e conclusões

Verificou-se que a resistividade elétrica nas cinco idades analisadas foi ligeiramente maior para o CAA que para o CC, o que pode ser explicado pela sua microestrutura mais densa. Assim, constatou-se que, pelo aspecto resistividade elétrica, o CAA apresentou tendência para melhor desempenho que o CC, uma vez que quanto maior a resistividade elétrica do concreto, menor será a corrosão das armaduras envolvidas por esse concreto. No entanto, também é possível estabelecer que a maior resistividade apresentada pelo CAA pode dever-se a uma maior perda de umidade ao longo do tempo decorrente de uma maior porosidade interconectável (menor durabilidade).

Em relação ao desempenho, no que concerne à taxa de corrosão provável, observou-se que os resultados do CAA apresentaram taxa de corrosão provável entre baixa e desprezível para todas as idades. Comparado com os resultados do CC, observou-se uma mesma tendência apresentando uma diferença não significativa, onde apenas um resultado aos três dias apresentou taxa de corrosão alta.

O aumento da resistividade elétrica com a idade para CAA e CC, pode ser explicado devido à possível maior presença de umidade interna nos poros do concreto nas menores idades, conforme observado visualmente quando da realização do ensaio de compressão diametral.

7.3.4 – Índice de vazios

7.3.4.1 – Introdução e procedimento

Foi realizado o ensaio de determinação do índice de vazios em concreto endurecido nas idades de 28 e 90 dias, de acordo com a NBR 9778 (2009).

Para os efeitos da Norma, aplicam-se as seguintes definições:

Absorção de água por imersão (A) = processo pelo qual a água é conduzida e tende a ocupar os poros permeáveis de um corpo sólido poroso, portanto, o incremento de massa devido a essa penetração de água, em relação à sua massa em estado seco;

Índice de vazios (I_v) = relação entre o volume de poros permeáveis e o volume total da amostra;

Massa específica da amostra seca (ρ_s) = relação entre a massa do material seco e o volume total da amostra, incluindo os poros permeáveis e impermeáveis;

Massa específica da amostra saturada (ρ_{sat}) = relação entre a massa do material saturado e o volume total da amostra, incluindo os poros permeáveis e impermeáveis;

Massa específica real (ρ_r) = relação entre a massa do material seco e o seu volume, excluindo os poros permeáveis.

Para esse ensaio foram preparados seis corpos-de-prova, sendo: três de concreto auto-adensável (CAA) e três de concreto convencional (CC), totalizando seis exemplares.

Atendendo aos requisitos do Capítulo 5.2 da NBR 9778 (2009), o volume mínimo de concreto ensaiado foi função da dimensão máxima do agregado (para o diâmetro máximo até 50 mm ensaiar volume de concreto de 1500 cm³). Em consequência disso a tipologia dos corpos-de-prova usados nesse ensaio são cilíndricos de 100 x 200 mm.

Os corpos-de-prova foram secados em estufa por um período de 72 h sendo então determinada a massa seca (m_s) conforme Capítulo 6.1.1 da NBR 9778 (2009).

Após a etapa da secagem foi efetivada a etapa de saturação, que consistiu em imergir as amostras em água à temperatura de $(23 \pm 2)^\circ\text{C}$ mantendo-as assim durante 72 h, conforme mostrado na Figura 7.20, em atendimento ao Capítulo 6.2.1 da NBR 9778 (2009). Cumprido esse período foi realizada a pesagem das amostras.



Figura 7.20: Etapa de saturação dos CPs



Figura 7.21: Etapa de ebulição dos CPs

Completada a etapa de saturação e pesagem, as amostras foram colocadas em recipiente cheio de água e em seguida foi levado progressivamente à ebulição. O processo de ebulição foi mantido por um período de 5 h conforme visualizado na Figura 7.21. Após esse período deixou-se a água esfriar naturalmente e realizou-se nova pesagem, obtendo-se a massa da amostra saturada imersa em água após fervura (m_i), conforme 6.2.3 da NBR 9778 (2009). Em seguida, a amostra foi retirada da água e enxugada com pano úmido quando então foi determinada e registrada sua massa saturada (m_{sat}).

Os resultados foram obtidos aplicando-se a seguinte equação:

$$I_V(\text{índice de vazios}) = \left[\frac{(m_{sat} - m_s)}{(m_{sat} - m_i)} \right] 100 \quad (\text{Equação 7.3})$$

7.3.4.2 - Resultados

Apresenta-se a seguir os resultados dos ensaios para determinação do índice de vazios para o CAA e para o CC, expressos em porcentagem (%), nas idades de 28 e 90 dias.

Inicialmente foram medidas as massas em grama (g) das amostras para CAA e CC e apresentadas na Tabela 7.12 adiante, com os valores de m_s , m_i e m_{sat} para cada uma das três amostras de CAA e CC, nas idades de 28 e 90 dias.

Tabela 7.12: Resultados das medições de massa das amostras no ensaio de índice de vazios.

Variáveis	Amostra	CAA	CC
Idade de 28 dias			
m_s (g)	RD-01	3528	3522
	RD-02	3526	3488
	RD-03	3529	3521
m_i (g)	RD-01	2403	2007
	RD-02	2023	2180
	RD-03	2142	2150
m_{sat} (g)	RD-01	3702	3784
	RD-02	3746	3718
	RD-03	3737	3767
Idade de 90 dias			
m_s (g)	RD-01	3556	3564
	RD-02	3528	3566
	RD-03	3586	3566
m_i (g)	RD-01	2062	2121
	RD-02	2039	2096
	RD-03	2089	2075
m_{sat} (g)	RD-01	3622	3672
	RD-02	3600	3660
	RD-03	3650	3618

Tabela 7.13: Resultados dos cálculos do índice de vazios

Índice de vazios	Amostra	CAA		CC	
		Indiv.	Média	Indiv.	Média
Idade de 28 dias					
I_v (%)	RD-01	13,40	13,07	14,74	14,97
	RD-02	12,77		14,95	
	RD-03	13,04		15,21	
Idade de 90 dias					
I_v (%)	RD-01	8,69	8,86	13,08	10,24
	RD-02	9,47		11,30	
	RD-03	8,42		6,34	

Após os dados medidos e apresentados na Tabela 7.12, foi possível calcular o índice de vazios I_v , em percentual (%), aplicando-se os valores de m_s , m_i e m_{sat} , expressos em porcentagem (g) para CAA e CC, nas idades de 28 e 90 dias, conforme apresentado na Tabela 7.13 a seguir.

A Figura 7.22 apresenta em forma de gráficos os resultados dos ensaios de cálculo do índice de vazios, conforme a Tabela 7.12, nas idades de 28 e 90 dias, para amostras de CAA e CC.

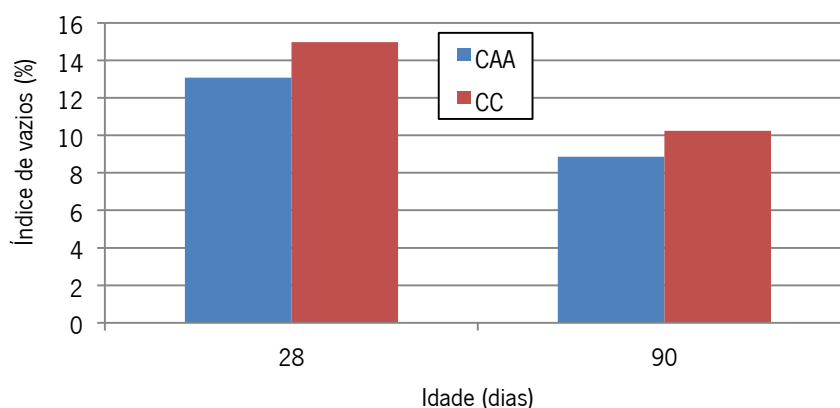


Figura 7.22: Representação gráfica dos índices de vazios, apresentados na Tabela 7.13.

7.3.4.3 - Comentários e conclusões

Verificou-se coerência nos resultados obtidos. Seja para o CAA, seja para o CC, o índice de vazios foi maior aos 28 dias que aos 90 dias, conforme esperado. Por outro lado, tanto na idade aos 28 dias, quanto na idade aos 90 dias, os índices de vazios obtidos foram maiores para o CC em relação ao CAA, da ordem de 14,5% aos 28 dias e 15,6% aos 90 dias.

Os resultados encontrados foram melhores que os resultados obtidos por Helene (2003) nos ensaios realizados com um concreto convencional com 33 MPa, onde foi obtido o resultado de 15,1% para índice de vazios, após saturação e fervura, com o concreto na idade de 91 dias.

Assim, constatou-se que, pelo aspecto índice de vazios, o CAA apresentou melhor desempenho que o CC, uma vez que quanto maior for o índice de vazios do concreto, espera-se menor durabilidade para esse concreto.

7.3.5 – Carbonatação acelerada

7.3.5.1 – Introdução e procedimento

Foi realizado o ensaio de carbonatação acelerada em amostras de concreto endurecido com idades de 28 e 90 dias, quando então os corpos-de-prova foram submetidos à câmara de carbonatação. O experimento seguiu recomendações da RILEM TC 056-CPC-18 (1988).

Para esse ensaio foram preparados oito corpos-de-prova para cada uma das idades, sendo: quatro de concreto auto-adensável (CAA) e quatro de concreto convencional (CC), totalizando dezesseis amostras de geometria cilíndrica de 100 x 200 mm. Os CPs foram armazenados em condições de laboratório, em

Concreto auto-adensável: alternativa ao concreto convencional em climas quentes

câmara úmida mantida à temperatura de $(27\pm 2)^{\circ}\text{C}$ com umidade relativa do ar superior a 95%, até o momento da realização do ensaio, quando eram então deslocados para a câmara de carbonatação.

Os corpos-de-prova submetidos ao ensaio de carbonatação acelerada foram acondicionados em uma câmara de carbonatação conforme mostrado na Figura 7.23, com um teor de $7,5\pm 2,5\%$ de CO_2 , umidade relativa interna de $70\pm 10\%$ e temperatura média de 29°C , durante a realização do ensaio. O tempo de exposição na câmara de carbonatação foi de 22 dias corridos. Considerou-se suficiente esse período para atendimento ao objetivo de obtenção de comparativo entre os resultados de desempenho para as amostras de CAA e CC.



Figura 7.23: CPs na câmara de carbonatação.

Transcorridos os 22 dias de ensaio, os corpos-de-prova foram retirados da câmara e rompidos no sentido longitudinal conforme mostrado nas Figuras 7.24 e 7.25 a seguir.



Figura 7.24: Rompimento diametral dos CPs



Figura 7.25: CP após rompimento

Posteriormente foi aspergida solução de fenolftaleína a 0,1% nas superfícies recém-expostas, quando então foram medidos os oitos maiores pontos de avanço da frente de carbonatação conforme mostrado nas Figuras 7.26 e 7.27.

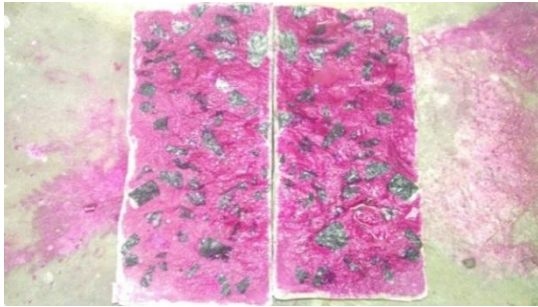


Figura 7.26: CP após aplicação de fenolftaleína



Figura 7.27: Medição da frente de carbonatação

7.3.5.2 - Resultados

Apresenta-se a seguir os resultados para determinação dos valores de penetração de carbonatação no concreto com base nos ensaios de carbonatação acelerada realizados em amostras de CAA e CC, nas idades de 28 e 90 dias. Os resultados obtidos estão indicados na Tabela 7.14 a seguir, onde C (cm) representa a frente de carbonatação medida nas amostras de CAA e CC.

Tabela 7.14: Resultados das medições dos valores de C (cm).

Amostra CAA	C (cm)		Amostra CC	C (cm)	
Idade aos 28 dias					
01	0,87	Média= 0,8750	05	1,50	Média= 1,3975
02	0,88		06	1,32	
03	0,92		07	1,35	
04	0,83		08	1,42	
Idade aos 90 dias					
09	0,54	Média= 0,5750	13	0,79	Média= 0,8875
10	0,63		14	0,87	
11	0,50		15	0,96	
12	0,63		16	0,93	

A Figura 7.28 apresenta em forma de gráfico os resultados dos ensaios de carbonatação acelerada, com os valores médios de cada grupo de quatro amostras, da frente de carbonatação C (cm), conforme a Tabela 7.14, nas idades de 28 e 90 dias, para amostras de CAA e CC.

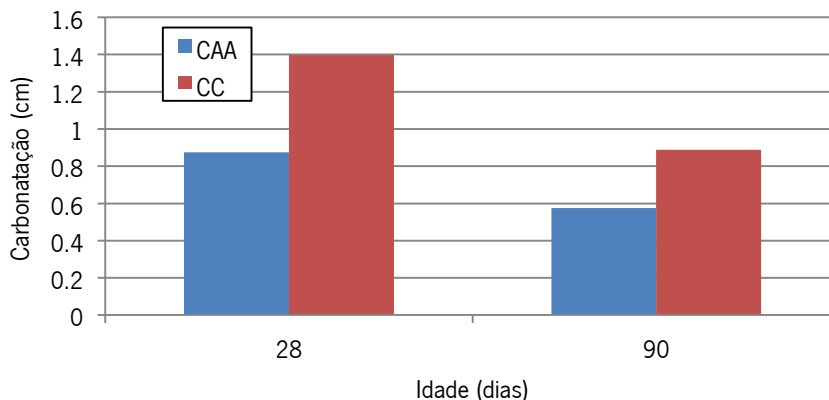


Figura 7.28: Representação gráfica resultados da carbonatação, apresentados na Tabela 7.14.

A partir dos valores da frente de carbonatação medidos através dos ensaios realizados e apresentados na Tabela 7.14 e visualizados na Figura 7.28, pode-se calcular o coeficiente de carbonatação relacionando os valores medidos da frente de carbonatação o tempo de permanência do corpo-de-prova (CP) no ensaio dentro da câmara de carbonatação, uma vez que ambos os concretos, CAA e CC, bem como os concretos de 28 e 90 dias, permaneceram dentro da câmara o mesmo tempo de 22 dias durante a realização dos ensaios.

O coeficiente de carbonatação foi calculado através da seguinte equação:

$$C_{CA} = \frac{C}{(t)^{1/2}} \quad (\text{Equação 7.4})$$

Onde:

C_{ca} = coeficiente de carbonatação, em $[\text{cm}/(\text{t})^{1/2}]$;

C = frente de carbonatação medida no ensaio, em (cm);

t = tempo de permanência do CP na câmara de carbonatação (dias).

A Tabela 7.15 apresenta os valores do coeficiente de carbonatação C_{ca} em $[\text{cm}/(\text{t})^{1/2}]$, calculados aplicando-se a Equação 7.4, com os valores médios de C conforme Tabela 7.14, e o tempo de permanência (t) dos CPs na câmara de carbonatação igual a 22 dias.

Tabela 7.15: Resultados do cálculo do coeficiente de carbonatação C_{ca} conforme Equação 7.4.

Idade dos CPs	CAA		CC	
	28 dias	90 dias	28 dias	90 dias
C (mm)	8,750	5,750	13,975	8,875
C_{ca} $[\text{mm}/(\text{t})^{1/2}]$	1,87	1,23	2,98	1,89

A Figura 7.29 mostra graficamente os valores de C_{ca} calculados e apresentados na Tabela 7.15.

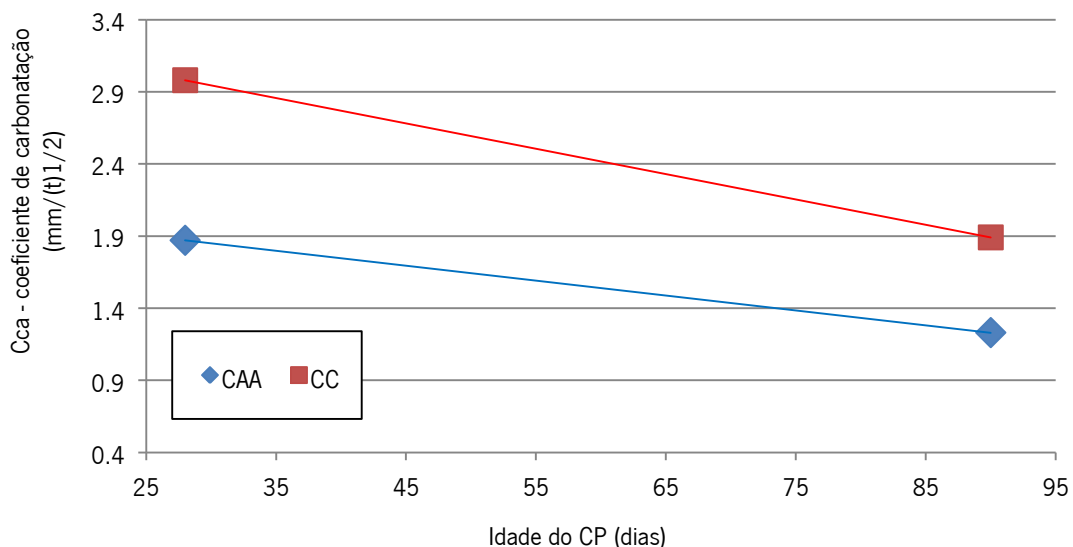


Figura 7.29: Representação gráfica dos coeficientes de carbonatação, apresentados na Tabela 7.15.

7.3.5.3 - Comentários e conclusões

Verificou-se que, seja aos 28 dias, seja aos 90 dias, o coeficiente de carbonatação foi superior para o CC em relação ao CAA, da ordem de 59% aos 28 dias e 54% aos 90 dias. Assim, pelo indicador da carbonatação, constatou-se que o CAA apresentou-se potencialmente mais durável que o CC similar. Entende-se que o CAA apresenta maior empacotamento das partículas, resultando em menor porosidade e estrutura de poros mais finos, como também faz com que a rede de poros seja mais intrincada, dificultando a penetração do CO₂. Sabe-se que a carbonatação tem menor possibilidade de ocorrer nos concretos com maior umidade, já que os poros se encontram cheios de água dificultando, dessa forma, a entrada do CO₂. Segundo o BRE DIGEST 263 (1982), com a umidade em torno de 50 a 75%, obtém-se maior penetração de CO₂ pois esse intervalo de umidade relativa conduz a maiores velocidades de carbonatação.

Esses resultados também são melhores que os resultados encontrados por Hartmann e Helene (2003), 2,8 cm, quando estudado um concreto de 33 MPa submetido a carbonatação acelerada à temperatura de 25°C, umidade relativa do ar de 65 % e CO₂ de 5 %.

Assim, constatou-se que, pelo aspecto carbonatação acelerada, o CAA apresentou melhor desempenho que o CC, uma vez que quanto maior a frente de carbonatação do concreto espera-se menor durabilidade para esse concreto.

7.3.6 – Avaliação conjunta dos ensaios de resistência e durabilidade apresentados

7.3.6.1 – Procedimento e resultados

Pretende-se agora, após a realização de ensaios de resistência e durabilidade para CAA e CC de composições similares, estudar comparativo de desempenho dos concretos relacionando a resistência com o comportamento de durabilidade nas idades avaliadas, a partir dos ensaios realizados. Tanto o CAA quanto o CC tiveram suas composições estudadas para a classe C40, com f_{ck} de 40 MPa. As alterações de resistência na análise proposta se dão apenas pela mudança de idade dos concretos, variando de 3 dias a 90 dias, compatível com as idades adotadas para realização dos ensaios de durabilidade aplicados na pesquisa.

A Figura 7.30 mostra graficamente a correlação entre a resistividade elétrica e a resistência à compressão para CAA e CC, nas idades de 3, 7, 28, 56 e 90 dias.

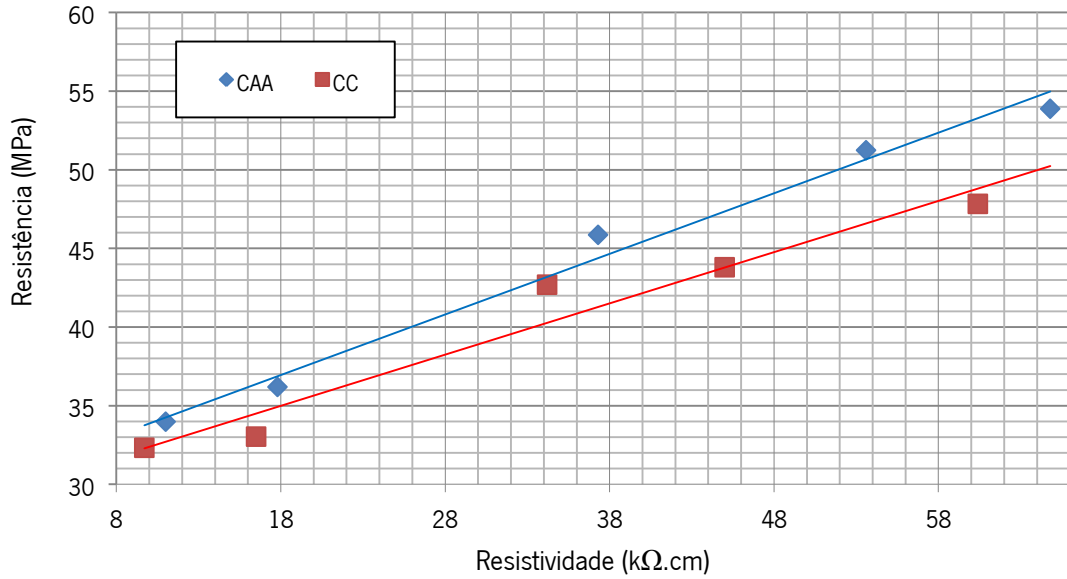


Figura 7.30: Relação resistividade e resistência para CAA e CC

A Figura 7.31 mostra graficamente a correlação entre os valores de íons cloreto e da resistência à compressão para CAA e CC, nas idades de 28 e 90 dias.

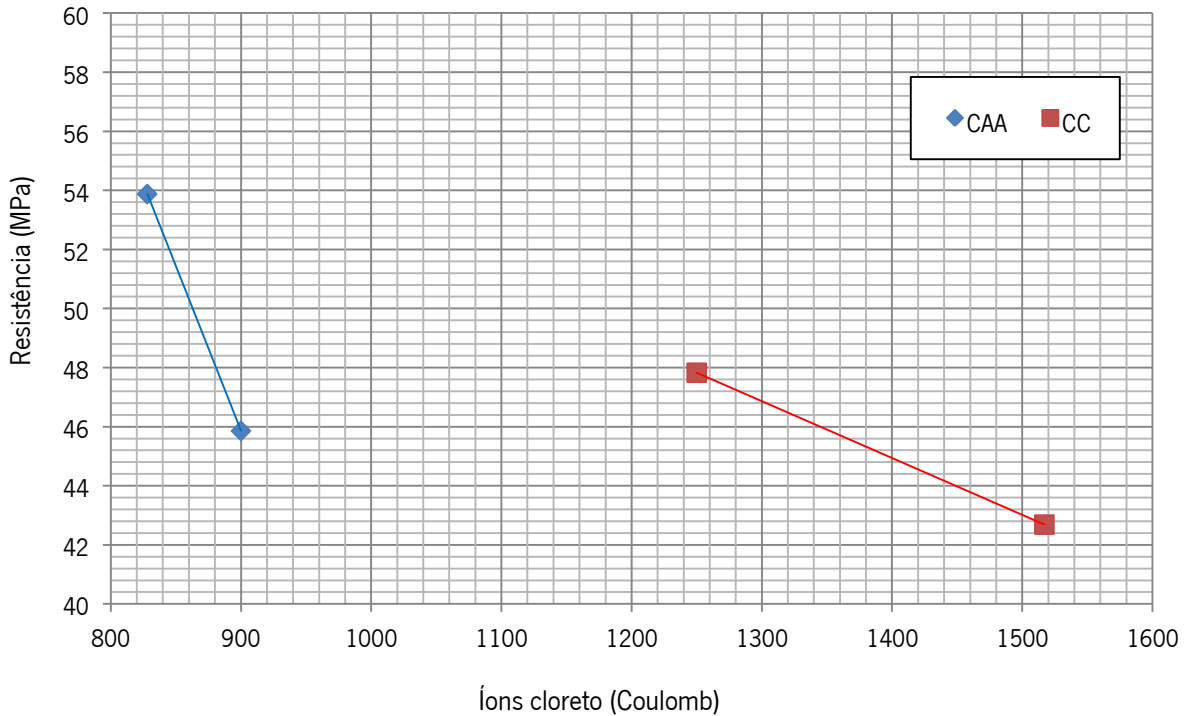


Figura 7.31: Relação íons cloreto e resistência para CAA e CC

A Figura 7.32 mostra graficamente a correlação entre os valores de absorção de água e da resistência à compressão para CAA e CC, nas idades de 28 e 90 dias.

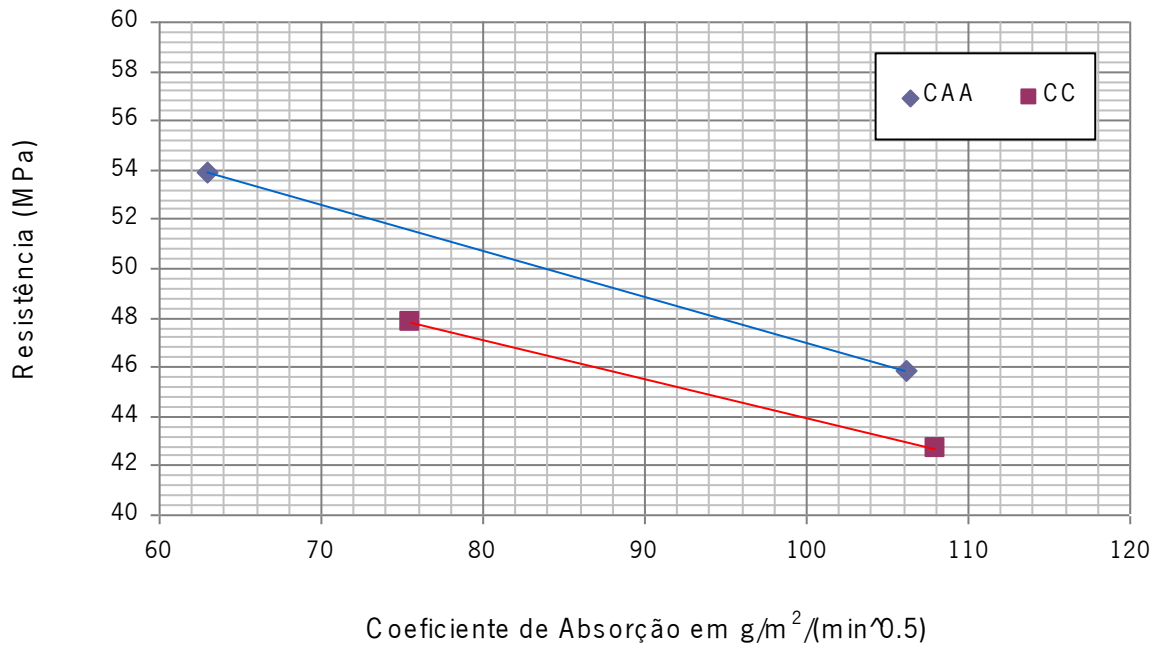


Figura 7.32: Relação absorção de água por capilaridade e resistência para CAA e CC

A Figura 7.33 mostra graficamente a correlação entre os valores de ascensão capilar e da resistência à compressão para CAA e CC, nas idades de 28 e 90 dias.

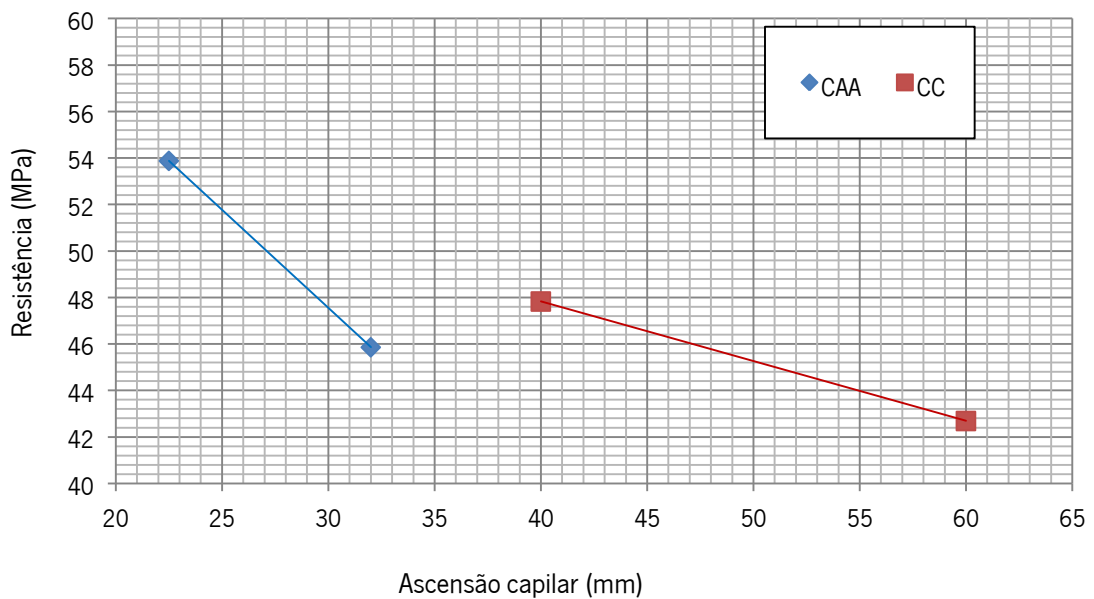


Figura 7.33: Relação ascensão capilar e resistência para CAA e CC

A Figura 7.34 mostra graficamente a correlação entre os valores de índice de vazios e da resistência à compressão para CAA e CC, nas idades de 28 e 90 dias.

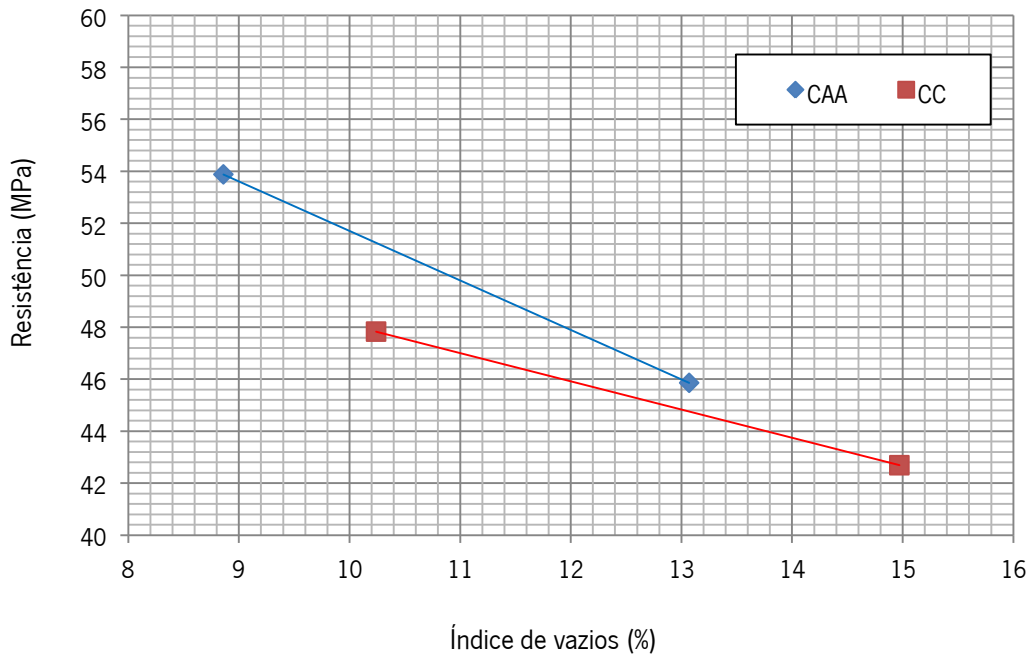


Figura 7.34: Relação índice de vazios e resistência para CAA e CC

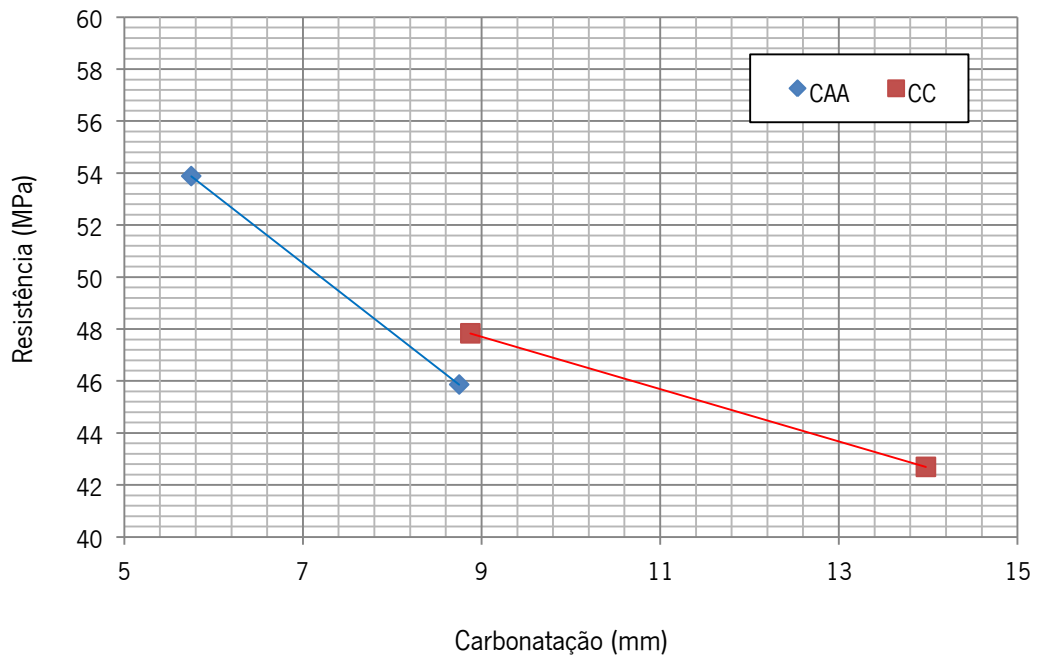


Figura 7.35: Relação coeficiente de carbonatação e resistência para CAA e CC

A Figura 7.35 mostra graficamente a correlação entre os valores de carbonatação e da resistência à compressão para CAA e CC, nas idades de 28 e 90 dias.

7.3.6.2 – Comentários e conclusões

O estudo comparativo de desempenho de resistência e durabilidade entre CC e CAA, contribuiu para confirmação da expectativa do aumento da resistência com o aumento da idade do concreto, bem como dos indicadores de durabilidade, devido à diminuição da porosidade associada à contínua hidratação do cimento. Ainda, pode-se estabelecer as seguintes conclusões:

- 1) A Figura 7.30 permitiu visualizar que a correlação entre resistividade e resistência aumentou quase que linearmente, em retas quase paralelas, para CAA e CC, ao longo das idades de 3, 7, 28, 56 e 90 dias. O aumento da resistividade elétrica, pode indicar que com o aumento da resistência à compressão do concreto ao longo do tempo verificou-se um aumento da resistividade elétrica, o que indicaria melhoria da durabilidade desse concreto. Tal comportamento seria de esperar e é motivado pela melhoria contínua da hidratação e consequente redução de porosidade com o tempo. Também, verificou-se melhor comportamento do CAA em relação ao CC, apesar da discreta diferença entre esses dois concretos. No entanto, também é possível estabelecer que a maior resistividade apresentada pelo CAA pudesse denotar uma maior perda de umidade ao longo do tempo decorrente de uma maior porosidade interconectável (menor durabilidade);
- 2) As Figuras 7.31 a 7.35 permitiram visualizar a correlação entre os ensaios de durabilidade (difusão de íons cloreto, absorção de água por capilaridade, ascensão capilar, índice de vazios e carbonatação) e resistência, aplicados nas idades de 28 e 90 dias, tanto para CAA quanto para CC. Para difusão de íons cloreto, quanto maior a carga passante em Coulombs, maior será a penetração de íons cloreto, o que acarretará redução da durabilidade do concreto e suas armaduras. Esse melhor desempenho do CAA pode ser explicado por apresentar-se melhor selado internamente em relação ao CC. Absorção de água por capilaridade, ascensão capilar e índice de vazios, mostrou que o CAA apresentou-se mais denso, homogêneo, e menos poroso em relação ao CC nas primeiras idades, com possibilidade de manutenção dessa tendência ao longo da vida útil dos concretos nas idades mais avançadas. Já o ensaio de carbonatação acelerada ao ter mostrado melhor indicador de durabilidade para o CAA, poderia confirmar que o CAA apresenta maior empacotamento das partículas, resultando em menor porosidade e estrutura de poros mais finos, como também faz com que a rede de poros seja mais intrincada, dificultando a penetração do CO_2 .

7.4 – ESTUDO DE MICROESTRUTURA DE CONCRETO – ZONA DE INTERFACE AGREGADOS-PASTA

7.4.1 – Considerações iniciais.

O concreto auto-adensável, CAA, ocupa toda a forma no qual é lançado sem necessitar de ser vibrado, ao contrário do concreto convencional, CC, que necessita de vibração para adensar na forma, após ser lançado. A ausência de vibração no CAA, associada a possível existência de maior quantidade de pasta no CAA, pode acarretar alterações na zona de interface entre agregados e pasta, comparativamente ao CC.

A presente seção do Capítulo 7 tem por objetivo estudar a zona da interface agregados e pasta de cimento a fim de identificar possíveis diferenças entre o CAA e o CC, uma vez que a ausência de vibração no CAA pode provocar alterações na micro estrutura entre os dois concretos.

Assim sendo, a utilização da microscopia eletrônica de varredura, MEV, e a aplicação de micro tomografia, MT, para estudar a microestrutura do CAA e do CC, pretende analisar e fazer comparativo das leituras realizadas para o CAA com os resultados das leituras realizadas para o CC equivalente. Espera-se obter através das duas técnicas de ensaios, indicativos que permitam estabelecer, entre CAA e CC, qual o concreto que apresenta maiores indicativos de durabilidade. Cumpre destacar que a aplicação de MEV e MT foram realizadas com amostras de mesmo lote.

Ressalte-se que as composições utilizadas para o CAA e o CC são as mesmas que foram selecionadas e utilizadas nos capítulos anteriores do presente projeto de pesquisa.

7.4.2 – Estudo através do método de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) para CAA e CC.

7.4.2.1 - Descrição do método.

Uma das limitações da microscopia ótica é o aumento máximo conseguido que fica em torno de 2.000 vezes. Como consequência, pequenos detalhes estruturais não são possíveis de serem detectados através desta técnica.

Dado a necessidade de se observar, analisar e explicar corretamente os fenômenos que ocorrem na escala micrométrica ou submicrométrica, como é o caso dos produtos resultantes da hidratação do cimento portland, a microscopia eletrônica de varredura se apresenta como a técnica mais adequada, pois permite alcançar aumentos muito superiores ao da microscopia ótica. Dependendo do material pode atingir até 900.000 vezes, mas para a análise de materiais normalmente o aumento é da ordem de 10.000 vezes. No caso da microscopia eletrônica a área ou o micro volume a ser analisado é irradiado por

um fino feixe de elétrons ao invés da radiação da luz. Como resultado da interação do feixe de elétrons com a superfície da amostra, uma série de radiações resultantes é emitida tais como: elétrons secundários, elétrons retro espalhados, raios-X característicos, elétrons Auger, fótons, etc. Estas radiações quando captadas corretamente irão fornecer informações características sobre a amostra (topografia da superfície, composição, cristalografia, etc.).

Os sinais de maior interesse para a formação da imagem são os elétrons secundários e os retro espalhados. À medida que o feixe de elétrons primários vai varrendo a amostra estes sinais vão sofrendo modificações de acordo com as variações da superfície.

Os elétrons secundários fornecem imagem de topografia da superfície da amostra e são os responsáveis pela obtenção das imagens de alta resolução, já os retro espalhados fornecem imagem característica de variação da composição.

Segundo Dedavid et al (2007), o princípio de um microscópio eletrônico de varredura (MEV) consiste em utilizar um feixe de elétrons de pequeno diâmetro para explorar a superfície da amostra, ponto a ponto, por linhas sucessivas e transmitir o sinal do detector a uma tela catódica cuja varredura está perfeitamente sincronizada com aquela do feixe incidente. O feixe pode ser guiado de modo a varrer a superfície da amostra segundo uma malha retangular pela ação de um sistema de bobinas de deflexão.

A maioria dos instrumentos usa como fonte de elétrons um filamento de tungstênio (W) aquecido, operando numa faixa de tensões de aceleração de 1 a 50 kV. O feixe é acelerado pela alta tensão criada entre o filamento e o ânodo. Ele é, em seguida, focalizado sobre a amostra por uma série de três lentes eletromagnéticas com um “spot” menor que quatro nm.

Quando o feixe primário incide na amostra, parte dos elétrons difunde-se e constituem um volume de interação cuja forma depende principalmente da tensão de aceleração e do número atômico da amostra, conforme Figura 7.36.

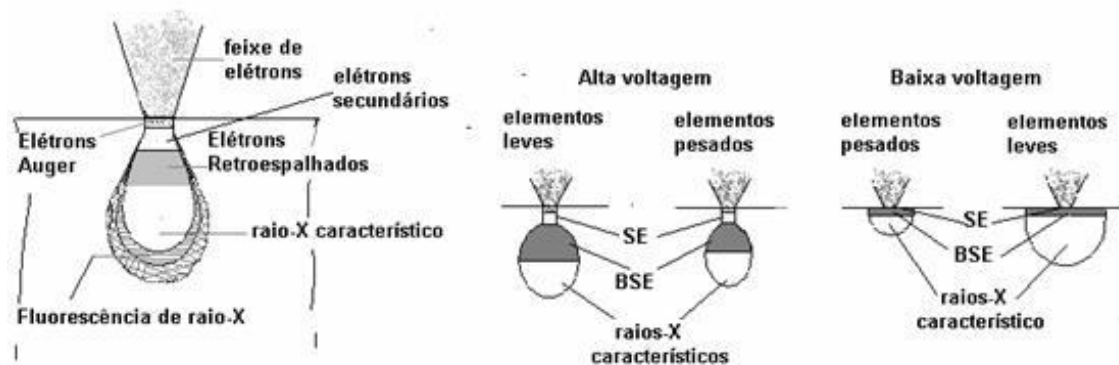


Figura 7.36: Esquema representativo da incidência do feixe de elétrons. Figura adaptada de Kestenbach, 1994 por Dedavid et al (2007).

Concreto auto-adensável: alternativa ao concreto convencional em climas quentes

A partir desse volume, os elétrons e as ondas eletromagnéticas produzidas são utilizados para formar as imagens ou para efetuar análises físico-químicas (particularmente análises químicas por EDS).

A microanálise eletrônica de raios X consiste na medida de raios-X característicos emitidos de uma região microscópica da amostra bombardeada por um feixe de elétrons. As linhas de raios-X característicos (comprimento de onda ou energia) são específicas do número atômico dos elementos presentes na amostra. Espectros de raios-X podem ser obtidos para a maioria dos elementos da tabela periódica. Entretanto, os primeiros dez elementos de baixo número atômico possuem bandas na região de baixa energia e as perdas por absorção são grandes, dificultando sua determinação.

Dois tipos de detectores captam raios-X característicos e podem ser utilizados: por dispersão de energia (EDS) ou por dispersão em comprimento de onda (WDS). Neste trabalho foram utilizadas apenas análises por EDS.

7.4.2.2 – Descrição da realização dos ensaios.

Os ensaios foram realizados em um microscópio eletrônico (MEV) marca Jeol, modelo JSM T300, com ampliação máxima de 200.000 vezes e resolução de 6nm (60Å), operando com elétrons secundários. O MEV é equipado com espectrômetro de energia dispersiva marca Tracor Northen dotado de detector Si/Li com janela de Be. Os ensaios utilizaram amostras fragmentadas e metalizadas com ouro e foram observadas sob as seguintes condições analíticas: (1) Tensão de 15 kV e (2) Corrente 0,2 mA. No presente estudo, as análises foram realizadas com ampliação de 10.000 vezes.

Antes dos estudos com uso de MEV, foi feita análise preliminar com objetivo de melhor selecionar as amostras, recorrendo-se ao microscópio de luz com aumento de 1.000 vezes. Com o auxílio de observações ao microscópio de luz, foram separados fragmentos dos concretos procurando-se porções mais representativas da textura geral desses concretos e em particular da interface pasta agregado. Depois de selecionadas as amostras foram coladas em porta amostras de latão com cola de grafite e metalizadas em Metalizador Edwards modelo S150B com uma película de ouro.

O microscópio de luz é constituído pela estrutura mecânica de suporte e pela parte óptica, que é constituída por três sistemas de lentes: condensador, objetivas e oculares. O condensador reúne conjunto de lentes para regulação da luz e fornece a necessária iluminação do objeto em estudo. As lentes objetivas projetam a imagem do objeto aumentada e em direção às lentes oculares. Por sua vez, o sistema de lentes oculares amplia a imagem recebida através das lentes objetivas e projeta para a retina.

O microscópio faz uso de luz branca, existindo uma quantidade de luz necessária e ideal para fotografar o objeto de estudo. Essa iluminação crítica, também chamada iluminação Köhler, é obtida quando o

condensador aplica a luz no objeto e, ao ser transmitida para as lentes objetivas, quase que preenche completamente essas lentes.

7.4.2.3 – Análise da microtextura para o CAA

A análise das microtexturas dos concretos foi realizada primeiramente ao microscópio de luz transmitida a partir da observação de lâminas delgadas.

Com o objetivo de melhor detalhar a microtextura do concreto e, em especial, caracterizar seus produtos, foram realizadas em seguida análises ao microscópio eletrônico de varredura.

A Figura 7.37 mostra aspecto geral destacando-se grãos de areia irregulares (A)

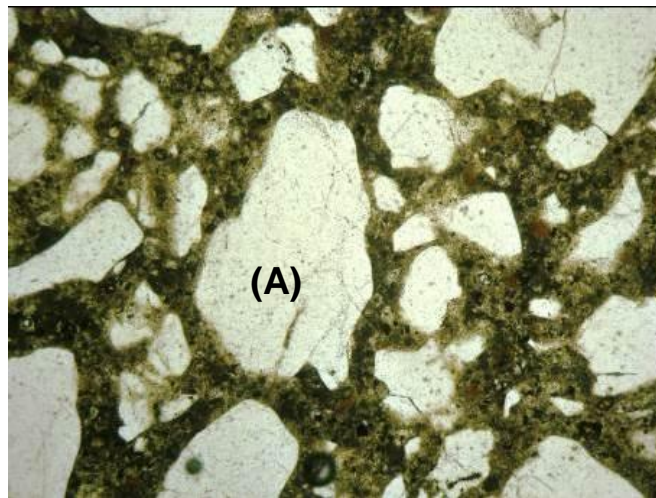


Figura 7.37: CAA - Análise de amostra através de microscópio de luz.

A Figura 7.38 mostra aspecto de detalhe do contato da argamassa com o agregado graúdo (G). Mostra também pasta (S) e grãos de areia (A).

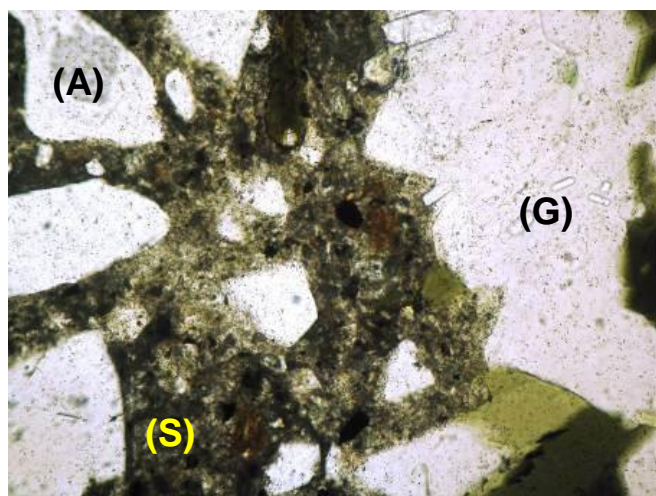


Figura 7.38: CAA - Análise de amostra através de microscópio de luz.

As observações ao microscópio permitiram verificar que o agregado miúdo (A) é constituído principalmente por grãos irregulares de quartzo e fragmentos de rocha. Na pasta (S) notam-se alguns fragmentos anidros de cimento. O contato entre a pasta (S) e o agregado graúdo (G) é abrupto e não se observam deposições secundárias.

A Figura 7.39 apresenta aspecto ao microscópio eletrônico mostrando o contato da pasta com os grãos de areia (A).

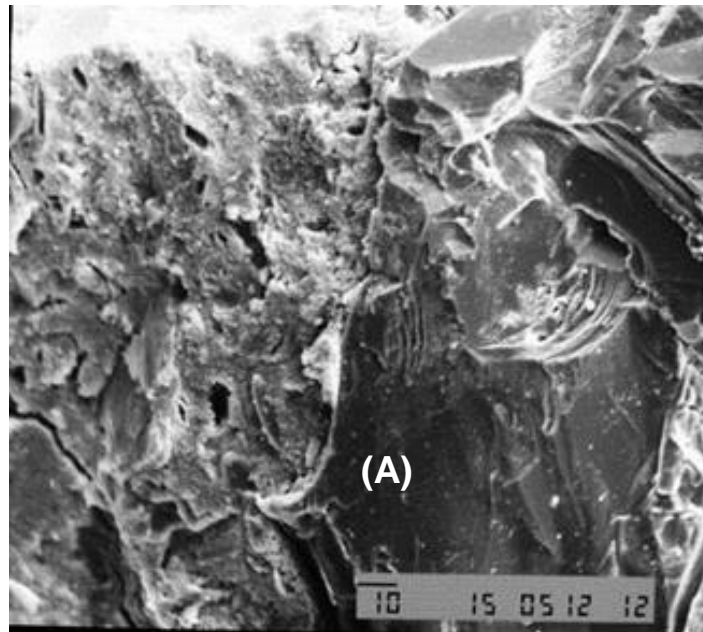


Figura 7.39: CAA - Análise de amostra ao microscópio eletrônico de varredura.

A Figura 7.40 apresenta visualização ao microscópio eletrônico com o aspecto geral da pasta.

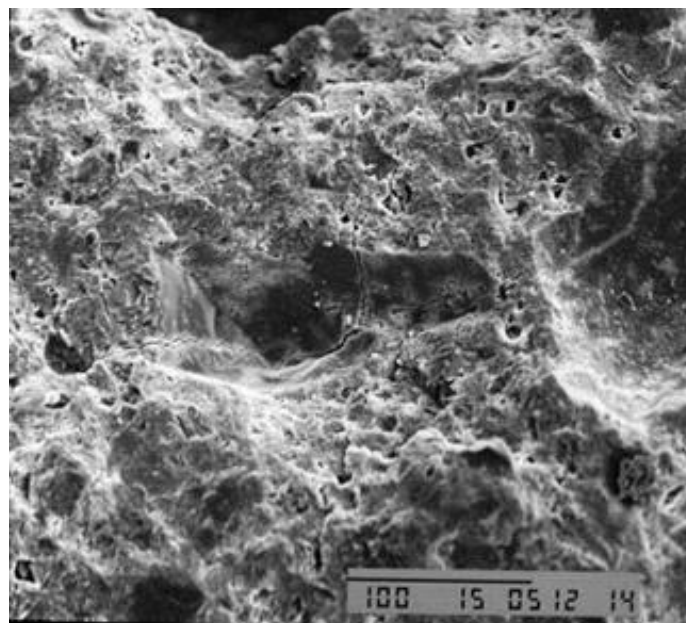


Figura 7.40: CAA - Análise de amostra ao microscópio eletrônico de varredura.

Ao microscópio eletrônico observa-se na pasta uma textura predominantemente compacta com porosidade normal constituída de poros submilimétricos. O contato da pasta com os agregados mostra-se abrupto, o que sugere uma boa aderência.

7.4.2.4 – Análise da microtextura para o CC

A Figura 7.41 apresenta foto mostrando a argamassa (M) em meio a dois agregados graúdos (G). A Figura 7.42 apresenta foto de detalhe da argamassa mostrando os grãos de areia (A). A pasta apresenta coloração escura (S). Notar microfissura na argamassa provavelmente relacionada à preparação das amostras (seta indicativa).

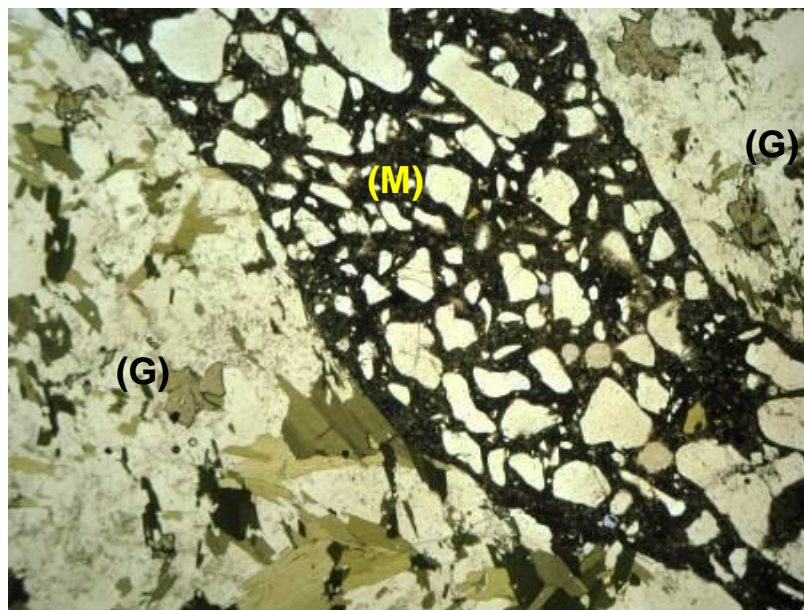


Figura 7.41: CC - Análise de amostra através de microscópio de luz.

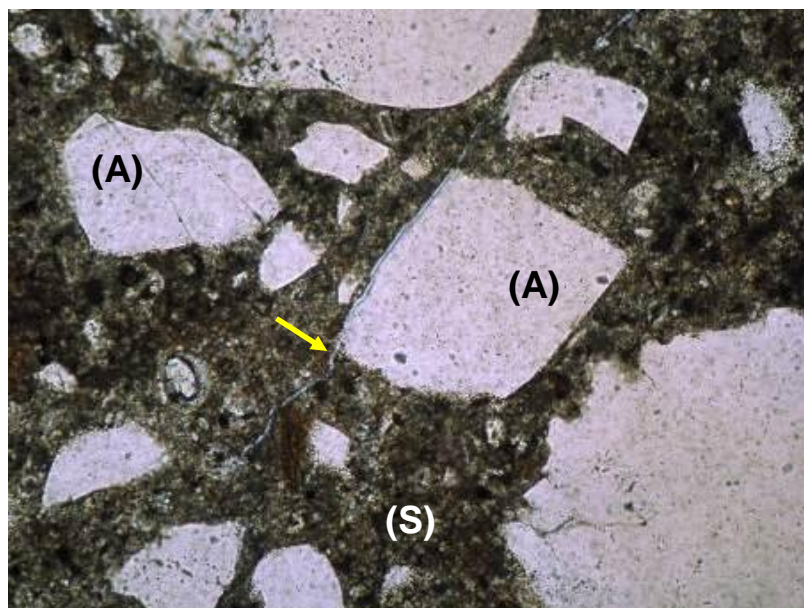


Figura 7.42: CC - Análise de amostra através de microscópio de luz.

A Figura 7.43 apresenta foto com aspecto de um poro (P) na argamassa que se desenvolve na borda do agregado graúdo (G).

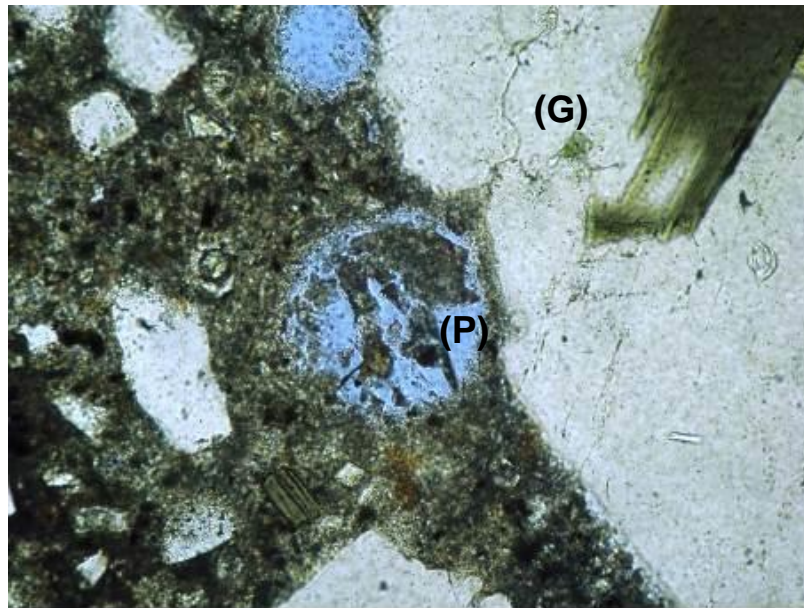


Figura 7.43: CC - Análise de amostra através de microscópio de luz.

Os concretos convencionais quando observados ao microscópio exibem, de maneira similar aos concretos auto-adensáveis, fragmentos de agregado miúdo (A) constituídos principalmente por grãos irregulares de quartzo e fragmentos de rocha. Na pasta (S) é possível observar alguns fragmentos anidros de cimento. Na foto (ver Figura 7.42) nota-se uma pequena fissura (seta) no contorno do grão e areia (A) que se acredita esteja relacionada aos processos de fragmentação e preparação de amostras. Localmente observam-se alguns poros de formato esférico (P) (ver Figura 7.43) junto aos agregados graúdos (G).

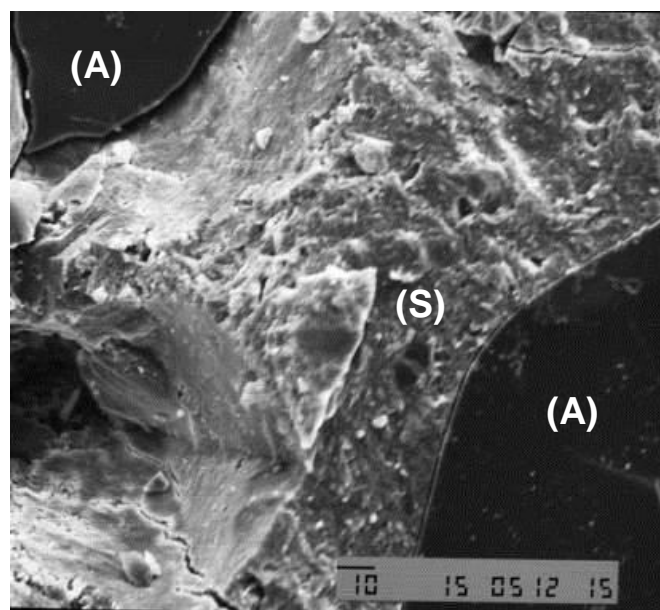


Figura 7.44: CC - Análise de amostra ao microscópio eletrônico de varredura.

A Figura 7.44 apresenta aspecto ao microscópio eletrônico mostrando grãos de areia (A) e pasta (S) maciça e com baixa porosidade. A Figura 7.45 a seguir apresenta visualização ao microscópio eletrônico mostrando o contato da pasta com os grãos de areia (A). Importante notar a maior porosidade da pasta (S).

Ao microscópio eletrônico observou-se que a pasta exibiu textura principalmente compacta com porosidade normal constituída de poros submilimétricos. Localmente a porosidade foi um pouco maior o que não chega a interferir fundamentalmente na textura geral. O contato com os agregados foi abrupto, o que sugere uma boa aderência pasta agregado.

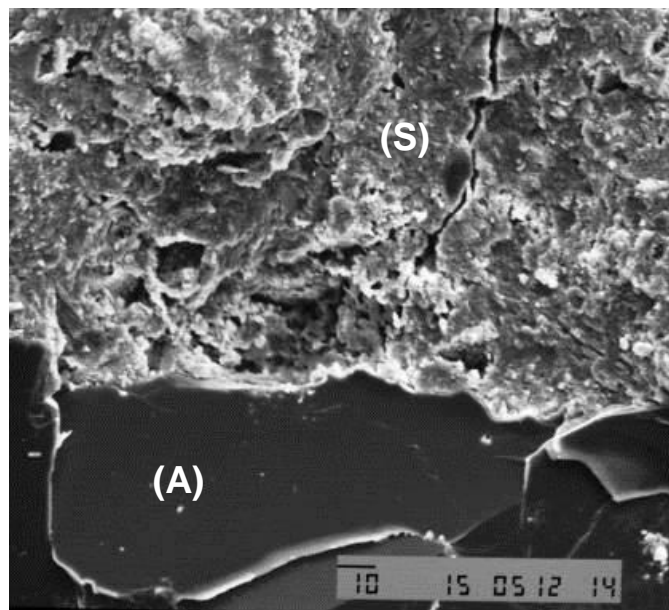


Figura 7.45: CC - Análise de amostra ao microscópio eletrônico de varredura.

7.4.2.5 – Comentários e conclusões

Observando-se as imagens de microscopia eletrônica e as fotos obtidas através do microscópio de luz para as amostras de CAA e CC, verificou-se que a ausência de vibração no CAA, diferentemente do CC que exige vibração para ser adensado nas formas, aparentemente não introduziu alterações importantes na zona de interface entre agregados e pasta, mesmo com a existência de uma possível maior quantidade de pasta na composição do CAA comparativamente ao CC.

As texturas gerais foram essencialmente compactas com níveis de porosidade normais. Os poros apresentaram-se com dimensões submilimétricos. Localmente se observou regiões onde a porosidade foi pouco superior, no caso para o CC. Os contatos com os agregados apresentaram-se abruptos sugerindo uma boa aderência da pasta com os agregados.

De fato, considerando-se que as relações água cimento e os níveis de resistência são similares, não era de se esperar alterações significativas na microtextura dos concretos estudados. Pelo menos na escala de visualização obtida nos ensaios.

7.4.3 – Estudo através do método de Micro Tomografia (MT) para CAA e CC

7.4.3.1 – Considerações iniciais

A técnica de micro tomografia computadorizada 3D por raios x (μ CT-3D) de alta resolução, apresenta boa condição para a visualização e caracterização da estrutura interna de objetos em 3D, pois é uma técnica precisa, rápida e não requer condições especiais de preparação da amostra, a exemplo de impregnação, desbaste, polimento, etc. (Remeysen & Swennen, 2008). Além disso, é um método não destrutivo que produz imagens que correspondem de forma fiel a cortes seriados através do objeto estudado. Imagens seqüenciais contíguas são compiladas para criar representações tridimensionais que podem ser processadas digitalmente para executar eficientemente uma grande disposição de medições e visualizações (Ketcham & Carlson, 2001).

A grande vantagem da μ CT-3D é a obtenção de informações qualitativas e quantitativas tridimensionais do volume, tamanho, forma, distribuição e conectividade das estruturas internas dos objetos estudados, em micro escala, podendo chegar a nano escala (Lopes et al, 2010).

Dessa forma, utilizou-se essa nova metodologia de análise de micro estrutura de materiais para estudar as amostras de CAA e CC e comparar os resultados obtidos, de modo a estabelecer possíveis diferenças entre os concretos a exemplo do que foi buscado com o MEV. O principal parâmetro micro estrutural estudado nesta nova análise foi a porosidade das amostras de CAA e CC, comparando-se os resultados obtidos. A importância da porosidade foi identificada, entre outros pesquisadores, a exemplo de Carvalho *et al.* (2010), que estudaram essa importante propriedade do concreto, a porosidade de sua matriz, sendo assim possível avaliar também outras importantes propriedades, como a resistência mecânica, o grau da impermeabilidade, a resistência à abrasão, etc.

Como fundamento teórico, explica-se o princípio de funcionamento da μ CT-3D, quando um feixe de raios x com intensidade I_0 atravessa um objeto com espessura x , conforme a Figura 7.46, sendo a intensidade de radiação I , após a transmissão do feixe, dada pela Equação 7.6, onde μ é o coeficiente de atenuação do material.

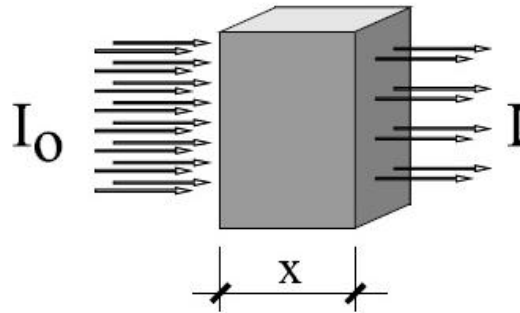


Figura 7.46: Atenuação de um feixe de fótons por uma amostra.

Se a trajetória do feixe inclui regiões com diferentes coeficientes de atenuação ($\mu_1, \mu_2, \dots, \mu_n$) então a intensidade I é dada pela Equação 7.7 (Silva, 2009).

$$I = I_0 e^{-\mu x} \quad (\text{Equação 7.6})$$

$$I = I_0 e^{-\sum_{i=1}^n \mu_i x_i} \quad (\text{Equação 7.7})$$

As expressões dadas acima são, contudo, válidas apenas com a suposição de que todos os raios x utilizados são monocromáticos, possuem mesmo comprimento de onda, o que não ocorre na realidade, pois as fontes de raios x são policromáticas (Sales, 2010). E nesta condição temos a Equação 7.8:

$$I = \int_0^{E_{máx}} I_0 \exp[-\int \mu_i(x_i, y_i, E) d1] dE \quad (\text{Equação 7.8})$$

Os fótons de baixa energia são absorvidos enquanto que os de maior energia penetram no objeto. Assim, para que o feixe fique o mais monocromático possível e contenha fótons com intensidades de energia muito próximas, os fótons de baixa energia e menos penetrantes podem ser eliminados através de uma filtragem feita, por exemplo, com placas de alumínio, cobre ou latão.

Estes filtros ajudam na diminuição de um artefato de imagem chamado endurecimento de feixe, que faz com que a borda de um objeto apareça mais brilhante do que o centro, mesmo que o material seja homogêneo. Como os raios X de menor energia são atenuados mais prontamente do que os raios X de alta energia, um feixe policromático passando por um objeto perde preferencialmente as partes de baixa energia de seu espectro. Isto significa que, como o feixe passa através de um objeto, o coeficiente de atenuação efetivo de qualquer material diminui e, assim, os raios que fazem caminhos curtos atenuam mais proporcionalmente do que os raios que fazem caminhos longos.

Esse processo geralmente se manifesta com bordas mais brilhantes que o interior da amostra, como na Figura 7.47 (Ketcham & Carlson, 2001).

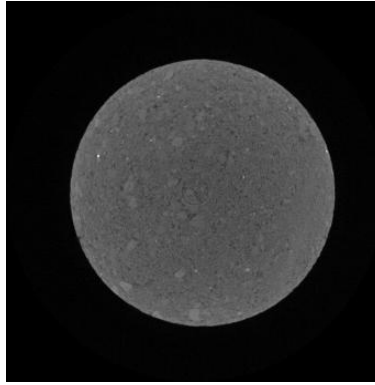


Figura 7.47: Exemplo de imagem com artefato de endurecimento de feixe e artefato e anel.

A aplicação de micro tomografia na presente pesquisa procurou estabelecer, a partir do estudo da microestrutura do concreto, a porosidade medida no CAA e CC, de modo a comparar os resultados e estabelecer as possíveis diferenças entre eles, bem como qual o que tenha apresentado melhor qualidade de desempenho. A porosidade pode ser vista como uma medida do volume dos espaços vazios em relação ao volume total da amostra, composta principalmente por micro fissuras, poros e fraturas. A porosidade é definida como sendo a relação entre o volume de vazios de uma amostra e o volume total da mesma, como dado na Equação 7.9:

$$\phi[\%] = \frac{V_v}{V_t} \quad (\text{Equação 7.9})$$

Onde ϕ é a porosidade medida em porcentagem, V_v o volume de vazios e V_t o volume total (Rosa *et al*, 2006).

7.4.3.2 – Descrição da realização dos ensaios de micro tomografia (MT)

A Tabela 7.16 apresenta a especificação do equipamento micro tomógrafo SKYSCAN 1173 (2014), utilizado nos ensaios realizados nas amostras de CAA e CC.

Tabela 7.16: Especificações técnicas do micro tomógrafo SKYSCAN 1173 (2014).

Especificações do micro tomógrafo SKYSCAN 1173	
Item	Especificação
Fonte de Raios-x	40 - 130 kV, 8W, <5µm tamanho local
Detector de Raios-x	Sensor Flat Panel livre distorção 2240x2240 pixels, 12 bits.
Tamanho máx. do objeto	140 mm de diâmetro, 200 mm de comprimento (100-140 comprimento de escaneamento).
Resolução Espacial	<4 - 5µm de detectabilidade de detalhes, 7 - 8µm de resolução de baixo contraste.
Reconstrução	PC único ou reconstrução volumétrica de cluster.
Segurança radiológica	<1µSv/h em qualquer ponto da superfície do instrumento.

A Figura 7.48 mostra foto do micro tomógrafo SKYSCAN 1173 (2014).



Figura 7.48: Foto do micro tomógrafo SKYSCAN 1173.

Todos os cálculos foram realizados a partir de uma região selecionada. A seleção consistente e precisa das regiões ou volumes de interesse foi fundamentalmente importante para a obtenção de dados precisos e significativos. O termo "*região de interesse*", ou ROI, irá se referir à região selecionada de uma imagem única e transversal. A análise 2D é realizada dentro de um ROI. O "*volume de interesse*" (VOI) refere-se à soma coletiva de todos os ROIs de um conjunto contíguo de fatias de imagens transversais, o que representa um volume selecionado 3D. A análise morfométrica em 3D foi realizada em um VOI. Note-se, no entanto, que a análise do tipo 2D também pode ser realizada em um VOI, integrando ou somando os resultados das análises 2D sobre muitas fatias (SKYSCAN, 2014).

Todos os objetos binarizados, dentro de uma região de interesse (ROI), são analisados em conjunto e os resultados integrados são calculados, como por exemplo, o volume total do furo. Assim, todos os cálculos foram feitos com base na seleção do ROI. Na análise 3D tem-se um volume de interesse inspecionado, o VOI. As medidas foram feitas nas imagens segmentadas e binarizadas (SKYSCAN, 2014).

Após a reconstrução dos dados, o procedimento de quantificação dos furos das amostras pode ser descrito como a determinação do número total de fatias quantificadas. A partir do número total de fatias reconstruídas retiraram-se das análises as fatias que não contabilizaram o furo da amostra ou a constituição total dela.

7.4.3.3 – Procedimento aplicado aos ensaios de micro tomografia (MT)

Inicialmente, a partir das amostras de CAA e CC, definiu-se um volume de inspeção de interesse – VOI, com objetivo de estabelecer o volume de poros e sua relação com o VOI. Também se buscou estabelecer o coeficiente de atenuação para obtenção de perfil de densidade.

Ressalte-se que, ao estabelecer a relação entre volume de poros e VOI, bem como o perfil de densidade, para amostras de CAA e CC, pretendeu-se prioritariamente, fazer comparativo dos resultados para os dois

Concreto auto-adensável: alternativa ao concreto convencional em climas quentes

concretos e identificar qual deles se apresentou com indicativos de melhor condição de durabilidade. As amostras de CAA e CC foram ensaiadas com idade de 180 dias, com dimensões de: diâmetro = 100 mm e altura = 100 mm (metade do CP convencional).

7.4.3.4 - Cálculo da relação entre volume de poros e VOI para CAA

A amostra cilíndrica de CAA retirada apresentou diâmetro de 34.3 mm, altura de 64.01 mm com volume de 59146.07 mm³ conforme pode ser visto nas fotos e imagem da Figura 7.49.

A Tabela 7.17 a seguir, apresenta o volume quantificado (VOI), o volume de poros (VP) e a relação (ϕ) entre o volume de poros e o volume quantificado, em valores numéricos.



Figura 7.49: Imagens da amostra de CAA retirada para aplicação no ensaio de micro tomografia.

Tabela 7.17: CAA - Cálculo da relação volume de poros/VOI.

VOI (mm ³)	VP (mm ³)	ϕ (VP/VOI) (%)
119,04	6,60	5,50

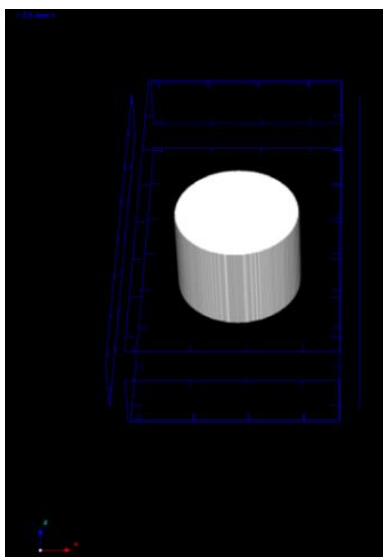


Figura 7.50: Imagem do VOI

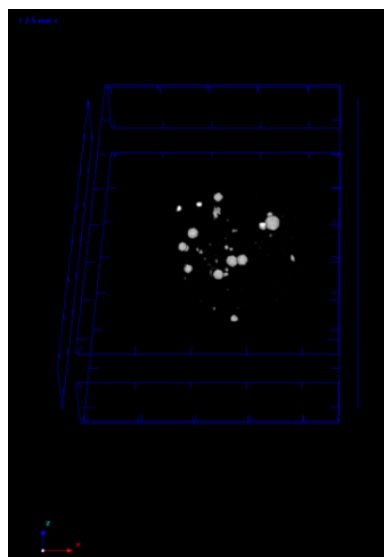


Figura 7.51: Imagem dos poros

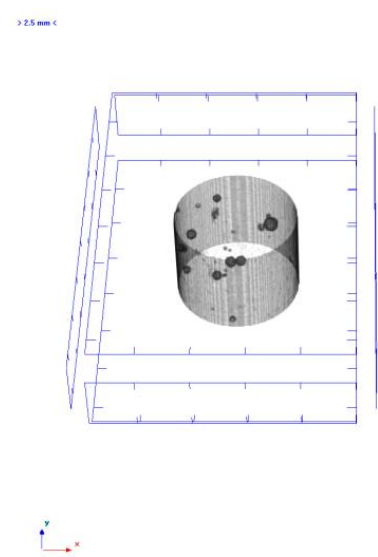
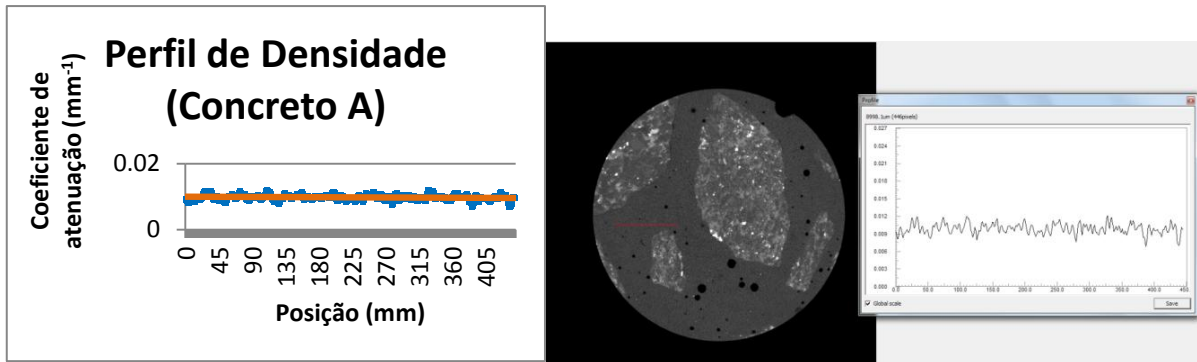


Figura 7.52: Relação poros/VOI

Nas Figuras 7.50, 7.51 e 7.52, apresenta-se o volume quantificado, o volume de poros e a relação entre o volume de poros e o volume quantificado (VOI), através de imagens obtidas com o tomógrafo.

7.4.3.5 - Estabelecimento do perfil de densidade para CAA

A Figura 7.53 apresenta o perfil de densidade a partir do coeficiente de atenuação medido com o tomógrafo.



Figuras 7.53: Gráfico da variação do perfil de densidade e imagem da amostra pelo tomógrafo.

7.4.3.6 - Cálculo da relação entre volume de poros e VOI para CC

A amostra cilíndrica de CC retirada apresentou diâmetro de 34.3 mm, altura de 40.14 mm com volume de 37089.76 mm³, conforme pode ser visualizado na Figura 7.54 a seguir.



Figura 7.54: Imagens da amostra de CC retirada para aplicação no ensaio de micro tomografia.

A Tabela 7.18 a seguir, apresenta o volume quantificado (VOI), o volume de poros (VP) e a relação (ϕ) entre o volume de poros e o volume quantificado, em valores numéricos.

Tabela 7.18: CC - Cálculo da relação volume de poros/VOI.

VOI (mm ³)	VP (mm ³)	ϕ (VP/VOI) (%)
119,04	10,80	9,10

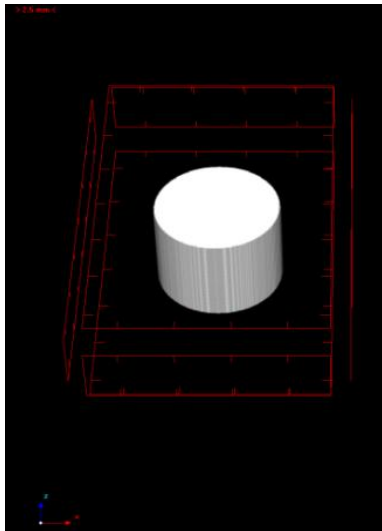


Figura 7.55: Imagem do VOI

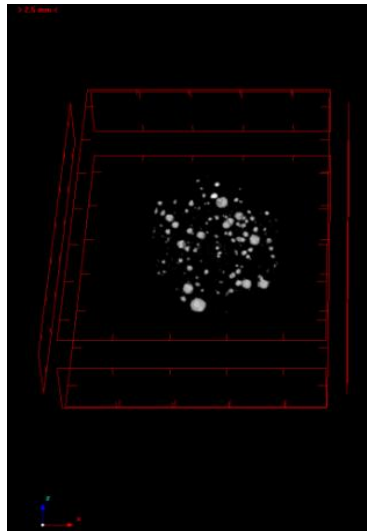


Figura 7.56: Imagem dos poros

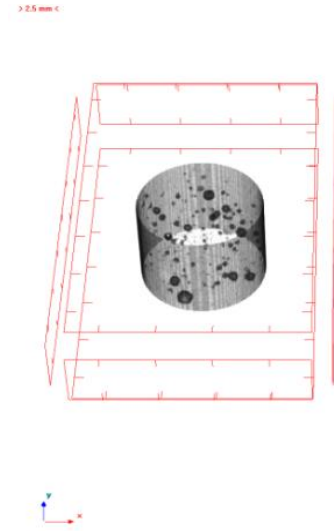
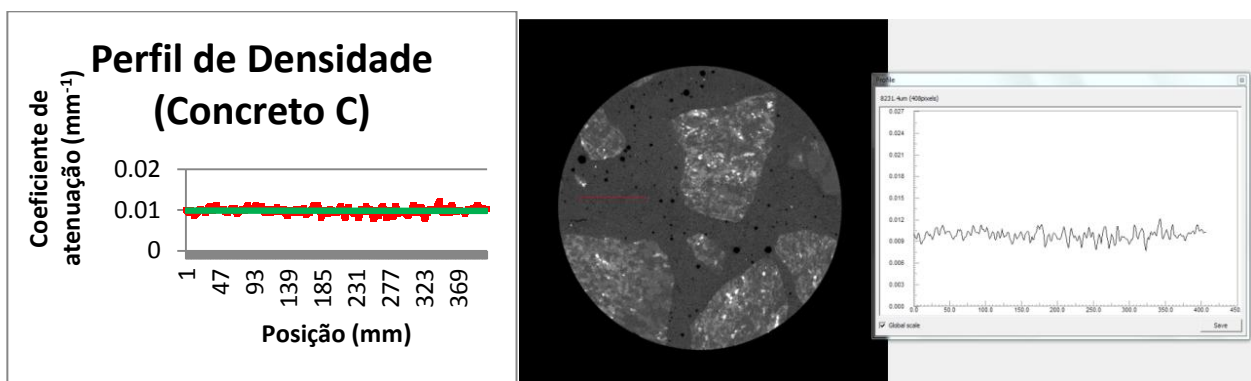


Figura 7.57: Relação poros/VOI

Nas Figuras 7.55, 7.56 e 7.57, apresenta-se o volume quantificado, o volume de poros e a relação entre o volume de poros e o volume quantificado (VOI), através de imagens obtidas com o tomógrafo.

7.4.3.7 - Estabelecimento do perfil de densidade para CC

A Figura 7.58 apresenta o perfil de densidade a partir do coeficiente de atenuação medido com o tomógrafo.



Figuras 7.58: Gráfico da variação do perfil de densidade e imagem da amostra pelo tomógrafo.

A Figura 7.59 apresenta em forma de gráficos os resultados do volume de poros (mm^3) (VP), e relação volume de poros/VOI (%) (ϕ), conforme as Tabelas 7.18 e 7.19, para amostras de CAA e CC, respectivamente.

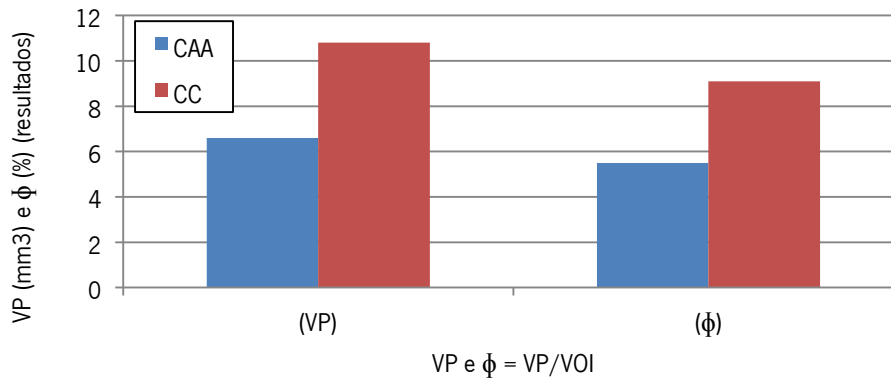


Figura 7.59: Representação gráfica resultados micro tomografia, Tabelas 7.17 e 7.18.

7.4.3.8 – Comentários e conclusões

Observando-se os resultados dos cálculos e das imagens obtidas a partir da aplicação de micro tomografia em amostras de CAA e CC, como também através da avaliação do perfil de densidade dos dois concretos, verificou-se que são muito parecidos, possuem mesmo comportamento.

No entanto, quando são verificados os resultados do volume de poros entre os dois concretos, observa-se a relação ϕ entre o volume de poros e o VOI, é 65% maior no CC em relação ao CAA.

O Professor Geert De Schutter (2012), desenvolveu pesquisa onde foi abordada a questão da durabilidade do CAA em comparação ao CC. O autor desenvolveu seu trabalho em duas partes, a primeira dedicada à hidratação e a segunda à microestrutura do concreto. A composição do CAA em relação ao CC teve adição de filer calcário com aumento do volume da pasta e redução do volume de agregado graúdo.

Com aplicação de micro tomografia, obteve como resultado que a porosidade do CC utilizando pasta tradicional foi 74% superior à do CAA utilizando pasta contendo filer calcário. Verifica-se então coerência nos resultados entre os dois estudos, o aqui obtido na presente pesquisa e o desenvolvido pelo professor De Schutter (2012).

Por outro lado, os ensaios de porosidade aberta nas amostras de CAA e CC, de acordo com a NBR 9778 (2009), onde foram calculados os valores do índice de vazios para os dois concretos nas idades de 28 e 90 dias (ver Seção 7.3.4), mostraram para CAA valores 137% para 28 dias e 61% para 90 dias, superiores em relação aos valores de porosidade total (micro fissuras, poros e fraturas) obtidos através dos ensaios de MT. Para CC, os percentuais foram de 64% para 28 dias e 12% aos 90 dias. É importante observar que os ensaios de micro tomografia foram feitos com as amostras na idade de 180 dias. Para melhor observar e explicar os resultados obtidos através dos dois tipos de ensaios, recorre-se aos gráficos a seguir através das Figuras 7.60 e 7.61.

A Figura 7.60 mostra os resultados do cálculo do índice de vazios conforme apresentado na Tabela 7.13 (ver Seção 7.3.4.2).

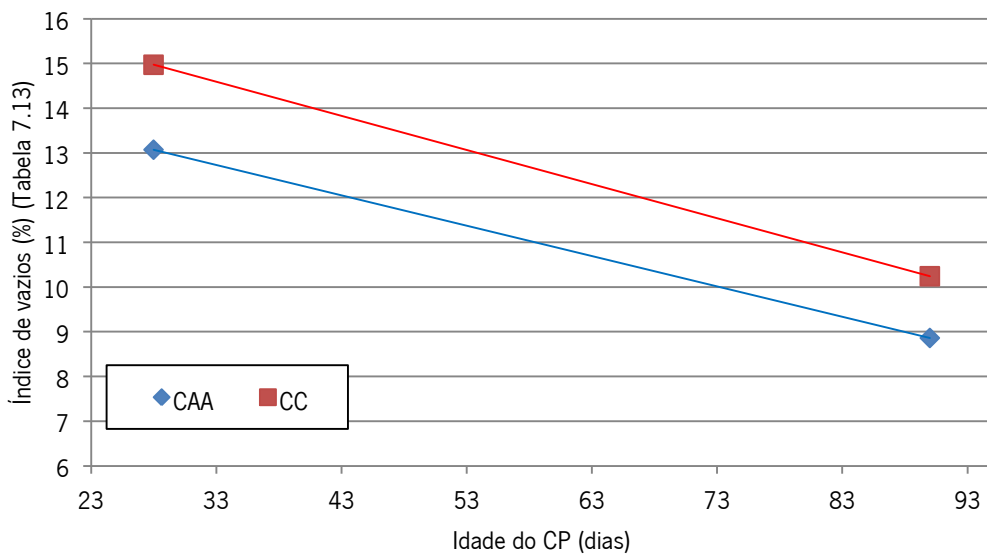


Figura 7.60: Representação gráfica dos índices de vazios, apresentados na Tabela 7.13.

Aplicando-se as equações $y = -0,0679x + 14,971$ para CAA e $y = -0,0763x + 17,106$ para CC, sendo $x=180$ dias, obtém-se o índice de vazios 2,76% para CAA e 3,38% para CC. Evidente que dispõe-se apenas de dois pontos, a extrapolação a partir da equação da linha de tendência conduz ao resultado onde o terceiro ponto estará naturalmente alinhado com os outros dois que geraram a reta. Ao aplicar-se a idade de 90 dias na equação das linhas de tendência para CAA e CC a partir dos cinco resultados de resistividade elétrica nas idades de 3, 7, 28, 56 e 90 dias, conforme apresentado na Tabela 7.11, e na Figura 7.61 a seguir, encontrou-se resultados muito próximos daqueles obtidos considerando apenas os resultados nas idades 28 e 90 dias, ou seja, apenas dois pontos em lugar de cinco. As diferenças foram de resistividades foram de 104,72/107,21 kΩ.cm, 2,3% para CAA e 96,85/97,45 kΩ.cm, 0,61% para CC.

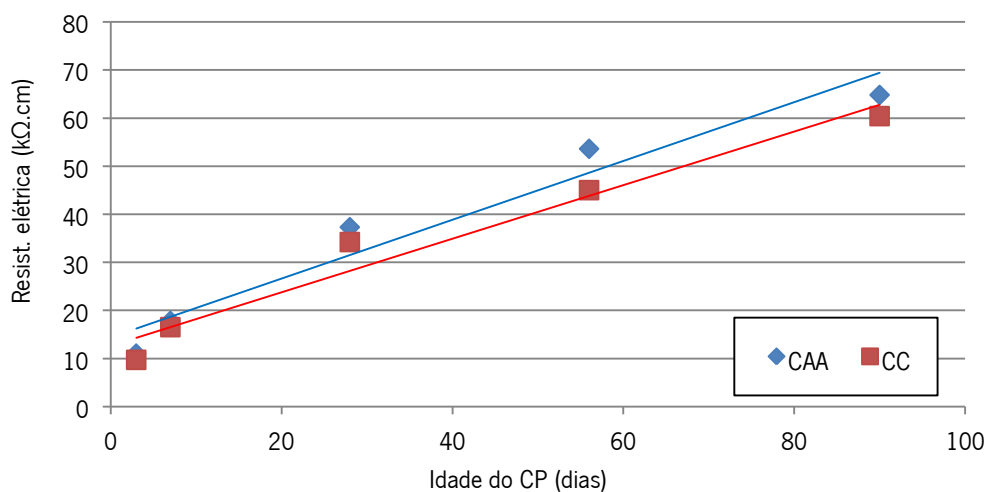


Figura 7.61: Representação gráfica da resistividade elétrica conforme a Tabela 7.11.

Do acima exposto, verifica-se para o CAA que o índice de porosidade total aos 180 dias calculado através do ensaio de micro tomografia (5,5%), está compatível com o valor da porosidade aberta calculado aplicando-se a NBR 9778 (2009) obtido por extrapolação para os mesmos 180 dias (2,76%). Para o CC, pelos mesmos argumentos expostos, tem-se a porosidade total pelo ensaio de MT igual 9,1% compatível com a porosidade aberta calculada pela NBR 9778 (2009) igual a 3,38%.

Assim, é possível estabelecer que haja indicativo de que, apesar da similaridade entre os dois concretos no estado endurecido, na maioria das propriedades, o CAA apresenta-se com indicativo de ser menos poroso. Consequentemente, pode-se estabelecer, com base nos estudos de MEV e MT da presente pesquisa, que o CAA apresenta-se com maiores possibilidades de ser mais durável que o CC para composições similares, nas mesmas condições de trabalho e exposição ao ambiente.

8 – ESTUDO DE CASO – OBRA ARENA PERNAMBUCO

8.1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O presente Capítulo procurou avaliar as vantagens e limitações do emprego da tecnologia do concreto auto-adensável – CAA comparativamente ao CC, na situação real de uma obra no seu canteiro executivo, nas condições típicas do Brasil, apropriando-se das experiências adquiridas na construção da Arena Pernambuco. Assim, nos aspectos técnicos, tornou-se possível comparar o desempenho do CAA e CC em condições de laboratório, através dos ensaios realizados no projeto de pesquisa, e os ensaios similares realizados no canteiro da obra, bem como alguns resultados de comparativo de viabilidade econômica.

Refere-se à possibilidade real de acompanhar a aplicação da tecnologia de CAA em uma obra de construção nova, com utilização de volume elevado de CAA e de concreto convencional vibrado – CC, caracterizando-se como um estudo de caso que possibilitou uma avaliação prática.

Ainda, o estudo de caso procurou servir de exemplo prático para o meio acadêmico e como prática positiva, técnica e econômica, para os construtores também.

8.2 – APRESENTAÇÃO DA OBRA

Para avaliação da aplicação real do CAA foi selecionada a obra da Arena Pernambuco que foi construída para receber jogos da copa do mundo FIFA 2014. Com perfil multiuso – adaptável para diversos eventos – a Arena também foi projetada para sediar grandes espetáculos, convenções e outras competições esportivas.

A Arena PE está localizada no município de São Lourenço da Mata – PE, na Região Metropolitana do Recife, sendo projetada para atender a um público de 46.105 pessoas distribuídas em arquibancada inferior e superior, *business seats*, camarotes e tribuna de honra. A área construída é de, aproximadamente, 128.000 m².

Para acesso ao estádio, foram projetadas treze entradas e oito rampas, além de escadas rolantes e elevadores para utilização nas áreas destinadas ao público VIP, que poderá dispor de uma praça de alimentação com restaurantes e lanchonetes, além de toda estrutura de banheiros.

A estrutura da Arena foi construída em concreto armado em todos os níveis, inclusive nas áreas de arquibancada. O volume de concreto definido em projeto é de aproximadamente 58.000 m³, e está

Concreto auto-adensável: alternativa ao concreto convencional em climas quentes

distribuído em 06 elevações. As fundações foram constituídas de sapatas apoiadas diretamente sobre o solo e estacas tipo raiz, moldadas *in loco*.

A Arena foi projetada de modo a ser construída com um CC. A opção de CAA não foi considerada pelos projetistas. No entanto, a aplicação de CAA foi definida pelos executores para atender às necessidades de lançamento e adensamento do concreto nas estruturas considerando a grande densidade de armação em algumas áreas; altura de concretagem elevada, conforme pode ser observado na Figura 8.3, possibilitando a concretagem de pilares entre pavimentos em uma única etapa; redução de mão de obra nas operações de concretagem; além da expectativa de redução dos prazos executivos dentre outras vantagens esperadas.

Para condução deste estudo, foi considerada a produção de concreto realizada nos meses de maio, junho e julho de 2012, meses de grande concentração de execução de concreto, aproximadamente 26% do total previsto pelo projeto, conforme apresentado adiante na Seção 8.4 deste Capítulo. Este período foi caracterizado por chuvas muito abaixo do esperado para a época em estudo, com temperaturas variando entre 27°C e 30°C.

8.2.1 - Características da obra

A Figura 8.1 apresenta a maquete eletrônica com a fachada da Arena Pernambuco, onde pode ser observada a localização da Arena no terreno, com a parte norte margeando o Rio Capibaribe. Também podem ser verificados os dois níveis de arquibancadas, inferior e superior. As estruturas de concreto ficarão aparentes, inclusive nas áreas de arquibancadas. Algumas áreas de circulação interna serão revestidas conforme orientação do projeto de arquitetura. A fachada receberá revestimento com filmes de ETFE – Etileno Tetrafluoretileno.



Figura 8.1 – Vista aérea Arena Pernambuco. Fernandes Arquitetos Associados. Julho 2011.

A Figura 8.2 representa a planta baixa do pavimento térreo, identificando a locação do campo de futebol e das arquibancadas do nível inferior. Para auxiliar a identificação e localização das estruturas, o projeto foi dividido em eixos (número) e linhas (letra), conforme indicado na Figura 8.2, distribuídos em 10 setores: Norte (eixos 01 a 4; 55 a 58), Nordeste (04 a 10), Leste 01 (10 a 16), Leste 02 (16 a 20), Sudeste (20 a 26), Sul (26 a 33), Sudoeste (33 a 39), Oeste 02 (39 a 44), Oeste 01 (44 a 49) e Noroeste (49 a 55).

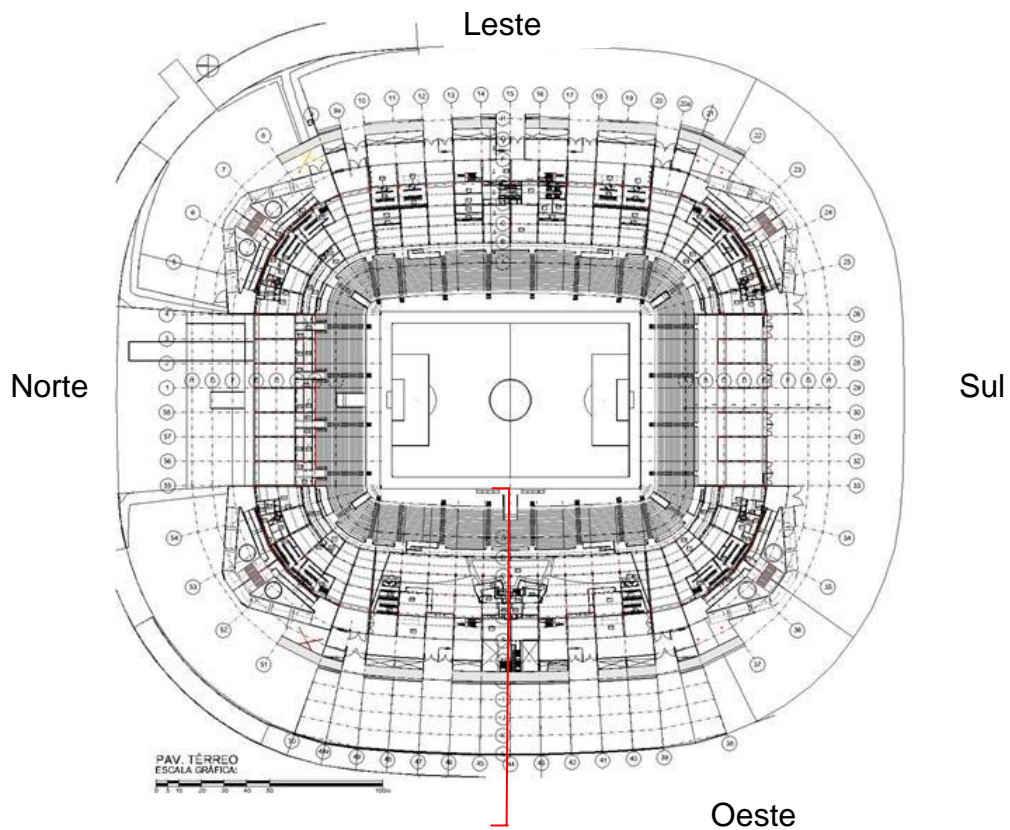


Figura 8.2 – Planta pavimento Corte 01 do Arena PE - Julho 2012.

Na Figura 8.3, pode ser observado o corte 01 realizado no setor Oeste, onde se destacam as seis elevações principais de projeto. Neste corte pode ser visualizada a diferença de nível entre as lajes e a altura de concretagem dos pilares dos principais eixos da estrutura.

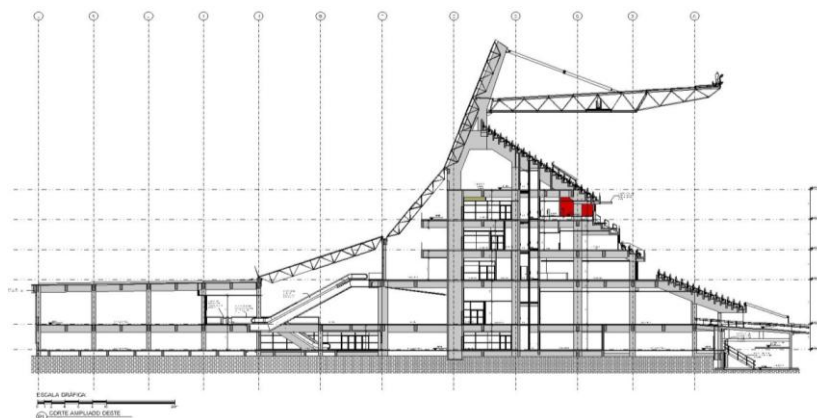


Figura 8.3 – Corte setorial 01. Arena PE - Julho 2012.

A fachada sul pode ser verificada na Figura 8.4, onde são identificados os pilares de sustentação da cobertura e parte da rampa de acesso localizada no setor sudeste. A Figura 8.5 identifica parte da arquibancada inferior localizada nos setores sul e sudeste. Todos os pilares, as paredes das rampas de acesso e estruturas pré-moldadas da arquibancada foram realizadas com CAA, devido à elevada densidade de armaduras, redução do tempo de lançamento e adensamento do concreto e, no caso dos elementos pré-moldados, a impossibilidade do uso de vibrador de imersão por conta do espaço disponível, dentre outros fatores. As fotos apresentadas são de Agosto de 2012.



Figura 8.4: Vista da fachada sul

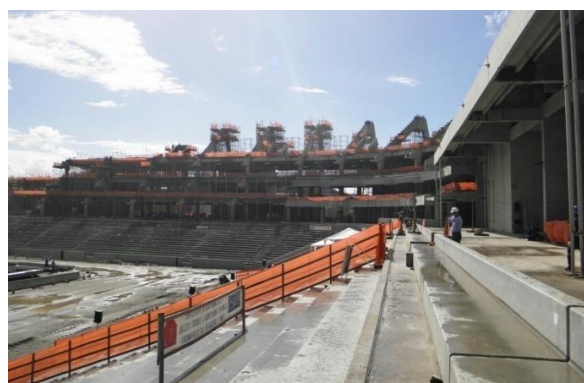


Figura 8.5: Vista interna sul e sudeste

8.2.2 - Indicação dos trabalhos realizados no período analisado: maio, junho e julho - 2012

Entre os meses de maio e julho/2012 a construção da Arena Pernambuco encontrava-se na fase de execução da superestrutura, com o início de montagem das estruturas pré-moldadas das arquibancadas inferior e superior. A utilização de concreto auto-adensável neste período foi intensificada; todas as estruturas pré-moldadas da arquibancada (vigas jacaré e degraus) foram realizadas com CAA, além de pilares e paredes, conforme já explicado.

No período, foram consumidos nas estruturas aproximadamente 15.000 m³ de concreto; destes, cerca de 40% (6.000 m³) foram CAA, o que corresponde a um volume médio mensal de 2.000 m³. O volume considerado nesta pesquisa representa cerca de 26% do total dos 58.000 m³ de concreto estrutural previsto para a construção da Arena.

As Figuras 8.6 a 8.11 apresentam a evolução da superestrutura no período de maio a julho/2012. Na Figura 8.6 tem-se foto com vista aérea da Arena, destacando-se o avanço da superestrutura nos setores leste, oeste e nordeste e a fundação nos setores norte e noroeste. Nessa fase, todos os pilares, paredes de reservatórios, paredes das rampas de acesso e paredes de contenção foram executadas com CAA. As vigas e lajes foram concretadas com CC devido ao planejamento executivo da obra. A Figura 8.7 destaca a conclusão da montagem da arquibancada inferior do setor sul e parte do sudeste, realizada com CAA.

Destaca também a altura dos pilares concretados em uma única etapa entre as elevações de laje utilizando CAA.



Figura 8.6: Vista aérea da Arena

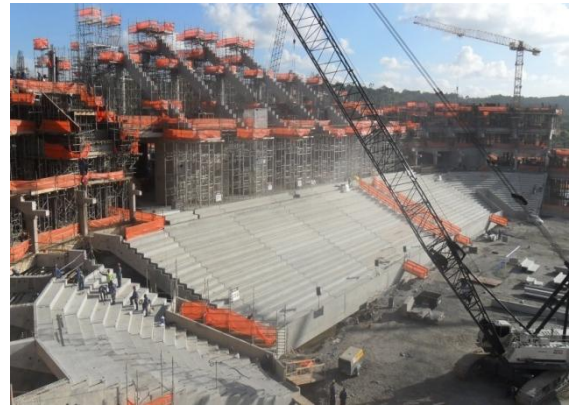


Figura 8.7: Arquibancada inferior sudeste e sul

Na Figura 8.8 pode ser verificada uma vista aérea da Arena no final do mês de junho, com destaque do avanço da superestrutura em todos os setores, início de montagem das vigas jacaré (pré-moldadas) nos setores leste e oeste. Nesta fase todos os pilares e paredes foram executados com CAA. As vigas e lajes foram concretadas com CC. A Figura 8.9 destaca a conclusão da montagem da arquibancada inferior do setor sudeste e parte do leste, realizada com CAA.



Figura 8.8: Vista aérea noroeste-sudeste



Figura 8.9: Arquibancada inferior leste

A Figura 8.10 destaca a conclusão das rampas de acesso às arquibancadas localizadas no setor sudeste. As paredes das rampas foram todas executadas com CAA, a partir do planejamento executivo da obra. Na Figura 8.11 pode ser verificada uma vista aérea da Arena no final do mês de julho, com continuidade do avanço da superestrutura em todos os setores, início de montagem da arquibancada superior no setor sul e continuação da arquibancada inferior nos setores leste e oeste, além da concretagem dos pilares de sustentação da cobertura também em CAA.



Figura 8.10: Rampa de acesso à arquibancada



Figura 8.11: Início da arquibancada superior

8.3 – O CAA E O CC APLICADOS NA OBRA

8.3.1 – Informações gerais

O concreto aplicado na obra foi especificado pelo projetista para atender à Classe III de agressividade ambiental da NBR 6118 (2014), bem como seus Estados limites últimos (ELU) e Estados limites de serviço (ELS), levando em consideração as diretrizes para durabilidade das estruturas de concreto.

A NBR 6118 (2014) na sua *Tabela 6.1 – Classes de agressividade ambiental* apresenta a Classe III indicada para ambientes de marinha ou industrial, de consequente agressividade forte, com grande risco de deterioração da estrutura.

Assim, para atendimento à Classe III de agressividade ambiental especificada pelo projetista, a *Tabela 7.1 – Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto* indica relação água/cimento em massa menor ou igual a 0,55 para concreto armado, bem como a classe do concreto, conforme NBR 8953 (2015), maior ou igual a C30. O projeto estrutural especificou o concreto com resistência característica à compressão aos 28 dias igual a 40 MPa e relação água/cimento em massa igual a 0,45, o que demonstra que as exigências normativas foram atendidas.

A escolha de utilização de concreto auto-adensável (CAA) juntamente com concreto convencional (CC), foi dos executores da obra e não devido à exigência dos projetos estrutural ou arquitetônico. A aplicação de CAA foi necessária para atender às necessidades de lançamento e adensamento do concreto nas estruturas, considerando, dentre outros fatores, a grande densidade de armação em algumas áreas, a exemplo de pilares, além de altura de concretagem elevada, entre 4m e 6m, conforme pode ser observado na Figura 8.3, possibilitando a concretagem de pilares entre pavimentos em uma única etapa. A concretagem se deu a partir do topo dos pilares com auxílio de mangueira apropriada.

A Figura 8.12 representa uma estrutura de pilar com grande densidade de armação, onde esta situação se repete principalmente nos pilares de sustentação da cobertura, nas paredes de reservatórios e rampas.



Figura 8.12 – Armação de pilar Arena – PE – Julho 2012.

A utilização do CAA também possibilitou a redução dos prazos de execução das estruturas, antecipando etapas de entrega para início das atividades de acabamento, instalações e principalmente montagem da cobertura do estádio.

Uma vez definida a necessidade do CAA, deu-se início aos estudos para viabilizar sua utilização de acordo com a estrutura e condições disponíveis no canteiro de obras.

Com a instalação da primeira central de concreto, foi iniciado o processo de caracterização das composições utilizando cimento CP-III 40 (Cimento Portland de alto-forno) e CP-IV 32 RS (Cimento Portland Pozolânico apresentado na Tabela 8.1). A pozolana utilizada, metacaulim, foi argila ativada termicamente, 600°C a 700°C de ativação. A opção pelo ligante também levou em consideração a resistência a sulfatos e a expansão devido à reação álcali-agregado, até que os agregados fossem selecionados e ensaiados quanto à possibilidade de serem ou não potencialmente reativos (ver Capítulo 4, Seção 4.2.4 e Capítulo 5, Seção 5.3.4.2).

Tabela 8.1: Composição dos cimentos.

Cimentos	Composição		
CP-IV 32 RS	85% a 45% de clínquer mais gesso	15% a 50% de pozolana tipo metacaulim	0 a 5% de filer calcário
CP-II F 32	65% a 25% de clínquer mais gesso	35% a 70% de escória de alto forno	0 a 5% de filer calcário

Após conclusão dos estudos de viabilidade técnica e econômica optou-se pela utilização do cimento CP-IV 32 RS para toda a fase de fundação da Arena, por permitir ao concreto maior durabilidade frente aos agentes agressivos existentes no solo. As composições foram desenvolvidas sem a necessidade de utilização de aditivo mineral como o metacaulim, tornando o processo de fabricação do concreto mais eficiente tanto nos aspectos dos processos operacional e controle tecnológico, como também ambiental.

Concreto auto-adensável: alternativa ao concreto convencional em climas quentes

Os agregados foram selecionados considerando seu potencial de reatividade com álcalis. As jazidas aprovadas foram monitoradas, sendo realizados ensaios petrográficos e de reatividade álcali-agregado semestralmente para acompanhamento do fornecimento.

Com o término da execução dos elementos estruturais de fundação e início das etapas da estrutura nos níveis onde não mais haveria contato direto com o solo, classe III de agressividade ambiental conforme já indicado, optou-se pela utilização de concreto com cimento CP-II F 32. As composições foram ajustadas para atender a necessidade de produção quanto à trabalhabilidade, tempo de lançamento e resistência inicial do concreto, permitindo encurtar prazos de desforma e retirada de cimbramento.

Nesta época foi solicitada pela produção a realização de estudos para utilização de CAA em estruturas com grande densidade de armaduras, de difícil acessibilidade para vibração e para permitir alturas de lançamento maiores às que o CC atualmente permite. Várias composições foram estudadas, variando-se os aditivos empregados, sendo considerado o cimento CP-IV 32 RS para as estruturas em contato permanente com umidade, água não salgada, e o cimento CP-II F para as demais estruturas. A dificuldade inicial encontrada foi a compatibilidade de aditivos para atender a necessidade das composições, principalmente quanto ao tempo e manutenção de lançamento. Foram testados aditivos de diversos fabricantes até conseguir identificar o que melhor se adaptou a necessidade da produção. Os aditivos identificados para o cimento CP-IV 32 RS não se mostraram eficientes com a utilização do cimento CP-II F 32 (ver Tabela 8.1), equivalente ao cimento europeu CEM II/A-L, onde a maioria dos aditivos testados não conseguiu manter a trabalhabilidade do concreto dentro do prazo necessário para lançamento, cerca de uma hora e meia, com temperatura média aferida de 34°C, sendo necessários vários estudos para definir nova formulação de aditivos para este cimento, conforme relato resumido a seguir na Tabela 8.2.

Tabela 8.2 – Estudos para melhor compatibilização de cimentos e aditivos químicos.

Estudos	Quantidades
Número de composições experimentais	13
Número de fabricantes de aditivos químicos fornecidos	07
Número de aditivos plastificantes e superplastificantes	20
Dosagem dos aditivos	0,8% a 1,4%
Espalhamento	700mm a 745mm
Espalhamento após 01 hora	460mm a 685mm

Das treze composições experimentais, 05 atenderam aos requisitos, com espalhamento inicial variando de 700 mm a 745 mm e espalhamento após 01 hora variando de 630 mm a 685 mm.

Inicialmente foi utilizado CAA principalmente nas paredes dos reservatórios, aonde a geometria (menores espessuras) aliada à densidade de armação conduziu a necessidade de utilização do CAA. Por recomendação de projeto, todas as áreas em contato permanente com umidade e água, como no caso

dos reservatórios e fundações, utilizou-se cimento CP-IV 32 RS, equivalente ao cimento europeu CEM IV/B 32,5.

O cimento CP-II F 32 foi gradativamente aplicado, sendo utilizado CAA principalmente nas estruturas de pilares, paredes e reservatórios.

Algumas dificuldades podem ser destacadas no início da utilização do CAA, principalmente devido aos processos de concretagem. As centrais de concreto estavam instaladas no canteiro de obras e a aplicação do concreto era direta, o tempo de transporte não sendo relevante, aproximadamente cinco minutos, todavia o processo de lançamento era lento devido à forma de lançamento, bombeável, em várias estruturas ao mesmo tempo, podendo chegar até uma hora e meia entre fabricação e fim de lançamento. Desta forma a compatibilização das composições de concreto com os aditivos normalmente utilizados para garantir a trabalhabilidade do concreto no tempo necessário foi essencial. A maior dificuldade foi realmente encontrar um aditivo compatível com esta situação.

Para viabilizar a utilização do CAA foi imprescindível manter a trabalhabilidade necessária para permitir seu lançamento através do processo bombeado, dentro do tempo de lançamento exigido. Assim, os estudos das composições consideraram a perda de trabalhabilidade no tempo, sendo cada composição liberada para cada tipo de estrutura de acordo com as dificuldades de lançamento e tempo de execução previsto. O ensaio de espalhamento foi realizado na liberação do concreto na central dosadora, sendo repetido sempre que o tempo de lançamento ultrapassasse o prazo previamente definido em laboratório.

Nestes estudos o consumo do cimento foi ajustado para atender a necessidade de produção, principalmente quanto à resistência inicial, para possibilitar a desforma de elementos estruturais com 24 horas após a concretagem, para aplicação nos elementos estruturais pré-moldados de concreto armado.

Os elementos pré-moldados, com 24 horas após a concretagem, foram apenas deslocados do pátio da linha de produção para berços de apoio em toda a extensão das peças, que impediam a flexão dos referidos elementos durante a cura ao longo do tempo de estocagem, até a retirada para transporte e lançamento nos apoios definitivos. A flexão ocorria apenas no momento da retirada das peças do pátio da linha de produção para os berços de apoio para estocagem.

O projeto especificou a resistência à compressão mínima e o módulo de elasticidade mínimo, a serem atingidos até 24 horas após a concretagem, para só então haver a liberação para retirada e deslocamento das peças para os berços de estocagem. No caso, o controle de aquisição do módulo de elasticidade mínimo especificado pelo projeto foi necessário, devido à logística executiva de movimentação dos elementos pré-moldados de concreto com idade de 24 horas de fabricação, para as áreas de estocagem.

8.3.2 - Formas

As formas industrializadas utilizadas nos processos de concretagem da Arena tiveram que ser adaptadas para suportar as pressões geradas pela concretagem com o CAA e proporcionar qualidade ao acabamento final do concreto.

As formas metálicas foram estruturadas com aço, e utilizaram madeira compensada nas faces de contato com o concreto. Devido à característica de fluidez do CAA, quando lançado na forma gera pressão maior em relação ao concreto convencional, sendo então necessário maior cuidado no travamento das formas, na escolha do tipo de escoramento e estanqueidade, além de uma criteriosa vistoria antes da concretagem para evitar fuga de argamassa.

Também foi importante ajustar o processo de concretagem quanto à altura, tipo e velocidade de lançamento do concreto, principalmente nas estruturas com maior densidade de armadura. A concretagem ocorreu de forma contínua e, para vencer a inércia após uma interrupção, foi necessário o auxílio de uma pequena vibração, ou seja, batidas nas laterais das formas com martelo de borracha para propiciar a homogeneização do concreto lançado. Ressalte-se que o CAA não foi vibrado, a utilização do martelo para provocar pequenas vibrações nas laterais das formas, serviu apenas para ajudar o preenchimento de possíveis vazios, principalmente em pilares com mais de 4 m de altura de lançamento.

As formas deveriam estar bem estanques devido à possibilidade de fuga de finos, assim como as gravatas foram reforçadas devido às pressões laterais serem maiores do que nos concretos convencionais. Dessa forma, os próprios fornecedores das formas se encarregaram de estudar e realizar a necessária adequação dos seus projetos.

Por outro lado, apesar do CAA poder ser lançado por baixo, tinham-se alturas elevadas de lançamento em pilares esbeltos, o que exigiria adaptação dos equipamentos. Tal alternativa mostrou-se de difícil implementação para a obra em questão, sendo sua aplicação descartada.

8.3.3 – Compatibilidade de aditivos e trabalhabilidade

Normalmente, dependendo da dimensão da estrutura, foi possível a desforma dentro de um período de 24 horas após a concretagem.

Eventualmente este prazo não pode ser cumprido devido a problemas de compatibilidade entre os cimentos e os aditivos, o que acarretou perda de trabalhabilidade no tempo. Desta forma, a realização de ensaios de desempenho para respaldar a seleção dos aditivos e a definição das composições foi de fundamental importância.

A medição da trabalhabilidade foi feita diretamente no concreto fresco em condições de laboratório, em misturador apropriado, através de ensaio de perda de abatimento, para o CC, conforme a NBR NM 67 (1998).

Depois da realização de diversas dosagens experimentais com diferentes bases de aditivos, chegou-se à conclusão de que o ideal seria a utilização de aditivo de terceira geração à base de policarboxilatos, superplastificante, acrescido de aditivo plastificante. A trabalhabilidade do concreto ficou em torno de 40 a 60 minutos através de ensaios de espalhamento para CAA e abatimento para CC. A solução permitiu, ainda, reduzir a quantidade de diferentes composições utilizadas na obra, intensificando o emprego de CAA em outras estruturas, aproveitando-se as composições que já vinham sendo aplicadas.

Os ajustes procedidos ao longo da obra para composição adotada tomaram por base:

- a) Ensaio de caracterização dos materiais conforme normas específicas;
- b) Ensaio de realização sistemática:
Ensaio de espalhamento para o CAA - NBR 15823-2 (2010) Determinação do espalhamento (SF) Método do cone de Abrams - e ensaios de abatimento para o CC, para o concreto fresco.
Ensaio de realização eventual:
NBR 15823-2 (2010) Determinação do Tempo de escoamento (t_{500}), NBR 15823-4 (2010) Determinação da habilidade passante – Método da caixa L e NBR 15823-5 (2010) Determinação da viscosidade – Método do funil V, para o CAA fresco;
- c) Após a aplicação do projeto de pesquisa na obra, a temperatura do concreto fresco continuou a ser sistematicamente medida dentro dos procedimentos executivos;
- d) Resultados dos ensaios de resistência à compressão para o concreto endurecido.

8.3.4 - Resistência à compressão, composições e aplicações

A utilização de CAA facilitou o lançamento do concreto em estruturas com formas irregulares e com armação densa, evitando problemas no adensamento e descontinuidade e/ou segregação do concreto. Para assegurar os bons resultados, tomou-se por base inicialmente os resultados dos ensaios de caracterização e, posteriormente, o controle executivo incluindo a observação do comportamento do concreto ao longo da execução.

O CAA apresentou resultados de resistência à compressão um pouco superiores às do CC equivalente, em média 10,6% aos sete dias e 4,2% aos 28 dias. Os resultados obtidos no período em estudo estão apresentados na Seção 8.4 adiante.

O acabamento tende a ficar mais uniforme, desde que a forma esteja adequada. Como citado anteriormente, o tratamento das formas, principalmente quanto a sua estanqueidade, foi fundamental para evitar a fuga de argamassa e garantir um acabamento uniforme. Como exemplo a Figura 8.13 representa a situação onde a forma não foi devidamente tratada possibilitando a fuga de finos e consequentemente o surgimento de “bicheiras”. A Figura 8.14 mostra foto onde houve o devido cuidado no travamento e calafetação, possibilitando um acabamento adequado, esperado para o processo.

Os materiais utilizados no fabrico do CAA não foram diferenciados do concreto convencional, com exceção dos aditivos, os demais agregados utilizados foram os mesmos. Considerando inclusive o mesmo tipo de cimento.



Figura 8.13: Superfície sem qualidade



Figura 8.14: Superfície com acabamento uniforme

A maior diferença foi na dosagem de cada material, onde o CAA exigiu um teor de finos e argamassa (ver Tabela 8.2), superiores ao do concreto convencional e uma maior quantidade de aditivo superplastificante, utilizando-se praticamente a mesma quantidade de água. As composições de CAA e CC aplicadas no período da pesquisa na obra estão mais bem detalhadas no capítulo seguinte e apresentadas na Tabela 8.2, conforme Seção 8.3.6 - Composições.

A definição das dosagens do concreto em laboratório foi de fundamental importância para a utilização do CAA, uma vez que possibilitou a diminuição do consumo de água ou de cimento, tornando o concreto mais eficiente.

A aplicação de CAA nas lajes da obra em lugar do CC não foi adotada pelos executores por conta de: a) grandes áreas de laje submetidas a condições ambientais adversas com exposição a temperaturas elevadas e incidência de sol e vento; b) devido à facilidade de aplicação do concreto nas lajes, a utilização do CC mostrou-se mais viável por ter menor custo de produção com vibração facilitada. Por outro lado, as

primeiras lajes onde o CAA foi aplicado apresentaram elevada ocorrência de fissuração por retração. Daí a decisão dos executores de optar pelo CC para as lajes com grandes áreas.

Quanto ao aspecto não conformidade executiva, constatou-se falhas de concretagem, identificadas tanto no CAA quanto no CC. No CC por deficiência de vibração na hora do lançamento e no CAA por fuga de nata ou perda rápida da trabalhabilidade, medida no ensaio *Slump-Flow*.

Outro problema com o uso do CAA foram os vazamentos por orifícios e também desprendimento, quer dos acessórios de forma (garras, sargentos, unhas de gato, agulhas), quer pelo próprio compensado, provocando nas estruturas o “surgimento de bicheiras”, “embuxamentos” e deformações geométricas das peças.

Como medida corretiva o processo de lançamento do CAA foi melhor planejado, sendo acompanhado pela equipe de controle tecnológico para atuar na correção da composição ou orientar formas alternativas de adensamento em casos onde o abatimento do concreto não atendia mais as condições de lançamento. As formas também foram adaptadas conforme descrito anteriormente.

8.3.5 - Constituintes

a) Cimento:

Foram utilizados os cimentos CP-IV 32 RS, cimento pozolânico (com metacaulim) aplicado nas fundações, e CP-II F 32, cimento com filer calcário aplicado na superestrutura.

b) Aditivos:

Foram empregados os aditivos do tipo plastificante VIAMIX 261R, fabricado pela VIAPOL, e SIKAMENT PF 175, fabricado pela SIKA do Brasil, bem como os aditivos do tipo superplastificante VIAFLUX 2200, da VIAPOL, e VISCOCRET 5800, da SIKA do Brasil.

c) Agregados:

Os agregados miúdos e graúdos empregados são os disponíveis no mercado. O agregado graúdo é britado, a partir de rocha granítica, fornecido por pedreira da Região Metropolitana de Recife (RMR).

O agregado miúdo utilizado é de origem quartzosa, extraída de jazida no leito do Rio Paraíba, na divisa do estado de Pernambuco com a Paraíba.

d) Água:

A água utilizada foi fornecida da estação de tratamento de água instalada no canteiro de obras. Foram coletadas amostras mensais para análise e acompanhamento das características necessárias para liberação do uso em concreto.

8.3.6 - Composições

Apresentamos a seguir as composições mais utilizadas no período destacado pela pesquisa no canteiro da obra, entre os meses de maio a julho de 2012.

A apresentação segue o formato planilha, contendo as seguintes informações:

- Identificação da composição;
- Data da emissão;
- Resistência característica mínima;
- Abatimento (slump) para CC e espalhamento para CAA;
- Tipo do concreto: concreto convencional bombeável ou concreto auto-adensável;
- Tipo do cimento utilizado;
- Quantidades utilizadas dos constituintes: cimento, areia, brita, água e aditivos;
- Elementos estruturais onde cada uma das composições deva ser utilizada.

Tabela 8.3 – Principais composições aplicadas entre os meses de maio a julho de 2012.

PRINCIPAIS COMPOSIÇÕES DE CONCRETO COM CIMENTO CPIV E CPII APLICADAS NO PERÍODO ENTRE MAIO E JULHO/2012					
	COMPOSIÇÃO				
	Concreto Auto-Adensável (CAA)			Concreto Convencional (CC)	
	CAA - 009	CAA - 017	CAA - 024	CC - 012	CC - 019
Data de emissão	16/03/2012	29/03/2012	29/05/2012	16/03/2012	29/03/2012
Resistência fck (MPa)	40	40	40	40	40
Espalhamento ou abatimento (mm)	> 700	> 700	> 700	140+/-20	140+/-20
Tipo do cimento	CP-II F 32	CP-IV 32 RS	CP-II F 32	CP-II F 32	CP-IV 32 RS
Consumo cimento (kg/m³)	499	525	532	451	476
Consumo areia (kg/m³)	856	778	732	815	681
Consumo brita 19mm (kg/m³)	830	798	0	917	946
Consumo brita 12,5mm (kg/m³)	0	0	778	0	0
Consumo água (l/m³)	199	236	215	180	214
Relação (a/c)	0,40	0,45	0,40	0,40	0,45
Tipo do aditivo	SIKAMENT PF 175	VIAMIX 261R		SIKAMENT PF 175	VIAMIX 261R
	VISCOCRET 5800	VIAFLUX 2200	VISCOCRET 5800	VISCOCRET 5800	VIAFLUX 2200
Consumo do aditivo (l/m³)	2,99	4,198		2,71	3,81
	4,49	5,25	3,759	1,804	1,904
Aplicações	Paredes e Pilares	Paredes e Pilares	Pré-moldados	Vigas	Vigas e fundações

A Tabela 8.3 apresenta as principais composições aplicadas para o CAA e o CC utilizados na Arena Pernambuco no período da pesquisa de campo, entre os meses de maio a julho de 2012.

O consumo de cimento nas composições CAA-009 e CAA-017 foi devido a necessidades específicas de lançamento do concreto fresco em elementos estruturais paredes e pilares. No caso da composição CAA-024 a aplicação nos elementos pré-moldados exigiu utilização de brita 12, menor relação água/cimento por conta da desforma com 24 horas da concretagem e exigência de resistência inicial mais elevada.

Apresenta-se a seguir na Figura 8.15, a representação gráfica das composições mais representativas para aplicação na obra, CAA-009 e CC-012.

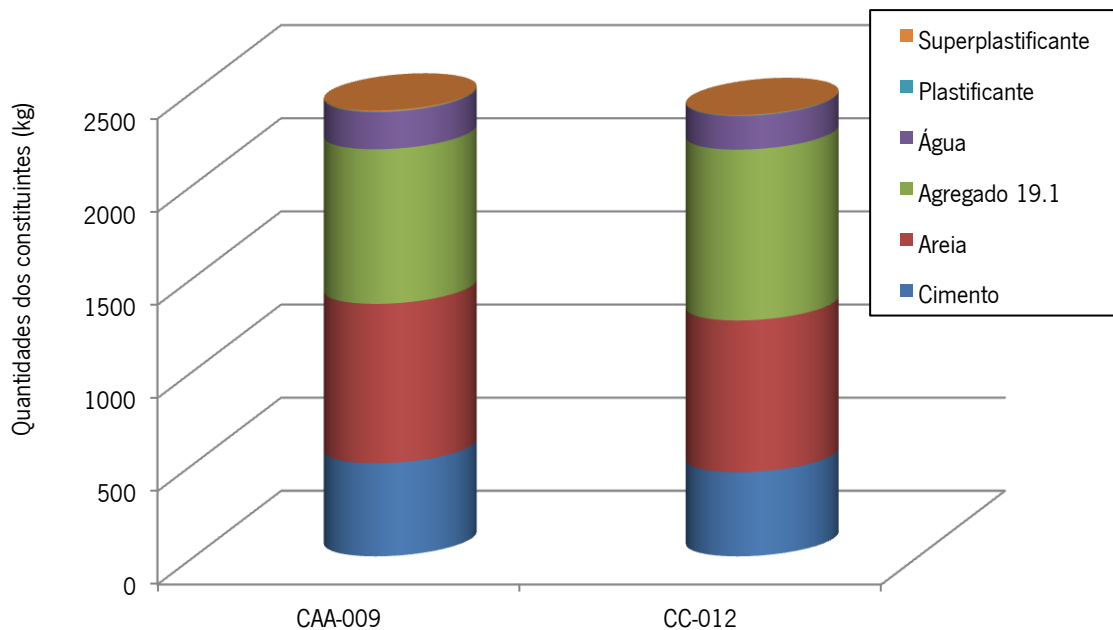


Figura 8.15 – Composições de CAA e CC para ensaios com concreto endurecido.

8.4 – APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

8.4.1 – Introdução

A pesquisa se desenvolveu em duas etapas. Na primeira etapa, pesquisou-se o banco de dados dos resultados do controle tecnológico de cinco composições mais representativas dos concretos aplicados no período referido, três de CAA e duas de CC, conforme a Tabela 8.3. Foram obtidas as seguintes informações que estão apresentadas adiante na Tabela 8.6. Para o concreto fresco: a) Espalhamento (*slump flow*) para o CAA; b) Abatimento (*slump*) para o CC; c) Temperaturas, inicial na central de concreto e final no lançamento-bomba, para CAA e CC; d) Resistência à compressão, aos 7 e aos 28 dias, para CAA e CC.

Na segunda etapa, com objetivo de aprofundar os estudos para melhor conhecimento do comportamento do CAA e do CC em uma obra em escala real, obteve-se amostras de duas composições representativas, uma para CAA e outra para CC. Essas amostras foram coletadas diretamente dos concretos que foram aplicados na obra, ou seja, da mesma mistura. Parte das amostras de CAA e CC foram armazenadas em condições de laboratório, e parte das amostras de CAA e CC foram obtidas através de extração do concreto endurecido nas mesmas condições ambientais do concreto aplicado na estrutura da obra da Arena. Nessa segunda etapa foram realizados ensaios de resistência à compressão e de durabilidade, de forma similar aos ensaios aplicados na etapa de pesquisa em laboratório.

Dessa forma, foi possível comparar resultados de resistência à compressão e de durabilidade entre os concretos CAA e CC, assim como entre os concretos aplicados na pesquisa em laboratório, Capítulos 5, 6 e 7, e os concretos aplicados na obra da Arena Pernambuco, em escala real.

8.4.2 – Resultados coletados dos ensaios aplicados ao concreto fresco e de resistência à compressão para o concreto endurecido. 1ª etapa, pesquisa do banco de dados

Conforme pode ser observado na Tabela 8.4, nos meses de maio, junho e julho de 2012, foi aplicado volume total de 6.044,50 m³ de CAA, 41,20%, e 8.630,95 m³ de CC, 58,80%, totalizando 14.675,45 m³ de concreto aplicado na obra, considerando apenas as composições em estudo.

Tabela 8.4 – Volumes de CAA e CC aplicados entre os meses de maio a julho de 2012.

Composição	Volumes (m ³)			Volume total	Percentual (%)
	Maio 2012	Junho 2012	Julho 2012		
CAA - 009	648,50	800,00	526,50	1.975,00	13,40
CAA - 011	651,50	52,00	84,00	787,50	5,40
CAA - 017	481,00	353,00	250,00	1.084,00	7,40
CAA - 024	52,50	1.079,50	1.066,00	2.198,00	15,00
CC - 012	2.548,55	1.931,00	1.626,00	6.105,55	41,60
CC - 019	253,00	1.192,40	1.080,00	2.525,40	17,20
Volume total	4.635,05	5.407,90	4.632,50	14.675,45	100,00

A temperatura ambiente local apresentou as seguintes medições, conforme apresentado na Tabela 8.5, para os meses de janeiro a novembro de 2012, segundo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) (2015).

Tabela 8.5 – Temperaturas médias mensais ao longo do ano de 2012.

Médias e registros mensais no Recife-PE, Brasil											
	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov
Máximas	30°C	30°C	30°C	29°C	29°C	28°C	27°C	27°C	28°C	29°C	30°C
Mínimas	22°C	22°C	22°C	22°C	22°C	21°C	21°C	21°C	21°C	21°C	22°C
Médias	26°C	27°C	26°C	26°C	26°C	25°C	24°C	24°C	24°C	25°C	26°C

Para as análises apresentadas, adotou-se numeração específica para cada uma das composições aplicadas, conforme apresentado na Tabela 8.6 a seguir.

Tabela 8.6 – Numeração das composições e quantidades de resultados computados.

Composição	Tipo do concreto	Número de resultados computados
CAA - 009	Concreto auto-adensável	198
CAA - 017	Concreto auto-adensável	86
CAA - 024	Concreto auto-adensável	186
CC - 012	Concreto convencional	465
CC - 019	Concreto convencional	252

Apresenta-se a seguir, na Tabela 8.7, os seguintes resultados considerando-se separadamente as composições utilizadas:

- Temperaturas do concreto: inicial e final, quando do término do lançamento do concreto fresco;
- Espalhamento para CAA e abatimento (slump) para CC;
- Resistência à compressão do concreto aos sete dias e aos 28 dias de idade.

Tabela 8.7 – Resultados para as cinco composições mais aplicadas na obra.

Mês	Nº. CPs	Temperaturas (°C)		Espalha- mento (mm)	Sete dias		28 dias	
		Inicial (Central de concreto)	Final (Lançament. – Bomba)		Resistência (MPa)	Média	Resist. (MPa)	Média
Composição: CAA - 009								
Maio	27	34,4	33,8	700	44,1	40,0	48,5	50,0
Junho	90	32,8	33,1	702	38,1		49,5	
Julho	81	32,1	32,8	705	40,7		51,0	
Composição: CAA - 017								
Maio	22	34,2	35,0	699	45,4	39,4	50,1	49,8
Junho	30	33,1	33,9	703	36,6		49,1	
Julho	34	31,8	31,9	706	37,8		50,3	
Composição: CAA - 024								
Maio	01	35,6	-	750	37,3	41,6	42,2	50,5
Junho	24	31,5	33,7	710	40,1		49,7	
Julho	161	30,2	-	730	41,9		50,7	
Composição: CC - 012								
Maio	78	33,9	37,3	159	43,1	38,7	49,0	48,6
Junho	152	32,4	32,7	160	36,5		47,5	
Julho	235	31,4	31,6	158	38,8		49,2	
Composição: CC - 019								
Maio	04	34,9	-	158	40,5	34,2	52,4	47,5
Junho	95	32,0	32,2	158	32,1		46,1	
Julho	153	30,8	31,2	157	35,3		48,2	

A Tabela 8.7 foi elaborada a partir de informações obtidas no canteiro da obra para o projeto de pesquisa nos meses de maio a julho de 2012, tendo sido estabelecida para 05 (cinco) das 11 composições utilizadas, contendo todos os resultados de cada uma das amostras selecionadas.

Tomando-se por base os resultados apontados, obtêm-se os valores médios de cada um dos grupos de resultados e indica-se o número de amostras consideradas a partir do que foi efetivamente anotado no campo.

8.4.3 – Análise estatística dos resultados obtidos de resistência à compressão

Apresenta-se a seguir a Tabela 8.8 com o quadro resumo dos resultados analíticos médios obtidos para as cinco composições consideradas nas idades de sete e 28 dias.

Três composições para concreto auto-adensável - CAA: CAA-009; CAA-017; CAA-024; e duas composições para concreto convencional vibrado – CC: CC-012; CC-019.

Tabela 8.8 – Quadro resumo dos resultados analíticos obtidos.

Item Nº	Composição*Dias; <i>Weighted Means</i> (Final modificado.sta) <i>Current effect.</i> F(4,2364)=15.597, p=.00000 <i>Effective hypothesis decomposition</i> <i>Exclude cases.</i> 1327:1366,2415:2422							
	Composi- ção	Dias	Resistência Mean	Resistência Std.Err.	Resistência -95.00%	Resistência +95.00%	N	Coef. Variação(%)
1	CAA-009	07	39.99	0.3604	39.38	40.70	198	0.9013
2	CAA-009	28	49.96	0.3333	49.31	50.62	198	0.6671
3	CC-012	07	38.73	0.2306	38.28	39.19	465	0.5954
4	CC-012	28	48.60	0.1862	48.24	48.97	465	0.3830
5	CAA-017	07	39.36	0.6604	38.05	40.67	86	1.6779
6	CAA-017	28	49.82	0.4956	48.83	50.80	86	0.9948
7	CC-019	07	34.17	0.3080	33.56	34.77	252	0.9014
8	CC-019	28	47.46	0.2524	46.97	47.96	252	0.5318
9	CAA-024	07	41.62	0.3195	40.99	42.25	186	0.7676
10	CAA-024	28	50.54	0.3347	49.88	51.20	186	0.6623

Foi realizado o teste *Two-Way Anova*, considerando-se *Composição* e *Dias* como os dois fatores e a *Resistência* como a variável de resposta. Com um nível de significância de 5%, verificou-se que, globalmente, existem diferenças estatisticamente significativas entre as composições e entre os dias. Como esperado, o período de 28 dias provocou um aumento estatisticamente significativo, em relação à idade de sete dias, na resistência de todas as composições.

O teste LSD (*Least Significant Difference*, Teste de Fisher) foi usado para identificar individualmente os pares de médias que são estatisticamente diferentes (valor $p \leq 0,05$). O quadro a seguir mostra que as composições CAA-009 e CAA-017 são estatisticamente iguais para as duas idades analisadas. Os resultados eram esperados, inclusive a maior resistência aos sete dias da composição CAA-009 por conta do uso do cimento CP-II F3 32 em relação à composição CAA-017 que utilizou cimento CP-IV 32 RS.

Já a composição CAA-024 foi diferente das composições CAA-009 e CAA-017 para sete dias, mas igual para a idade de 28 dias. Essa composição teve características específicas para atendimento às necessidades executivas dos elementos pré-moldados, degraus das arquibancadas, onde se utilizou brita de 12,5mm, em lugar de brita 19,0mm como nas demais composições. Também, necessitava-se de resistência inicial mais elevada, apesar do f_{ck} ter o mesmo valor de 40 MPa. A relação água/cimento foi mais baixa em relação às outras composições, bem como foi percebido maior incorporação de ar no concreto. A operação executiva necessitava desformar e movimentar os elementos estruturais com 12 horas de concretado, assim como efetuar suas montagens com 48 horas, atendendo a resistência final aos 28 dias na mesma proporção das demais composições.

As composições CC-012 e CC-019 são diferentes entre si e entre as composições de CAA para as duas idades, 7 e 28 dias, conforme mostrado na Tabela 8.9. As diferenças entre os cimentos utilizados e os aditivos, explicam em parte as variações, porém, verifica-se que aos 28 dias os resultados se aproximam e atendem ao esperado.

Tabela 8.9 – Comparação entre os resultados para as diferentes composições.

Composição	Idade (dias)	Composição				
		CAA-009	CAA-017	CAA-024	CC-012	CC-019
CAA-009	07		Iguais	Diferentes	Diferentes	Diferentes
	28		Iguais	Iguais	Diferentes	Diferentes
CAA-017	07	Iguais		Diferentes	Iguais	Diferentes
	28	Iguais		Iguais	Diferentes	Diferentes
CAA-024	07	Diferentes	Diferentes		Diferentes	Diferentes
	28	Iguais	Iguais		Diferentes	Diferentes
CC-012	07	Diferentes	Iguais	Diferentes		Diferentes
	28	Diferentes	Diferentes	Diferentes		Diferentes
CC-019	07	Diferentes	Diferentes	Diferentes	Diferentes	
	28	Diferentes	Diferentes	Diferentes	Diferentes	

Embora tenha sido usado um teste estatístico de comparação de médias, o bom senso deve sempre prevalecer. O resultado desse teste é função do número de amostras que tenhamos para cada composição. Esse número foi bem diferente entre as cinco composições usadas aqui, conforme mostrado na Tabela 8.6. Considerando-se apenas as 86 primeiras amostras de todas as composições, o resultado muda muito pouco, reforçando o comentário feito a seguir.

Assim, analisando-se a Figura 8.16, gráfico da resistência *versus* composição para sete e 28 dias de fabricação (as barras são referentes aos intervalos de confiança de 95%), percebe-se que na realidade as composições CAA apresentam valores similares entre si e que as composições CC são diferentes entre si e diferentes das composições CAA. As composições CAA apresentaram maiores resistências em relação

às composições CC para as duas idades avaliadas. Essas diferenças são sempre maiores para sete dias, sendo atenuadas para 28 dias.

A tendência constatada na obra de composições similares de CAA e CC, apresentarem melhores resultados de resistência para o CAA em relação ao CC, confirma a tendência obtida preliminarmente em laboratório. A possível explicação pode ser atribuída ao fator de microestrutura mais densa no CAA em relação ao CC, para composições similares de mesmo f_{ck} e relação água/cimento. Verificou-se que os concretos com composições estabelecidas para mesmo f_{ck} de 40 MPa, porém utilizando cimentos diferentes, atingiram resultados um pouco diferentes: os concretos que utilizaram cimento CP-IV 32 RS apresentaram tendência à obtenção de resultados de resistência mais baixos aos sete dias em relação aos que utilizaram cimento CP-II F 32. Um ponto importante a se ressaltar é o baixo valor do coeficiente de variação (erro-padrão/média, expresso na Tabela 8.7), o que expressa a excelente qualidade dos resultados experimentais. As barras do intervalo de confiança, apresentadas na Figura 8.16 reforçam essa conclusão. Vale dizer que esses dados experimentais foram obtidos no local da obra, sem qualquer sofisticação existente em laboratório. Pode-se afirmar que a repetitividade dos experimentos foi excelente.

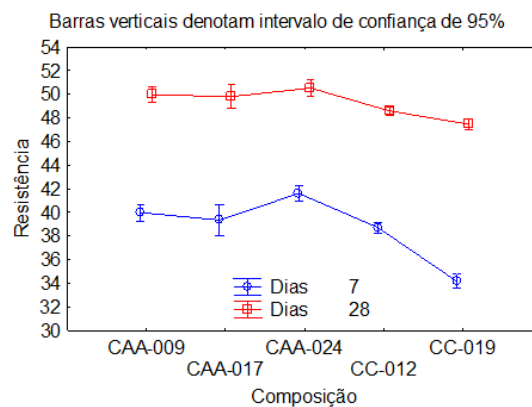


Figura 8.16 – Resistência à compressão (MPa) versus composição e dias.

A Figura 8.17, resistência *versus* composição e dias, apresenta o diagrama *Box-Plot*, diagrama de caixa, que representa outra maneira de mostrar os resultados já explicados na Figura 8.16.

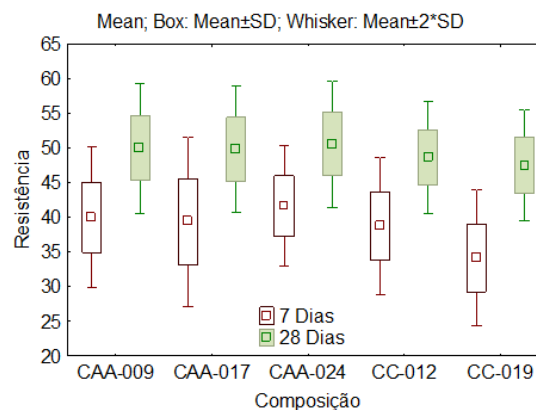


Figura 8.17 – Resistência à compressão (MPa) versus composição e dias – Diagrama Box-Plot.

8.4.4 – Resultados obtidos dos ensaios de resistência e durabilidade realizados para o concreto endurecido. 2ª etapa, pesquisa na obra em escala real

8.4.4.1 – Procedimento

Para aprofundamento dos estudos de durabilidade do CAA e do CC utilizados na obra, adotou-se a metodologia de realização de alguns dos tipos de ensaios aplicados na pesquisa (ver Capítulo 7): difusão de íons cloretos; absorção de água por capilaridade; índice de vazios. Eles foram realizados nas duas composições que tiveram maior aplicação, CAA - 009 e CC - 012, em situações que simularam condições de armazenamento e cura das amostras em laboratório e de armazenamento e cura das amostras onde se buscou reproduzir as mesmas condições atmosféricas de campo, nas quais o concreto aplicado na obra passou a ser submetido durante sua vida útil.

Para realização do estudo de durabilidade dos concretos com as amostras armazenadas e curadas em condições de laboratório, foram utilizados corpos de prova – (CP) de concreto moldados a partir das composições CAA - 009 e CC - 012, denominados por CAA_AP-CP e CC_AP-CP respectivamente. Foram moldados 25 corpos de prova de cada composição de acordo a norma NBR 5738 (2003), conforme mostrado nas Figuras 8.18 a 8.21.



Figura 8.18: Fabricação do concreto na central



Figura 8.19: Moldagem dos corpos de prova



Figura 8.20: Tanque para cura dos CPs



Figura 8.21: Tanque de água e hidróxido de cálcio

Os CPs após processo de moldagem eram conservados em área coberta do laboratório da obra em local plano e protegido, coberto com uma lona para evitar a perda de água e, 24 horas após a concretagem, eram desmoldados, quando então recebiam a identificação e eram conservados nos tanques de cura até a idade de rompimento. Por sua vez, a água desses tanques de cura recebiam hidróxido de cálcio na proporção mínima de 2g/litro de água sempre que eram lavados uma vez a cada 30 dias. A água dos tanques de cura, conforme pode ser observado nas fotografias das Figuras 8.20 e 8.21 ficava submetidas à temperatura ambiente, sem processo artificial de resfriamento ou aquecimento, em local protegido do sol e das intempéries, com temperatura média de 27°C.

Para realização do estudo de durabilidade dos concretos com as amostras armazenadas e curadas em condições onde se buscou reproduzir a mesma situação de exposição à agressividade ambiental do local, nas quais o concreto aplicado na obra passou a ser submetido durante sua vida útil, foram utilizados corpos de prova de concreto extraídos, testemunhos (TE), das composições CAA - 009 e CC - 012, denominados por CAA_AP-TE e CC_AP-TE respectivamente.

Para simulação das mesmas condições de agressividade ambiental do local da obra, foram moldadas quatro placas de concreto, sendo duas com aplicação da composição CAA - 009 e duas placas com a composição CC - 012. As placas foram moldadas com o mesmo concreto fabricado na central de concreto instalada no canteiro de obras e, após moldagem, foram mantidas em processo de cura com aplicação de manta geotêxtil tipo bidim e areia, molhadas duas vezes ao dia durante três dias consecutivos. Cada placa tinha dimensões em planta de 1.50 x 1.50 m com 0.21 m de espessura.



Figura 8.22: Placa concretada



Figura 8.23: Extração TEs



Figura 8.24: Cura úmida

Foram extraídos 25 testemunhos de cada composição, CAA e CC, de acordo com a norma NBR 7680 (2015). Cada testemunho extraído, corpo de prova, tinha dimensões de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura conforme mostrado nas Figuras 8.22 e 8.23. Os testemunhos foram extraídos com idade de 07 dias, de locais próximos ao centro das placas, mantendo uma distância maior do que 100 mm em relação às bordas das referidas placas. Após extração, os corpos de prova foram recolocados nos orifícios dos quais foram extraídos, sendo então colocada camada de areia e mantido úmido até a data de realização

dos ensaios, mantendo as condições de umidade estabelecidas na NBR 7680 (2015), conforme pode ser visualizado na Figura 8.24.

8.4.4.2 – Resistência à compressão e módulo de elasticidade

A Tabela 8.10 apresenta os resultados dos ensaios de resistência à compressão, conforme norma NBR 5739 (2007). Também, apresenta os resultados dos ensaios de módulo de elasticidade conforme norma NBR-8522 (2008). Convencionou-se chamar corpo de prova às amostras armazenadas em condições de laboratório, e testemunho às amostras armazenadas em condições simulando exposição à agressividade ambiental do local. A idade das amostras quando da realização dos ensaios foi de 33 dias. f_{ck} = resistência à compressão e E_{ci} = módulo de elasticidade.

Tabela 8.10 – Resultados de resistência à compressão e módulo de elasticidade.

Nº amostra	Tipo	Composição	f_{ck} (MPa)	Médias	E_{ci} (GPa)	Médias
1	CAA_AP-CP	CAA-009	64,32	62,58 ± 1,72	-	41,1 ± 0,866
2			61,30		-	
3			61,74		42,1	
4			60,97		40,6	
5			64,55		40,6	
6	CAA_AP-TE	CAA-009	67,55	63,14 ± 3,22	-	39,9 ± 1,17
7			63,01		-	
8			59,90		40,9	
9			62,08		40,1	
10			63,16		38,6	
11	CC_AP-CP	CC-012	59,46	57,42 ± 1,69	-	38,2 ± 1,31
12			57,74		-	
13			56,83		39,7	
14			58,17		37,6	
15			54,92		37,3	
16	CC_AP-TE	CC-012	51,77	56,73 ± 3,65	-	39,4 ± 2,32
17			58,83		36,9	
18			59,73		41,5	
19			56,59		39,7	

Usando a abordagem de Two-Way Anova e nível de significância de 5%, verificou-se que não há diferença estatisticamente significativa entre o tipo de amostra (corpo de prova/testemunho), mas há em relação à composição. As Figuras 8.25 e 8.26 a seguir ilustram isso. A barra se refere ao intervalo de confiança de 95%. Vale frisar que todos os coeficientes de variação dos dados experimentais foram menores do que 10%.

As Figuras 8.25 e 8.26 apresentam o gráfico box-plot para as variáveis f_{ck} e E_{ci} , em que se pode visualizar melhor a influência da composição e a independência do tipo de amostra (corpo de prova ou testemunho).

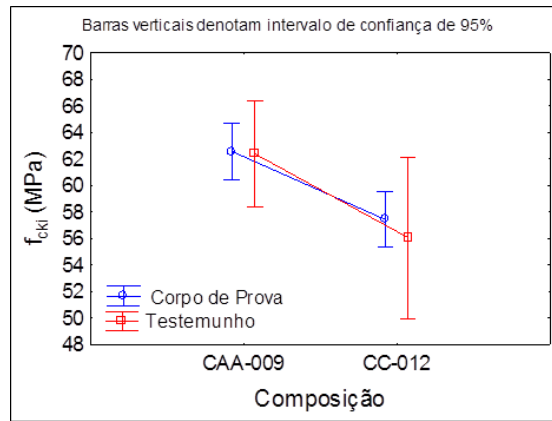


Figura 8.25 – Resultados de f_{ck} em função da composição e do tipo de amostra

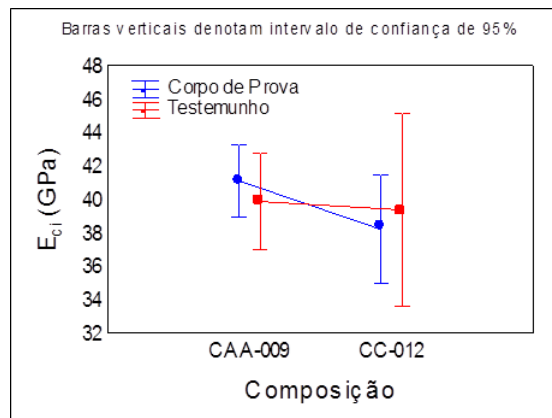


Figura 8.26 – Resultados de E_{ci} em função da composição e do tipo de amostra

Conforme pode ser constatado na Tabela 8.10, a máxima diferença das resistências entre corpos de prova e testemunhos foi da ordem de 1,2%, o que demonstra não haver relevância na diferença de comportamento entre a cura dos exemplares em condições e laboratório e em condições que simulam a cura de campo, pelo menos nas idades iniciais do concreto, seja CAA ou CC. Para o módulo de elasticidade, observou-se o mesmo comportamento que para a resistência à compressão, apenas com a máxima diferença entre os resultados de corpos de prova e testemunhos aumentando para valor da ordem de 3,1%. Assim, os resultados apresentam-se compatíveis com diferenças pouco representativas e dentro da margem de variação dos ensaios.

Para melhor visualização do comparativo entre o comportamento de CAA e CC, nos ensaios de resistência em laboratório de pesquisa e no canteiro da obra da Arena Pernambuco, para composições similares de CAA e CC, onde as maiores diferenças foram na relação água/cimento, 0,45 nas composições aplicadas nos laboratórios de pesquisa e 0,40 nas composições aplicadas nos laboratórios do canteiro da obra da Arena Pernambuco, apresenta-se a Figura 8.27. Ela permite visualizar todos os resultados apresentados nas Tabelas 7.2, 8.6 e 8.9, nas idades dos concretos de 3 a 90 dias. Tem-se então que CAA_Lab-AP e CC_Lab-AP representam os resultados para todas as composições de CAA e CC, respectivamente,

aplicadas nos ensaios feitos em laboratório de pesquisa e nos ensaios feitos no laboratório do canteiro da obra da Arena Pernambuco, corpos-de-prova e testemunhos. Observou-se que o comportamento do CAA foi superior ao do CC desde as primeiras idades, no caso 3 dias, com linha de tendência apontando melhoria desse comportamento ao longo do tempo.

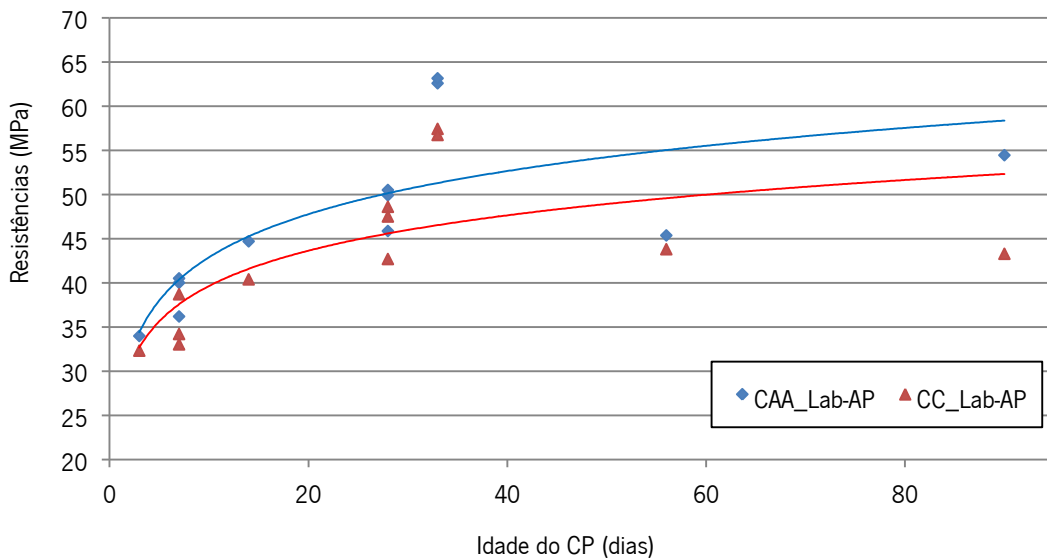


Figura 8.27: Representação gráfica dos resultados de resistência à compressão.

8.4.4.3 - Durabilidade – Difusão de íons cloreto

Apresenta-se a seguir, através da Tabela 8.11, os resultados dos ensaios de difusão de íons cloreto para três amostras de CAA e três amostras de CC, através de corpo de prova e testemunho, na idade de 60 dias, contendo ainda a identificação de cada uma das amostras ensaiadas e o resultado (C) que representa a carga média passante em Coulombs.

Tabela 8.11: Resultados dos ensaios de difusão de íons cloreto

Concreto	Amostra	Carga média passante - Coulombs (C)	Classificação ASTM C1202
CAA	CAA_AP-CP	1665	Baixa
	CAA_AP-TE	2040	Moderada
CC	CC_AP-CP	2585	Moderada
	CC_AP-TE	2940	Moderada

A Figura 8.28 apresenta em forma de gráficos os resultados dos ensaios de difusão de íons cloreto, conforme a Tabela 8.11, corpos de prova e testemunhos de CAA e CC, na idade de 60 dias.

O método adotado ASTM C – 1202 (1994), apresenta faixas classificatórias para os resultados obtidos a partir das medições efetuadas, através da aplicação dos ensaios, da carga passante em Coulombs (C). Para (C) entre 1000 e 2000, a classificação para penetração dos íons cloreto é baixa, e para (C) entre 2000 e 4000, a classificação para penetração dos íons cloreto é moderada (ver Tabela 7.5).

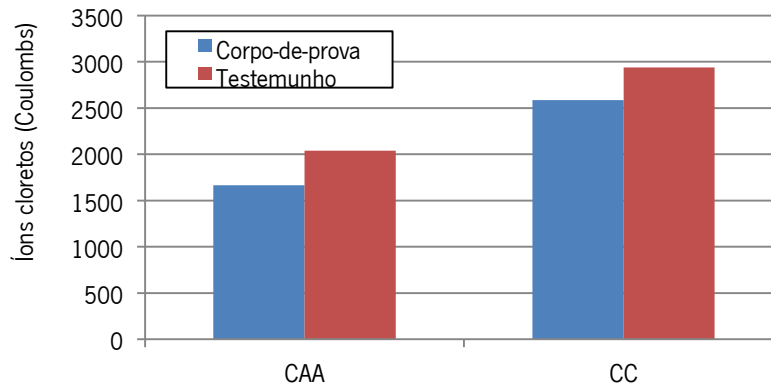


Figura 8.28: Representação gráfica difusão de íons cloreto, apresentado na Tabela 8.11.

As amostras com as composições adotadas na pesquisa, todas armazenadas em condições de laboratório, apresentaram classificação de *muito baixa* para CAA e *baixa* para CC, tanto para os 28 dias quanto para os 90 dias, para a carga média passante em Coulombs (C) (ver Tabela 7.6 na Seção 7.3.1.2), o que permite estabelecer desempenho um pouco superior do CAA em relação ao CC. No caso dos ensaios realizados no laboratório do canteiro da obra, observou-se que tanto os CPs quanto os TEs de CAA apresentaram melhor desempenho que os CPs e TEs de CC. Assim, os ensaios de difusão de íons cloreto demonstraram que, nas diversas condições em que foram realizados os ensaios, o desempenho específico de durabilidade do CAA foi superior ao CC.

8.4.4.4 – Durabilidade – Absorção de água por capilaridade

Apresentam-se a seguir, através da Tabela 8.12, os resultados dos ensaios de absorção de água por capilaridade, expressos em g/cm^2 , para três amostras de CAA e três amostras de CC, através de corpo de prova - CP e testemunho - TE, na idade de 35 dias para o início dos ensaios, contendo ainda a identificação de cada uma das amostras ensaiadas. Os resultados foram obtidos dividindo-se o aumento de massa em cada intervalo de tempo considerado pela área da seção do corpo de prova. Na Tabela 8.12 estão indicados os resultados das medições do aumento de massa e os cálculos da absorção por capilaridade para CAA e CC, para CP e TE.

A Figura 8.29 apresenta em forma de gráfico os resultados dos valores médios encontrados, conforme a Tabela 8.12, para a idade de 35 dias, com medições após início, com 03, 06, 24, 48 e 72 horas de ensaio, para amostras de CAA e CC. Na abcissa (x) está indicada a raiz quadrada dos tempos de 03, 06, 24, 48 e 72 horas. Na ordenada (y) foram plotados os resultados apresentados na Tabela 8.11, em g/cm^2 , para CAA e CC aos 35 dias.

O gráfico apresentado na Figura 8.30 a seguir, mostra os valores da absorção de água C, em g/cm² para CAA_AP-CP, CC_AP-CP, CAA_AP-TE e CC_AP-TE, para os tempos de ensaio de 3 e 6 horas, na idade de 35 dias, para o cálculo do coeficiente de absorção de água por capilaridade, em g/m²/(min^{0.5}).

Tabela 8.12: Resultados dos ensaios de absorção de água por capilaridade.

Hora	Leituras CAA		Absorção de água (g/cm ²)		Leituras CC		Absorção de água (g/cm ²)	
	Amostra	Peso (g)	Indiv.	Média	Amostra	Peso (g)	Indiv.	Média
Corpo de prova - CP								
Início	CAA-01	3750	0,000	0,000	CC-01	3635	0,000	0,000
	CAA-02	3755	0,000		CC-02	3510	0,000	
	CAA-03	3735	0,000		CC-03	3605	0,000	
03 h	CAA-01	3765	0,212	0,226	CC-01	3655	0,198	0,233
	CAA-02	3775	0,255		CC-02	3530	0,255	
	CAA-03	3755	0,211		CC-03	3620	0,246	
06 h	CAA-01	3770	0,272	0,287	CC-01	3660	0,278	0,297
	CAA-02	3780	0,318		CC-02	3535	0,318	
	CAA-03	3760	0,271		CC-03	3625	0,295	
24 h	CAA-01	3775	0,318	0,361	CC-01	3665	0,382	0,382
	CAA-02	3785	0,382		CC-02	3545	0,446	
	CAA-03	3765	0,382		CC-03	3630	0,318	
48 h	CAA-01	3780	0,349	0,382	CC-01	3665	0,384	0,403
	CAA-02	3785	0,404		CC-02	3545	0,446	
	CAA-03	3765	0,393		CC-03	3635	0,378	
72 h	CAA-01	3780	0,382	0,424	CC-01	3670	0,446	0,446
	CAA-02	3790	0,450		CC-02	3550	0,509	
	CAA-03	3770	0,442		CC-03	3635	0,382	
Testemunho - TE								
Início	CAA-01	4065	0.000	0,000	CC-01	3820	0.000	0,000
	CAA-02	3870	0.000		CC-02	3865	0.000	
	CAA-03	4070	0.000		CC-03	4145	0.000	
03 h	CAA-01	4075	0,219	0,234	CC-01	3835	0,198	0,239
	CAA-02	3885	0,249		CC-02	3880	0,264	
	CAA-03	4085	0,234		CC-03	4155	0,255	
06 h	CAA-01	4080	0,280	0,298	CC-01	3840	0,296	0,304
	CAA-02	3885	0,328		CC-02	3880	0,318	
	CAA-03	4090	0,286		CC-03	4155	0,298	
24 h	CAA-01	4090	0,357	0,380	CC-01	3855	0,365	0,382
	CAA-02	3895	0,399		CC-02	3895	0,405	
	CAA-03	4095	0,384		CC-03	4160	0,376	
48 h	CAA-01	4095	0,382	0,403	CC-01	3870	0,418	0,509
	CAA-02	3900	0,438		CC-02	3910	0,573	
	CAA-03	4105	0,390		CC-03	4170	0,536	
72 h	CAA-01	4100	0,448	0,467	CC-01	3875	0,504	0,573
	CAA-02	3905	0,504		CC-02	3915	0,700	
	CAA-03	4110	0,449		CC-03	4175	0,515	

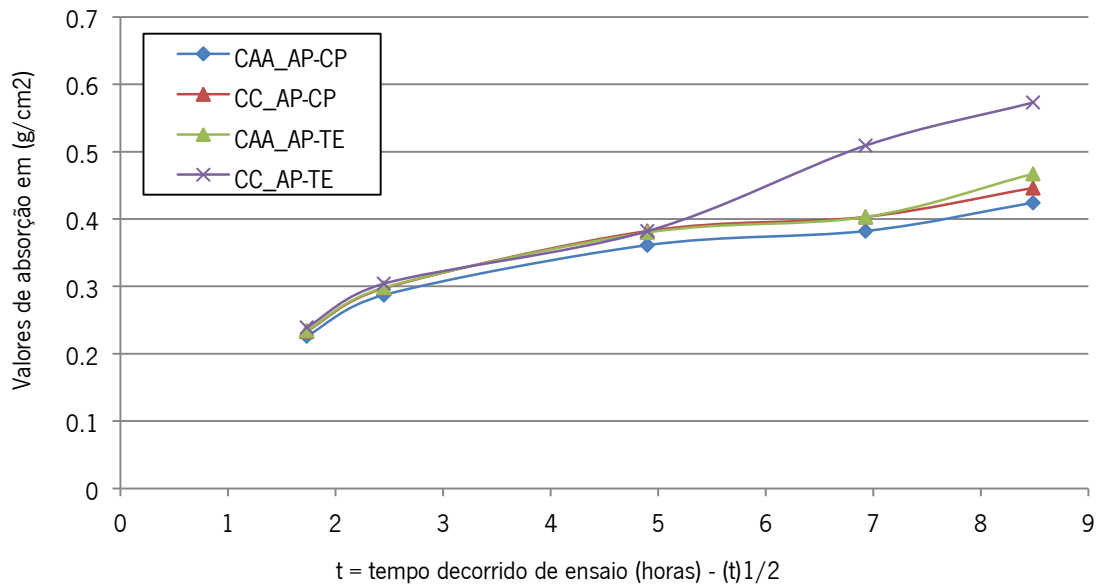


Figura 8.29: Representação gráfica dos resultados apresentados na Tabela 8.11.

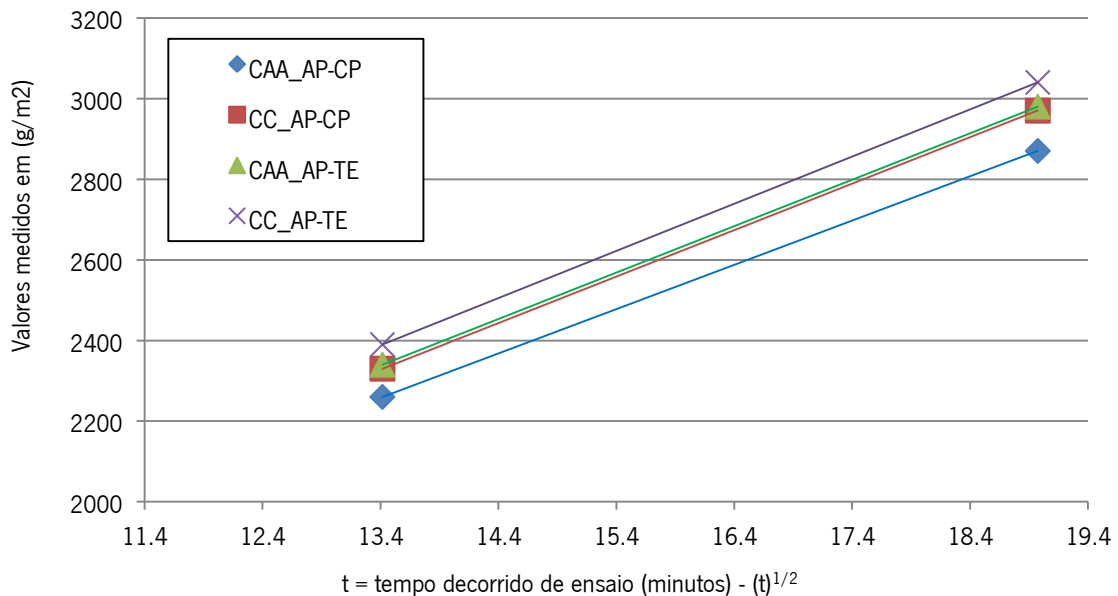


Figura 8.30: Representação gráfica dos resultados de C nos tempos de $(180\text{min})^{1/2}$ e $(360\text{min})^{1/2}$.

Foi então estabelecida a linha de tendência para cada concreto na idade de 35 dias, nos seguintes tempos de ensaios de 3 horas e 6 horas. Verificou-se a declividade de cada uma dessas linhas em relação ao eixo horizontal para calcular o coeficiente de absorção de água por capilaridade, em percentual (x100). Os resultados estão apresentados na Tabela 8.13 abaixo.

Tabela 8.13: Resultados do cálculo do coeficiente de absorção de água por capilaridade.

Variável (idade = 35 dias)	CAA_AP-CP	CC_AP-CP	CAA_AP-TE	CC_AP-TE
Coeficiente de absorção de água por capilaridade	109,8	115,2	115,2	117,0

Verificou-se comportamento similar de expectativa de durabilidade do CAA e do CC quando foram comparados os resultados obtidos, com pequena variação entre eles. Assim, pelos resultados dos ensaios de absorção de água por capilaridade, pode-se estabelecer que o desempenho entre CAA e CC foi similar sem comprometimento de desempenho do CAA comparativamente ao CC.

O mesmo pode ser considerado quando se verificou os resultados de absorção de água por capilaridade para os corpos de prova – CP e os testemunhos – TE. As amostras armazenadas em condições de laboratório tiveram desempenho ligeiramente superior às amostras armazenadas em condições que simularam a real exposição à agressividade do ambiente onde a obra foi construída.

Os resultados do coeficiente de absorção de água por capilaridade quando aplicados os ensaios com as composições adotadas na pesquisa (ver Tabela 7.8 e Figura 7.13), com as amostras armazenadas em condições de laboratório, apresentaram-se compatíveis para os corpos de prova e os testemunhos obtidos na obra da Arena Pernambuco, conforme a Tabela 8.12 e Figura 8.29 apresentados acima. Ressalte-se que os ensaios em laboratório de pesquisa foram realizados nas idades de 28 e 90 dias, enquanto que os ensaios no canteiro da obra Arena Pernambuco foram realizados aos 35 dias. Mesmo não sendo o caso de comparativo direto, verificou-se que não há diferença relevante no desempenho de durabilidade dos concretos aplicados na pesquisa, dos concretos aplicados na obra em escala real, levando-se em conta a aferição de durabilidade através de ensaios de absorção de água por capilaridade, bem como nas diferentes condições de armazenamento e cura dos corpos-de-prova e testemunhos.

Para melhor visualização do comparativo entre o comportamento de CAA e CC, nos ensaios de absorção de água por capilaridade em laboratório de pesquisa e no canteiro da obra da Arena Pernambuco, para composições similares de CAA e CC, onde as maiores diferenças foram na relação água/cimento, 0,45 nas composições aplicadas nos laboratórios de pesquisa e 0,40 nas composições aplicadas nos laboratórios do canteiro da obra da Arena Pernambuco, apresenta-se a Figura 8.31. Ela permite visualizar todos os resultados apresentados nas Tabelas 7.8 e 8.13, nas idades dos concretos de 28, 35 e 90 dias. Tem-se então que CAA_Lab-AP e CC_Lab-AP representam os resultados para todas as composições de CAA e CC, respectivamente, aplicadas nos ensaios feitos em laboratório de pesquisa e nos ensaios feitos no laboratório do canteiro da obra da Arena Pernambuco, corpos-de-prova e testemunhos. Observou-se que o comportamento do CAA foi superior ao do CC desde as primeiras idades, no caso 28 dias, com linha de tendência apontando melhoria desse comportamento ao longo do tempo, assim como diminuição do coeficiente de absorção capilar com o tempo, tanto para CAA quanto para CC, como seria de se esperar.

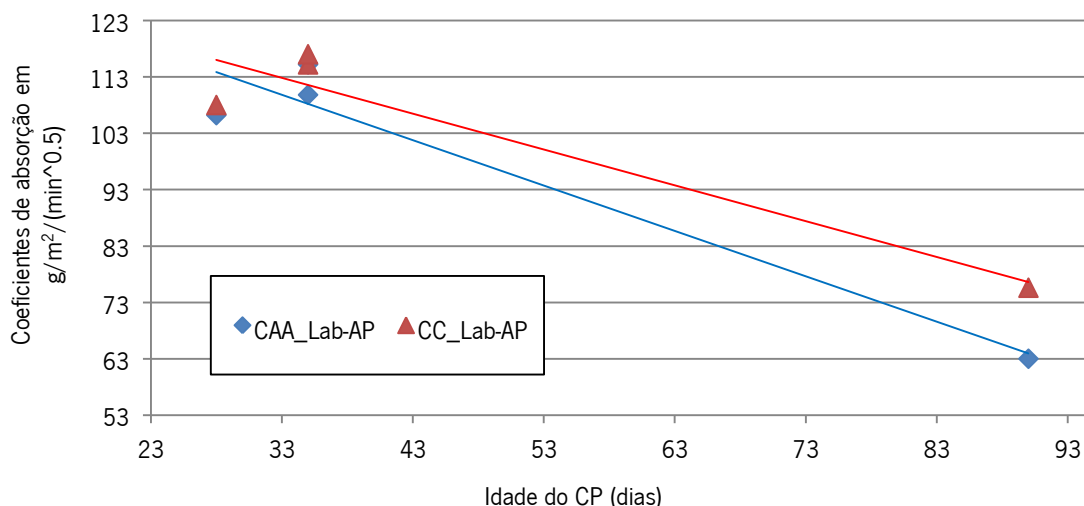


Figura 8.31: Representação gráfica dos resultados dos coeficientes de absorção em $g/m^2/(min^{0.5})$.

8.4.4.5 – Durabilidade – Índice de vazios

Apresenta-se a seguir os resultados dos ensaios para determinação do índice de vazios para o CAA e para o CC, expressos em porcentagem (%), na idade de 35 dias para o início dos ensaios, considerando-se três amostras de CAA e três amostras de CC, através de corpo de prova - CP e testemunho – TE. Inicialmente foram medidas as massas das amostras para CAA e CC e apresentadas na Tabela 8.14 adiante, onde: m_i = massa inicial medida após secagem em estufa; m_s = massa saturada após saturação; m_r = massa medida após etapa de ebulição (real).

Após os dados medidos e apresentados na Tabela 8.14, foi possível calcular a absorção de água **A** (%) para efetivação do cálculo do índice de vazios I_v , expresso em porcentagem (%) para CAA e CC, conforme apresentado na Tabela 8.15 na sequência.

Tabela 8.14: Resultados das medições de massa das amostras

Variáveis (g/cm ³)	Amostra	CAA		CC	
		Indiv.	Média	Indiv.	Média
Corpo de prova - CP					
m_i	RD-04	2.37	2.36	2.27	2.30
	RD-05	2.35		2.29	
	RD-06	2.37		2.34	
m_s	RD-04	2.47	2.47	2.36	2.39
	RD-05	2.46		2.38	
	RD-06	2.48		2.43	
m_r	RD-04	2.64	2.64	2.49	2.53
	RD-05	2.64		2.52	
	RD-06	2.66		2.58	

Tabela 8.14: Resultados das medições de massa das amostras (continuação).

Variáveis (g/cm ³)	Amostra	CAA		CC	
		Indiv.	Média	Indiv.	Média
Testemunho – TE					
m _i	RD-04	2.37	2.38	2.29	2.26
	RD-05	2.39		2.23	
	RD-06	2.38		2.26	
m _s	RD-04	2.49	2.49	2.40	2.38
	RD-05	2.50		2.36	
	RD-06	2.49		2.38	
m _r	RD-04	2.68	2.68	2.58	2.57
	RD-05	2.68		2.56	
	RD-06	2.69		2.58	

A seguir apresenta-se a Tabela 8.15 com os resultados dos cálculos do índice de vazios.

Tabela 8.15: Resultados dos cálculos do índice de vazios

Variáveis (%)	Amostra	CAA		CC	
		Indiv.	Média	Indiv.	Média
Corpo de prova - CP					
A	RD-04	4.20	4.48	3.86	3.90
	RD-05	4.66		3.83	
	RD-06	4.59		4.02	
I _v	RD-04	8.77	8.99	9.97	10.59
	RD-05	8.79		10.95	
	RD-06	9.40		10.86	
Testemunho - TE					
A	RD-04	4.83	4.72	4.96	5.41
	RD-05	4.47		5.70	
	RD-06	4.87		5.58	
I _v	RD-04	11.45	11.24	11.34	12.22
	RD-05	10.69		12.73	
	RD-06	11.58		12.59	

A Figura 8.32 apresenta em forma de gráficos os resultados dos ensaios de cálculo do índice de vazios, conforme a Tabela 8.15, corpos de prova e testemunhos de CAA e CC, na idade de 35 dias.

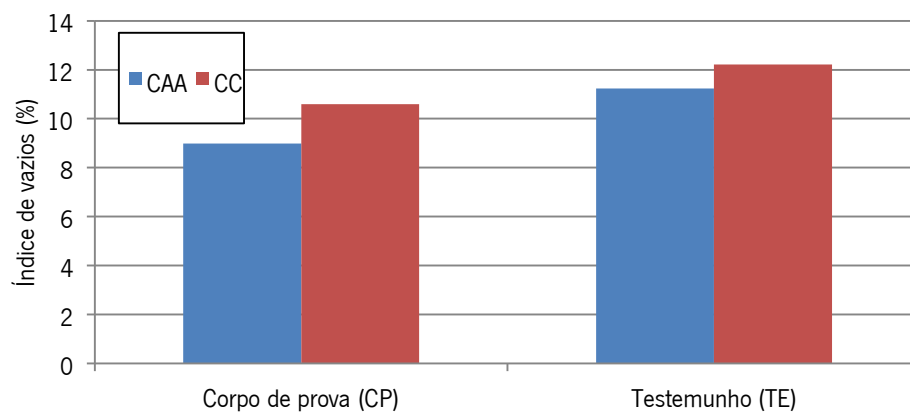


Figura 8.32: Representação gráfica índice de vazios, apresentado na Tabela 8.15.

Observou-se que os testemunhos e os corpos de prova de CAA apresentaram melhor desempenho que os de CC. Por outro lado, tanto para as amostras de CAA quanto as de CC, o desempenho dos corpos de prova foi superior ao desempenho dos testemunhos, indicando que os ensaios em amostras armazenadas em condição de laboratório apresentaram melhor desempenho que os ensaios em amostras armazenadas em condições que simulam a real exposição à agressividade do ambiente onde a obra foi construída.

Para melhor visualização do comparativo entre o comportamento de CAA e CC, nos ensaios de absorção de água por capilaridade em laboratório de pesquisa e no canteiro da obra da Arena Pernambuco, para composições similares de CAA e CC, onde as maiores diferenças foram na relação água/cimento, 0,45 nas composições aplicadas nos laboratórios de pesquisa e 0,40 nas composições aplicadas nos laboratórios do canteiro da obra da Arena Pernambuco, apresenta-se a Figura 8.33. Ela permite visualizar todos os resultados apresentados nas Tabelas 7.13 e 8.15, nas idades dos concretos de 28, 35 e 90 dias. Tem-se então que CAA_Lab-AP e CC_Lab-AP representaram os resultados para todas as composições de CAA e CC, respectivamente, aplicadas nos ensaios feitos em laboratório de pesquisa e nos ensaios feitos no laboratório do canteiro da obra da Arena Pernambuco, corpos-de-prova e testemunhos. Observou-se que o comportamento do CAA foi superior ao do CC desde as primeiras idades, no caso 28 dias, com linha de tendência apontando pequena melhoria desse comportamento ao longo do tempo, assim como diminuição do índice de vazios com o tempo, tanto para CAA quanto para CC, como seria de se esperar.

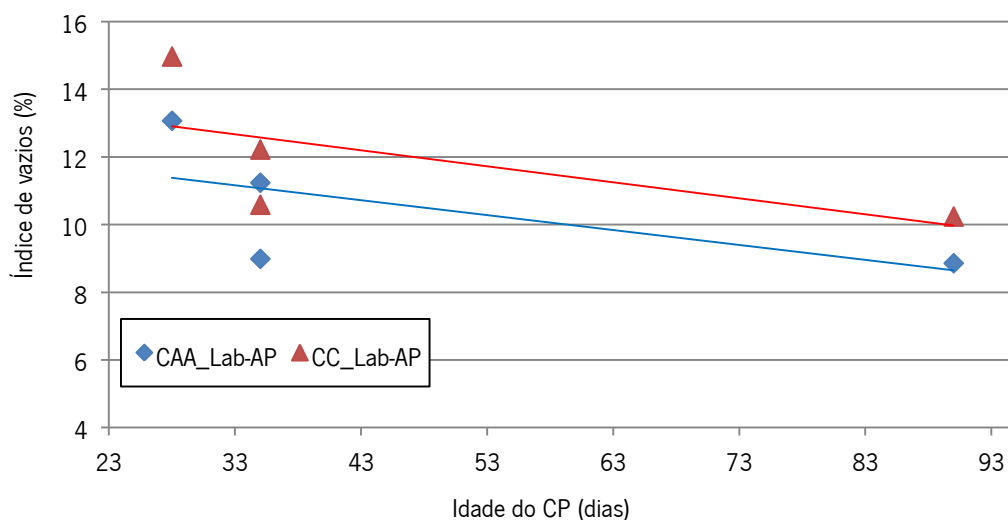


Figura 8.33: Representação gráfica dos resultados dos índices de vazios.

8.5 – COMENTÁRIOS E CONCLUSÕES

A pesquisa aplicada em campo foi realizada com a obra em pleno ritmo de desenvolvimento, onde no período estudado foi aplicado o total aproximado de 15.000 m³ de concreto, cerca de 26% do volume total de concreto previsto para todo o empreendimento, sendo 40% de CAA e 60% de CC, o que disponibilizou

dados que permitiu boa análise comparativa de desempenho entre os dois tipos de concreto, conforme demonstrado ao longo do presente capítulo.

Os executores da obra optaram pela aplicação compartilhada de CAA e CC, sem ter havido recomendação específica dos projetistas. Procurou atender às necessidades de lançamento e adensamento do concreto nas estruturas, considerando principalmente a densidade de armação em algumas áreas, altura elevada para única etapa de concretagem e elementos estruturais com geometria que dificultava a aplicação do concreto vibrado convencional.

Os elementos estruturais executados com CAA foram peças pré-moldadas das arquibancadas a exemplo de vigas jacarés e degraus, bem como pilares em geral e de sustentação da cobertura, paredes de reservatórios, paredes das rampas de acesso e paredes de arrimo. As vigas convencionais e as lajes foram concretadas utilizando-se CC.

Tempo e manutenção de lançamento para o CAA foi o maior desafio encontrado pelos executores para estabelecimento das composições e dos aditivos. Apesar da proximidade das centrais de concreto, o tempo médio entre fabricação e fim de lançamento atingia uma hora e meia, somando-se o fato de todo o CAA ter sido lançado por bombeamento e a temperatura média da região ser superior a 30°C nos meses mais quentes do ano. Também, o consumo de cimento foi ajustado para permitir resistências que possibilitassem desformar elementos estruturais após 24 horas de concretados.

Outro fator importante foi a compatibilidade entre cimentos e aditivos, onde determinado fornecedor, em face do volume da obra, desenvolveu aditivo específico para os cimentos empregados, viabilizando o CAA para as necessidades da obra. Observou-se que as composições de CAA e CC foram muito similares, utilizaram os mesmos materiais com variação nas suas quantidades, com destaque para os aditivos superplastificante e polifuncionais de terceira geração à base de policarboxilatos.

Pode-se dizer que as dificuldades para estabelecimento das composições de CAA e CC, assim como a busca pelos melhores resultados para os concretos, seja no estado fresco no aspecto trabalhabilidade, seja no estado endurecido nos aspectos resistência e durabilidade, foram enfrentadas através da presença do controle tecnológico. Esse controle se fez através da realização de ensaios de desempenho para melhor selecionar materiais e aditivos, definindo composições em laboratório, além do efetivo controle tecnológico de qualidade na obra.

Esse aspecto do controle tecnológico de qualidade na obra merece ser destacado, pois as análises estatísticas realizadas a partir dos dados coletados em campo bem o demonstraram. Verificou-se baixíssimo valor do coeficiente de variação, o que permitiu atestar a excelente qualidade dos dados

experimentais, comparáveis ao esperado para dados obtidos em laboratórios onde o aparato é de sofisticação bastante superior.

Quanto às formas utilizadas para o CAA, aplicaram-se formas industrializadas usuais para o CC, com adaptação de reforço para suportar a maior pressão lateral gerada pelo CAA fresco, assim como assegurar maior estanqueidade e evitar fuga de argamassa. Mas, mesmo com esses cuidados, ocorreram problemas de formas e foi necessário ajustar o processo de concretagem quanto à altura, tipo e velocidade de lançamento do CAA, principalmente em elementos estruturais de volume e altura elevados.

A partir das informações e resultados obtidos, pode-se indicar as seguintes constatações:

- 1) A temperatura média no concreto da obra foi de 33°C, aferida inicialmente na central e ao final após lançamento, próxima de uma das quatro temperaturas, 32°C, utilizada nos ensaios de pesquisa da tese efetuados em laboratório. Assim, verifica-se que a escolha das temperaturas, 25°C, 32°C, 38°C e 45°C, para o projeto da tese, foi confirmada pela avaliação da aplicação de CAA em uma obra real, no caso a Arena Pernambuco;
- 2) O CAA apresentou resistências à compressão levemente superiores às do CC equivalente, tanto aos 7 dias, quanto aos 28 dias. A diferença apresentou-se maior aos 7 dias, diminuindo aos 28 dias;
- 3) A manutenção com o tempo da trabalhabilidade do CAA fresco representou o maior desafio com que os executores se depararam, obrigando-os a manter controle tecnológico de alta efetividade e qualidade, o que permitiu que os objetivos perseguidos pela produção fossem atendidos;
- 4) O segundo maior desafio enfrentado foi adaptar as formas para CAA. Como ainda não há escala de uso do CAA em relação ao CC, as formas foram as usualmente empregadas para CC com adaptações de reforço. No entanto, apesar dos cuidados, em algumas situações a estrutura da forma não suportou a pressão lateral exercida pelo CAA, maior que o CC, o que obrigou a produção a adotar maiores cuidados e promover adaptações durante as operações de lançamento do concreto;
- 5) Ao ser analisado o CAA endurecido, verificou-se que houve efetivamente pequeno ganho de resistência em relação ao CC, o mesmo acontecendo em relação à durabilidade a partir dos resultados dos ensaios de durabilidade realizados;
- 6) Analisando as não conformidades executivas, verificou-se que elas, quando ocorreram, se deram em forma de falhas de concretagem. Para o CAA elas foram provocadas em sua maioria por perda

rápida de trabalhabilidade ou fuga de nata através da forma. Para o CC elas se deram por deficiência de vibração na hora do adensamento do concreto lançado;

7) É possível analisar os resultados dos ensaios realizados com as composições de CAA e CC selecionadas para o projeto da pesquisa, Capítulos 6 e 7, com os resultados dos ensaios realizados com as composições utilizadas na obra da Arena Pernambuco, Capítulo 8, sem comparação direta, porém com algumas constatações:

- Há similaridade de comportamento no concreto fresco, onde a temperatura mais elevada reduz a trabalhabilidade acarretando redução no tempo disponível para as operações de transporte e lançamento do concreto, seja para o CAA ou CC;

- Para o concreto endurecido, o CAA apresentou resistência à compressão um pouco superior em relação ao CC, apesar das composições similares, tanto em laboratório, quanto na obra Arena Pernambuco;

- A durabilidade do CAA apresentou-se um pouco superior à do CC tanto nos ensaios realizados na pesquisa em laboratório quanto nos ensaios na obra da Arena Pernambuco;

- Com base nessas constatações principais, considera-se que os ensaios aplicados na pesquisa na obra Arena Pernambuco puderam confirmar os resultados obtidos nos ensaios na pesquisa em laboratório. Os estudos se complementaram e permitiram melhor validação dos resultados e cumprimento dos objetivos.

8) Assim, saiu-se do canteiro de obra após o período da pesquisa, com a certeza de que há enorme possibilidade do concreto auto-adensável ser empregado como alternativa viável ao uso do concreto convencional vibrado, no que depender dos construtores e projetistas, mesmo em regiões de clima quente.

A Figura 8.34 mostra fotografia da Arena Pernambuco em fase de conclusão, pouco antes do início da Copa das Confederações no ano de 2013.



Figura 8.34: Fotografia aérea da Arena Pernambuco em conclusão no ano de 2013.

9 – ESTUDO DE VIABILIDADE ECONÔMICA DO CAA

9.1 – ESTUDOS APLICADOS EM LABORATÓRIO

No caso do presente estudo procurou-se avaliar e comparar os custos unitários do CAA e CC, de composições similares, para emprego em obras de concreto. Os estudos a seguir apresentados levaram em consideração as composições de CAA e CC utilizadas na pesquisa na fase de laboratório (ver Tabela 5.20).

Apresenta-se a seguir na Tabela 9.1 os cálculos da composição de custo para produção, comum para o CAA e CC, dos equipamentos e mão de obra.

Tabela 9.1 – Composição de custo dos equipamentos e mão de obra para CAA e CC

Composição de custo – Equipamentos (R\$ 1,00)						
Equipamentos	Quant.	Prod.	Impr.	Custo (R\$ 1,00)		Total
				Prod.	Impr.	
Central dosadora de concreto (60m ³)	1	1,00	0,00	103,38	73,38	134,23
Caminhão betoneira 2423 (8m ³)	6	0,92	0,08	72,03	35,03	537,14
Caminhão bomba 60m ³ /h lança 50m	1	1,00	0,00	166,62	103,92	216,34
Carregadeira frontal 100HP CAT924	1	0,25	0,75	93,98	51,98	81,12
Total dos equipamentos						R\$ 968,83
Composição de custo – Mão de obra (R\$ 1,00)						
Mão de obra			Quant.	P. Unit.	Unid.	Total
Encarregado de setor			1	22,94	h	29,79
Operador			3	16,35	h	63,67
Servente			3	9,76	h	38,00
Motorista			6	12,00	h	93,46
Total mão de obra						R\$ 224,92
Composição de custo - total dos equipamentos + mão de obra						R\$ 1.193,75
Produção da equipe = 30 m ³						
Custo de equipamentos + mão de obra por m ³ de concreto para CAA e CC						R\$ 39,79

Tabela 9.2 – Composição de custo dos materiais para CAA

Composição de custo – Materiais (R\$ 1,00)				
Materiais	Unid.	Quant.	P. Unit.	Total
Cimento CP V ARI	kg	419,00	0,43	180,17
Adição Metacaulim	kg	36,00	1,10	39,60
Areia 2,36 mm	ton	0,947	32,46	30,74
Brita 1: 12,50 mm	ton	0,227	56,68	12,87
Brita 2 19,10 mm	ton	0,529	56,68	29,98
Água	m ³	0,205	6,75	1,38
Aditivo 1: Plastificante	kg	4,192	2,52	10,56
Aditivo 2: Superplastificante	kg	5,012	8,86	44,41
Custo de materiais por m ³ de CAA				R\$ 349,71

Concreto auto-adensável: alternativa ao concreto convencional em climas quentes

Na Tabela 9.2 a seguir está apresentada a composição de custo dos materiais para CAA.

Na Tabela 9.3 a seguir está apresentada a composição de custo para lançamento e adensamento do CAA.

Tabela 9.3 – Composição de custo do lançamento e adensamento do CAA

Composição de custo – Lançamento e adensamento (R\$ 1,00)				
Mão de obra	Unid.	Quant.	P. Unit.	Total
Encarregado de setor	h	1	29,79	29,79
Pedreiro	h	1	15,58	15,58
Servente	h	2	12,67	25,34
Eletricista	h	1	15,58	15,58
Total da mão de obra				R\$ 86,29
Produção da equipe = 3,50 m ³				
Custo de lançamento e adensamento por m ³ de concreto para CAA				R\$ 24,65

Na Tabela 9.4 a seguir está apresentada a composição de custo dos materiais para CC.

Tabela 9.4 – Composição de custo dos materiais para CC

Composição de custo – Materiais (R\$ 1,00)				
Materiais	Unid.	Quant.	P. Unit.	Total
Cimento CP V ARI	kg	416,00	0,43	178,88
Adição Metacaulim	kg	36,00	1,10	39,60
Areia 2,36 mm	ton	0,661	32,46	21,46
Brita: 19,10 mm	ton	1,028	56,68	58,27
Água	m ³	0,203	6,75	1,37
Aditivo: Plastificante	kg	2,599	2,52	6,55
Custo de materiais por m ³ de CC				R\$ 306,13

Na Tabela 9.5 a seguir está apresentada a composição de custo para lançamento e adensamento do CC.

Tabela 9.5 – Composição de custo do lançamento e adensamento do CC

Composição de custo – Lançamento e adensamento (R\$ 1,00)						
Equipamentos	Quant.	Prod.	Impr.	Custo		Total
				Prod.	Impr.	
Vibrador de imersão (elet.)	3	1,00	0,00	5,00	2,00	19,48
Mão de obra			Unid.	Quant.	P. Unit.	Total
Encarregado de setor			h	1	22,94	29,79
Pedreiro			h	1	12,00	15,58
Servente			h	5	12,67	63,35
Eletricista			h	1	12,00	15,58
Total da mão de obra						R\$ 124,30
Produção da equipe = 2,63 m ³						
Custo de lançamento e adensamento por m ³ de concreto para CC						R\$ 54,67

Apresenta-se a seguir a Tabela 9.6 contendo resumo dos custos de equipamentos, mão de obra, materiais, lançamento e adensamento para CAA e CC, com base nas composições adotadas para CAA e CC para a presente pesquisa. Os valores referem-se ao custo por m³ de concreto.

Dessa forma encontra-se o custo do m³ do CAA e CC levando em conta os custos diretos das etapas de fabricação, lançamento e adensamento, o que torna mais real o comparativo econômico entre os dois concretos.

Tabela 9.6 – Resumo da composição de custo do CAA e CC.

ITEM	CAA			CC		
	Real	Euro ⁽¹⁾	%	Real	Euro ⁽¹⁾	%
Fabricação (equipamentos e mão de obra)	39,79	10,63	10	39,79	10,63	10
Materiais aplicados	349,71	93,43	84	306,13	81,79	76
Lançamento e adensamento	24,65	6,59	6	54,67	14,61	14
Total	414,15	110,65	100	400,59	107,03	100

⁽¹⁾ € 1,00 = R\$ 3,7429 em 31.07.2015. Fonte: Site de conversão de moedas do Banco Central do Brasil.

A Figura 9.1 apresenta em forma de gráfico a composição dos custos de CAA e CC, em Euro, conforme a Tabela 9.6, considerando-se os três itens calculados: *fabricação* (equipamentos e mão de obra); *materiais* aplicados; e lançamento e adensamento (*aplicação*). A Figura 9.2 apresenta em forma de gráfico a composição dos custos de CAA e CC, em Euro, conforme a Tabela 9.6, considerando-se apenas o item calculado dos *materiais* aplicados. Para efeito de visualização gráfica é indiferente os valores serem apresentados em Real ou Euro, uma vez que o fator de conversão é o mesmo para todos os itens da Tabela 9.6.

VALORES EM EURO

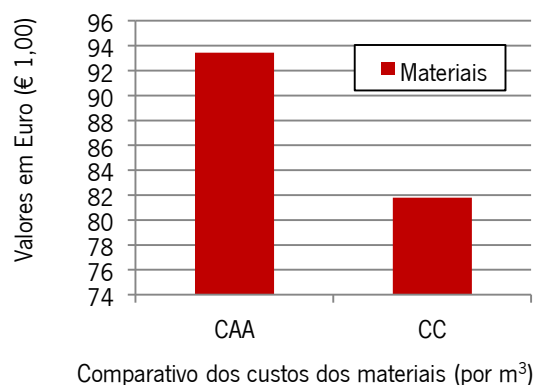
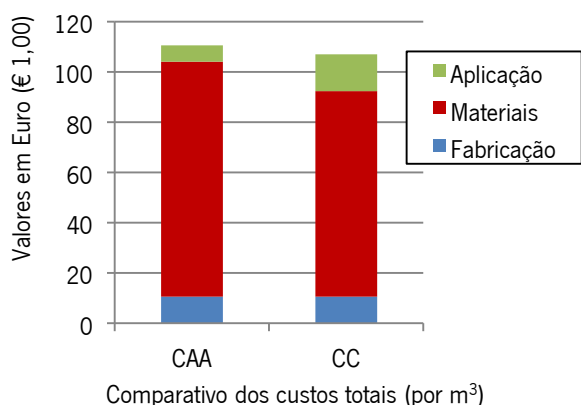


Figura 9.1: Gráfico comparativo dos custos totais.

Figura 9.2: Gráfico comparativo apenas dos custos dos materiais.

Valores em Euro para o dia 31.07.2015

Verifica-se que alguns estudos comparativos de custos tratam mais especificamente apenas dos materiais aplicados nas composições, na maioria das vezes. No entanto, para que se obtenha comparativo mais real, é necessário levar em consideração a etapa inicial da fabricação com emprego de equipamentos e mão de obra, assim como a etapa do lançamento e adensamento, quando, após, se inicia o processo de

cura. Dessa forma, as Figuras 9.1 e 9.2 permitem melhor visualização gráfica da menor diferença de custo entre o CAA e CC quando se considera o conjunto dos três principais itens de custo e quando é considerado apenas o custo dos materiais empregados nas composições.

Conforme verificado na Tabela 9.6, o custo por m³ de concreto, levando-se em consideração apenas equipamentos e mão de obra para fabricação, seria igual para CAA e CC e teria mesmo percentual de 10% do preço total para cada um dos dois concretos. No entanto, levando-se em consideração apenas os materiais aplicados, o custo do CAA seria 14,2% mais caro que o CC, em um item que tem peso de 84% em relação ao custo total do CAA e 76% em relação ao custo total do CC.

Quando se analisa apenas os custos de lançamento e adensamento, o CC apresentou custo unitário 122% superior ao CAA em um item que tem peso de 6% em relação ao custo total do CAA e 14% em relação ao custo total do CC.

Assim, reitera-se que para obter melhor análise de viabilidade econômica do CAA em comparação ao CC, foram levadas em consideração as três etapas principais para chegar-se ao produto final aplicado: materiais, fabricação, e lançamento e adensamento. Nas composições aplicadas na pesquisa em laboratório, o estudo de viabilidade econômica apontou (ver Tabela 9.6) que o custo unitário do CAA igual a R\$ 414,15, aproximadamente € 110,65, foi de 3,4% superior ao do CC igual a R\$ 400,59, aproximadamente € 107,03. Dessa forma, os estudos preliminares de custos apontaram que, sob o aspecto econômico, o CAA apresentou-se viável para aplicação em lugar de CC.

9.2 – ESTUDOS APLICADOS NA OBRA DA ARENA PERNAMBUCO

9.2.1 – Metodologia aplicada na obra

Tem-se por objetivo avaliar o desempenho físico financeiro da obra com o emprego da tecnologia do concreto auto-adensável – CAA, utilizado de forma a melhorar o desempenho do concreto aplicado em suas estruturas, comparativamente ao concreto convencional – CC, considerando-se custos *versus* prazos como variáveis que precisam ser analisadas em conjunto.

Para estabelecer um comparativo de custo entre o CAA e o CC, foram aplicadas as composições CAA - 009 e CC - 012, ambas com f_{ck} igual a 40 MPa e cimento CPII-F 32, utilizadas em estruturas com a mesma especificação de projeto, porém com condições de lançamento diferenciadas. Estas composições, conforme já referido, foram as de maior volume aplicado durante o período da pesquisa em campo (ver Tabela 8.2 na Seção 8.3.6).

Para os estudos de viabilidade econômica, devido a desprezível margem de variação, conforme demonstrado nos estudos preliminares de viabilidade econômica do CAA desenvolvidos na Seção 9.1, para as composições aplicadas na pesquisa em laboratório, admitiu-se que o custo fixo de operação para fabricação das composições de concreto aplicadas, tanto para CAA quanto para CC na obra, foi o mesmo (ver Tabela 9.6). Assim, no estudo financeiro comparativo das composições estão considerados os custos dos materiais necessários para fabricação de cada um dos concretos.

9.2.2 – Apresentação dos resultados obtidos

A Tabela 9.7 apresentada a seguir considera os materiais e respectivas quantidades para as composições CAA - 009 e CC - 012, com os preços unitários (ver Tabela 8.2 na Seção 8.3.6).

Tabela 9.7 – Custo comparativo das composições para CAA e CC.

Materiais	Preço unit. em (Euros/ton)	CAA - 009		CC - 012	
		Quant.	Preço (Euros)	Quant.	Preço (Euros)
Cimento (kg/m ³)	114,88	499	57,32	451	51,81
Areia (kg/m ³)	12,02	856	10,29	815	9,79
Brita (kg/m ³)	14,69	830	12,19	917	13,47
Água (l/m ³)	0,80	199	0,16	180	0,14
Aditivo plastificante (l/m ³)	1.214,40	2,99	3,63	2,71	3,29
Aditivo superplastificante (l/m ³)	3.179,30	4,49	14,27	1,80	5,72
Total		-	97,86	-	84,22

€ 1,00 = R\$ 3,7429 em 31.07.2015. Fonte: Site de conversão de moedas do Banco Central do Brasil

O aumento aproximado de 16,2% do custo unitário do CAA em relação ao CC conforme demonstrado, caracteriza-se principalmente pelo aumento do consumo de cimento e de aditivo superplastificante, necessários para obtenção da propriedade de auto adensabilidade do CAA, conforme usual nos canteiros de obras aonde o CAA vem sendo empregado.

Nos estudos preliminares de viabilidade econômica na pesquisa em laboratório (ver Seção 9.1), apesar de tratar-se de composições diferentes, o custo dos materiais para CAA foi de R\$ 349,71/m³, enquanto para o CC foi de R\$ 306,13/m³, portanto 14,2% superior para o CAA em relação ao CC. Pode-se afirmar que a diferença para a variável, *materiais*, obtida na obra da Arena Pernambuco, é da mesma ordem de grandeza daquela obtida nos estudos da pesquisa em laboratório.

9.3 – COMENTÁRIOS E CONCLUSÕES

Alencar (2008), em sua dissertação de mestrado desenvolveu capítulo onde apresentou as principais modificações de produção sofridas com a implantação do CAA em indústria de pré-fabricados, baseado em estudo de caso para implantação pioneira, à época, em escala de produção industrial da nova

tecnologia do CAA em empresa tradicional do setor. O estudo abrangeu análise dos aspectos de viabilidade da implantação, produtividade e custos.

Ao final, Alencar (2008) apresentou tabela onde o custo total médio por m³ de CAA foi 2% superior ao CC. Verificou-se então compatibilidade dos resultados com a presente pesquisa aonde se chegou à diferença de 3,4% superior para o CAA em relação ao CC. A diferença entre os resultados pode ser explicada pela diferença entre os estudos, onde a pesquisa de Ricardo Alencar considerou a escala de produção industrial que aproveitou melhor as vantagens de produção das peças com CAA em relação à produção das peças com CC, o que reduziu ainda mais a superioridade do custo direto dos materiais aplicados ao CAA em relação ao CC (Alencar, 2008).

Dal Molin *et al.* (2012) em publicação intitulada “Análise técnica e econômica de concretos auto-adensáveis com níveis semelhantes de resistência à compressão”, tinha por objetivo principal apresentar três métodos de dosagem para CAA e avaliar sua eficiência técnica e econômica em relação ao CC de referência. Para a análise de custos, Dal Molin conseguiu realizar análise comparativa entre concretos com níveis de resistência iguais, porém dosados com métodos distintos. Para o CAA foram aplicados os métodos de dosagens de Okamura, Gomes e Tutikian/Dal Molin. Para o CC foi aplicado o método IPT/EPUSP de dosagem. Os valores em Real adotaram os preços praticados na cidade de Porto Alegre em dezembro de 2011. Assim fez-se a conversão para Euro com base no site de conversão de moedas do Banco Central do Brasil para a data referida.

Apresenta-se a seguir a Tabela 9.8 que transcreve parcialmente a Tabela 8 da publicação de Dal Molin *et al.* (2012), contendo os custos dos concretos para os níveis de resistência pré-determinados.

Tabela 9.8 – Comparativo de custos dos concretos.

Resistência (MPa) 28 dias	Custo CAA						Custo CC	
	Okamura		Gomes		Tutikian/Dal Molin		IPT/EPUSP	
	Real	Euro ⁽¹⁾	Real	Euro ⁽¹⁾	Real	Euro ⁽¹⁾	Real	Euro ⁽¹⁾
30	200,72	82,46	208,97	85,85	-	-	151,83	62,37
35	209,80	86,19	222,24	91,30	191,80	78,79	189,48	77,84
40	225,75	92,74	239,56	98,41	220,04	90,40	224,75	92,33
45	233,35	95,86	246,65	101,33	246,52	101,27	261,57	107,46
50	242,54	99,64	-	-	272,23	111,84	303,91	124,85

€ 1,00 = R\$ 2,4342 em 31.12.2011. Fonte: Site de conversão de moedas do Banco Central do Brasil.

Observe-se que na Tabela 9.6, o custo dos materiais aplicados encontrado para o CAA foi de 93,29 Euros, enquanto que para o CC foi de 81,65 Euros, com a resistência de 40 MPa para ambos os concretos.

A Figura 9.3 mostra gráfico dos valores em Euro para a resistência de 40 MPa aos 28 dias, dos resultados obtidos na presente pesquisa, ver Tabela 9.6, para CAA e CC, e os valores obtidos por Okamura, Gomes e Tutikian/Dal Molin para CAA e IPT/EPUSP para CC, conforme apresentado na Tabela 9.8.

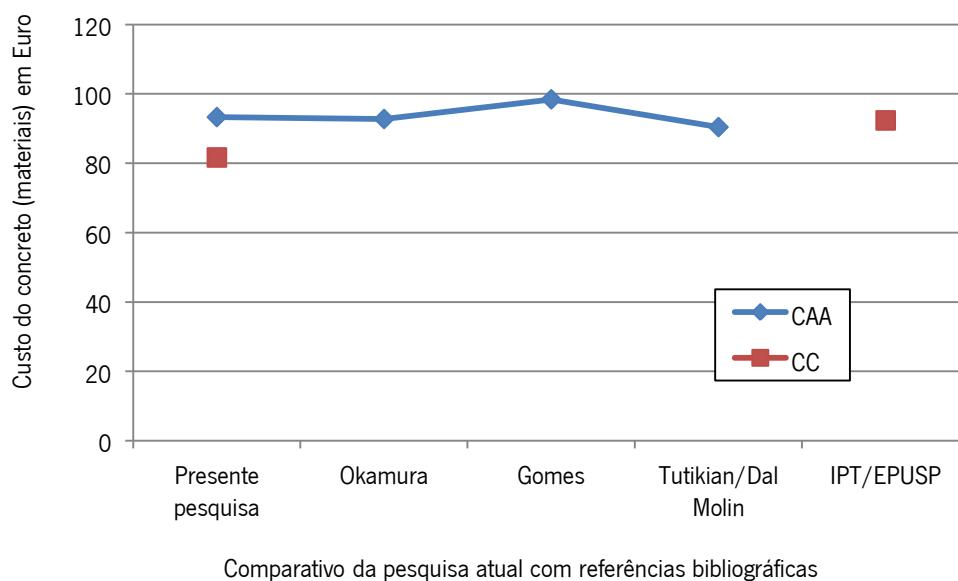


Figura 9.3: Representação gráfica dos valores do custo do concreto (materiais).

A Figura 9.3 permite visualizar a uniformidade obtida pelos diferentes estudos de custos dos materiais empregados na fabricação do CAA e do CC. Por outro lado, mesmo levando-se em conta apenas o custo direto dos materiais sem agregar as vantagens da redução de custos nas operações de adensamento, verifica-se a competitividade do CAA frente ao CC.

Dal Molin *et al.* (2012) encontrou para a mesma resistência de 40 MPa em ambos os concretos, o custo médio dos materiais aplicados de 93,85 Euros para o CAA e 92,33 Euros para o CC. Verifica-se que para o CAA o custo dos materiais aplicados na presente pesquisa são praticamente iguais aos custos obtidos por Dal Molin *et al.* (2012). Já para o CC, Dal Molin *et al.* (2012) obteve valor 13% superior ao da presente pesquisa, o que representa valor de mesma ordem de grandeza apesar de tratar-se de composições distintas em regiões de características diferentes no Brasil, Pernambuco no Nordeste e Rio Grande do Sul na região Sul. Dal Molin *et al.* (2012) observaram ainda que a resistência de 40 MPa apresentou equilíbrio no custo dos materiais aplicados entre CAA e CC, enquanto que para resistências inferiores, o CC apresenta-se mais econômico. Em contrapartida, para resistências superiores, o CAA demonstrou ser mais econômico que o CC.

Dessa forma, utilizar CAA em lugar de CC passa a depender de outras variáveis onde sempre se deve buscar a melhor alternativa em função das especificidades de cada empreendimento.

Quando se compara os resultados dos estudos de viabilidade econômica obtidos através das referências bibliográficas (ver Seção 2.5), dos estudos com as composições aplicadas nos ensaios de laboratório (ver Seção 9.1) e dos resultados obtidos através de composições aplicadas na obra da Arena Pernambuco (ver Seção 9.2), verifica-se coerência entre eles. Confirma-se a necessidade de, ao fazer comparativo de custos

entre o CAA e o CC, levar em consideração o conjunto dos componentes do custo final do metro cúbico de cada um dos concretos.

Assim, tem-se o conjunto custo de fabricação e transporte, custo dos materiais constituintes da composição e custo de lançamento, adensamento e acabamento. Verificou-se similaridade entre os custos do CAA e CC para o conjunto fabricação e transporte. Maior custo do CAA em relação ao CC para o conjunto materiais. Menor custo do CAA em relação ao CC para o conjunto lançamento, adensamento e acabamento. Quando compara-se os custos totais do CAA e CC para todas as etapas envolvidas, verifica-se que há similaridade entre eles, demonstrando viabilidade econômica para aplicação de CAA em lugar de CC.

Ainda, outras variáveis podem ser levadas em consideração além do custo unitário, para demonstrar a viabilidade técnica e econômica de utilização de CAA em lugar de CC, a exemplo de: a) diminuição do tempo de execução devido a simplificação no processo de lançamento e adensamento, com melhoria na moldagem das peças; b) otimização dos processos de acabamento do concreto aparente e melhoria nas condições de segurança do trabalho com otimização da mão de obra; c) a utilização de CAA facilita e viabiliza o lançamento do concreto em estruturas com formas irregulares e com armação densa, de difícil passagem para o CC e para as agulhas dos vibradores, evitando problemas no adensamento e descontinuidade e/ou segregação do concreto, diminuindo desta forma os custos com acabamento.

É recomendável a verificação dos benefícios que o CAA pode trazer com relação ao prazo total de execução das estruturas e qualidade final do concreto, definindo, portanto, a sua viabilidade econômica para utilização, com análise mais aprofundada de suas vantagens e desvantagens em longo prazo.

10 – CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

10.1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O presente Capítulo objetivou sintetizar os resultados da pesquisa desenvolvida nos Capítulos 5 a 9 que permitiram comparação com os estudos e referências obtidos nos Capítulos 2 a 4 da revisão bibliográfica. Dessa forma, a pesquisa contribuiu para alargar o conhecimento e confirmar as vantagens da aplicação de concreto auto-adensável em lugar de concreto convencional vibrado, mesmo em regiões tropicais costeiras com clima quente, tanto do ponto de vista da viabilidade técnica, quanto da viabilidade econômica.

A proposta da tese procurou deixar claro seus objetivos de verificar a viabilidade técnica e econômica da aplicação do CAA em larga escala, em substituição ao CC, através de: realização de comparativo de viabilidade técnica do CC e do CAA a partir de estudos das propriedades de trabalhabilidade do concreto fresco e de resistência mecânica e durabilidade do concreto endurecido, em condições de temperaturas mais elevadas que representassem regiões de clima quente, bem como condições ambientais mais adversas ao concreto e suas armaduras, como nas regiões tropicais costeiras; estudo da viabilidade econômica do CAA para aplicação em lugar do CC, levando-se em consideração os custos dos materiais e mão de obra, equipamentos, operações executivas de fabricação e aplicação; desenvolvimento de estudos e pesquisa em escala de laboratório e em escala real, em obra de grande porte com emprego simultâneo de CC e CAA, possibilitando comparativo dos resultados obtidos em laboratório com os obtidos em escala real num canteiro de obra; estudo da macro e da micro estrutura do CC e do CAA, onde a maior quantidade de finos e ausência de vibração no CAA poderiam promover diferenças entre a micro estrutura do CAA e do CC; enfim, estabelecimento de comparativos entre o CC e o CAA, que pudessem aumentar o conhecimento das possíveis diferenças entre os dois concretos, assim como verificação das possíveis situações onde cada um pudesse ser melhor aplicado, alcançando-se os melhores resultados.

Ainda, a pesquisa procurou contribuir com estudos que pudessem ampliar os métodos de aferição e controle da trabalhabilidade do concreto fresco, uma vez que a realização das etapas de trabalho desde o início da mistura até a conclusão do adensamento nas formas, representa importante desafio para a viabilidade técnica e econômica do emprego do CAA em lugar do CC, nas condições ambientais já mencionadas. Dessa forma, buscou-se estabelecer indicadores que permitissem identificar mudança de comportamento do concreto fresco, através de suas pastas, utilizando metodologia de medição da resistividade elétrica ao longo do tempo. Assim, identificar o momento onde a pasta começou a deixar seu

período de dormência e iniciou a etapa de endurecimento, correlacionando os tempos de resistividade com os tempos de início e fim de pega dos ensaios de agulha de Vicat, através de aparato original e fácil de ser estabelecido e operado em laboratórios de pesquisa ou de canteiro de obras, podendo ainda serem comparados com resultados de outros ensaios de aferição de trabalhabilidade do concreto fresco, tornou-se objetivo destacado da presente pesquisa.

Após o desenvolvimento dos estudos em cada um dos capítulos estruturados da tese, estabelecidos a partir do projeto da pesquisa, foi possível estabelecer um conjunto de conclusões com base nos resultados obtidos, conforme apresentado a seguir.

Os vários conhecimentos encontrados na revisão bibliográfica sobre o CAA foram sendo confrontados ao longo dos estudos da presente pesquisa, assim como as diferenças entre o CAA e o CC, seja na fase fresca ou na fase endurecida. O desafio proposto como objetivo central da presente pesquisa foi: seria possível usar em larga escala CAA em lugar de CC, em regiões costeiras de clima tropical, com média de temperaturas mais elevada, utilizando materiais constituintes do concreto obtidos na própria região, assegurando-se viabilidade técnica e econômica? Os estudos desenvolvidos foram planejados e executados de modo a poderem lastrear as respostas a serem obtidas, para região de estudo que se enquadra nas características ambientais especificadas, no caso a região metropolitana do Recife, situada no nordeste oriental brasileiro.

A metodologia adotada para estabelecimento dos estudos em laboratório de pesquisa se baseou em método de composição tradicionalmente empregado e validado em todo Brasil, fazendo aplicação de constituintes largamente utilizados na região objeto dos estudos. As composições adotadas e os constituintes selecionados conduziram a concretos que atenderam ao plano de estudo, tanto nos laboratórios de pesquisa, quanto no controle tecnológico dos concretos aplicados na obra da Arena Pernambuco.

10.2 – CONCLUSÕES

Os estudos desenvolvidos para CAA e CC, seja nos concretos frescos e suas variações de pasta, seja nos concretos endurecidos, tanto no laboratório de pesquisa, quanto no laboratório do canteiro de obra da Arena Pernambuco, demonstraram que:

- 1) Efetivamente foi na fase fresca onde as diferenças entre CAA e CC se evidenciaram. O CAA necessitou manter a capacidade de escoamento ao longo de determinado tempo, sob pena de não mais ser possível contar com sua auto adensabilidade para cumprimento de todas as etapas

requeridas de concretagem, desde a mistura dos constituintes até o final do preenchimento das formas e acabamento superficial;

- 2) Esperava-se que a temperatura média de 32°C, mais elevada quando relacionada à dos países de clima frio, provocasse diminuição no tempo disponível de trabalhabilidade. Efetivamente essa expectativa foi comprovada, tanto nos ensaios aplicados em laboratório, quanto no canteiro de obra da Arena Pernambuco, em escala real de aplicação. No entanto, a pesquisa constatou que essa redução não inviabilizou o emprego em larga escala de CAA em lugar de CC na obra referida, apenas foi enfrentada através de replanejamento operacional para adequação ao decréscimo de desempenho na trabalhabilidade do concreto fresco ao longo do tempo após início da mistura dos constituintes nas composições adotadas;
- 3) Através dos ensaios aplicados tanto em pastas quanto em concreto fresco, constatou-se que o crescimento da temperatura provocou decréscimo nos indicadores de trabalhabilidade. Os estudos contemplaram as temperaturas de 25°C, 32°C, 38°C e 45°C. Ao se analisar a perda de desempenho de trabalhabilidade nas pastas e nos concretos frescos, buscou-se fazer a avaliação sob dois aspectos, o aumento da temperatura isoladamente e o aumento da temperatura associado ao aumento do tempo de ensaio após o início da mistura dos constituintes nas diferentes composições adotadas na pesquisa. Os ensaios que foram aplicados às pastas, Agulha de Vicat, Resistividade elétrica, Calorimetria, e Cone Marsh, permitiu avaliação de perda de desempenho de trabalhabilidade nos aspectos de aumento de temperatura e aumento do tempo decorrido após início da mistura dos constituintes. Os ensaios que foram aplicados ao concreto fresco, Espalhamento (*slump flow*), Tempo de espalhamento t_{500} , e Abatimento (*slump*), permitiram avaliação de perda de desempenho de trabalhabilidade no aspecto de aumento de temperatura;
- 4) As linhas de tendência dos resultados dos ensaios de Agulha de Vicat demonstraram que as pastas sem aditivos químicos SP e P apresentaram indicador médio de perda de desempenho de 21% para início de pega e 33% para fim de pega. Para as pastas com aditivos químicos SP e P, em conjunto ou separadamente, os valores médios aumentaram para 66% para início de pega e 88% para fim de pega. Em relação aos ensaios de Resistividade elétrica, considerando-se a pasta 8 com MK+SP+P, obteve-se indicador de perda de desempenho de 90% tanto para início quanto para fim de pega. Verificou-se então que tanto para o aspecto de aumento de temperatura, quanto para o aspecto de tempo decorrido após início da mistura dos constituintes, as pastas com presença de aditivos químicos apresentaram indicadores de perda de desempenho de trabalhabilidade mais acentuados que as pastas sem a presença de aditivos químicos. Ressalte-se

que a relação a/c teve influência secundária comparativamente à presença dos aditivos nas diferentes composições estudadas;

- 5) Observou-se ainda que os ensaios de resistividade elétrica nas pastas puderam ser utilizados para estabelecimento do período disponível de dormência do concreto fresco quando são adicionados os aditivos químicos superplastificante e plastificante, pela possibilidade de serem correlacionados com os resultados de início e fim de pega dos ensaios de Agulha de Vicat;
- 6) A análise dos resultados dos ensaios de Cone Marsh, realizados em pastas com a pasta 8 (MK+SP+P), verificou que o indicador de perda de desempenho através da fluidez foi de 26%. No entanto, para a temperatura de 32°C a fluidez só foi possível até o tempo de 1,5 horas de ensaio. Esse tempo poderia ser comparado com o tempo médio de início de pega de 1,72 horas através de Vicat para as pastas sem aditivos químicos (SP+P) e 2,72 horas para a mesma pasta 8 através de Resistividade elétrica. Os resultados dos ensaios de Cone Marsh reforçaram o entendimento de que a perda de desempenho dos aditivos químicos representa importante parâmetro para estabelecimento mais seguro do tempo disponível de trabalhabilidade para a auto adensabilidade do CAA, dado importante para o planejamento operacional de aplicação de CAA em lugar de CC;
- 7) A análise dos resultados dos ensaios de Espalhamento (*slump flow*), Tempo de espalhamento t_{500} , e Abatimento (*slump*), permitiram avaliar os indicadores de perda de desempenho do concreto fresco para as temperaturas de 25°C, 32°C, 38°C e 45°C, onde foi encontrado percentual de redução médio, entre os três ensaios, de 5%. Esse resultado de menor perda de desempenho com o aumento de temperatura, poderia significar que os ensaios ao terem sido realizados no tempo inicial, logo em seguida à mistura dos constituintes das composições, as reações de hidratação ainda não tinham começado e os aditivos químicos não haviam tido redução de desempenho com o aumento da temperatura do concreto fresco;
- 8) Os estudos com concreto endurecido, seja os desenvolvidos no laboratório de pesquisa, seja os desenvolvidos na obra da Arena Pernambuco, demonstraram que o CAA apresentou resistência à compressão superior ao CC. Nos ensaios no canteiro da obra, os resultados do módulo de elasticidade também mostraram equilíbrio entre os dois concretos. Quanto aos ensaios aplicados de durabilidade, o CAA demonstrou apresentar ligeira superioridade em relação ao CC, tanto no laboratório de pesquisa, quanto na obra da Arena Pernambuco. Cumpre ressaltar que a pesquisa no canteiro da obra, ao ensaiar amostras de CAA e CC, curados em condições de laboratório e em simulação das mesmas condições ambientais da obra ao ar livre, encontrou similaridade de desempenho dos dois concretos, com ligeira superioridade para o CAA;

- 9) Com os estudos de micro estrutura do CAA e CC através de microscopia eletrônica de varredura (MEV) e micro tomografia (MT), não pode ser observado diferenças justificáveis entre eles. Apenas foi perceptível indícios de maior porosidade através dos ensaios de MEV. Já nos ensaios de MT, ficou melhor evidenciado a maior porosidade do CC em relação ao CAA;
- 10) Os estudos de viabilidade econômica do CAA evidenciaram que, ao comparar os custos diretos dos materiais, o CAA custa mais caro que o CC. Nos estudos da pesquisa em laboratório, a diferença foi de 14,2% e nos estudos da obra da Arena Pernambuco foi de 16,2%. No entanto, nos estudos no laboratório de pesquisa, quando se considerou o custo por metro cúbico de produção do concreto incluindo os três grandes itens: *fabricação, materiais e aplicação* (equipamentos e mão de obra para lançamento e adensamento), a diferença entre o custo maior do CAA em relação ao CC caiu de 14,2% para 3,4%. Ressalte-se que ganhos indiretos tais como redução de prazos executivos e possibilidade de concretagem em situações difíceis de viabilização com o CC, representam vantagem adicional que pode ser quantificada monetariamente. Mas, ressalte-se ainda que há necessidade de adequação das formas, bem como determinadas limitações operacionais por conta do tempo disponível de trabalhabilidade do concreto fresco para que a auto adensabilidade seja assegurada. Dessa forma, entende-se que o aspecto da viabilidade econômica do CAA não representa ganhos mas também não compromete a aplicação em larga escala do CAA em lugar do CC. Juntando-se as vantagens do CAA relativamente à sustentabilidade, o CAA pode ser considerado como preferível ao CC.

Ressalte-se que o aparato original e simples desenvolvido para aplicação na presente pesquisa, tendo por objetivo a medição da resistividade elétrica de pasta de concreto para determinação dos tempos de pega, pode vir a contribuir para, de forma simples e de fácil aplicação em laboratórios, inclusive em laboratórios de canteiro de obras, efetuar ensaios cujos resultados permitam obter indicador que ajude na estimativa segura do tempo disponível de trabalhabilidade para o CAA, no estado fresco, poder manter a auto-adensabilidade para cumprimento das etapas de concretagem desde o início da mistura dos constituintes até a conclusão do adensamento nas formas.

Finalmente, entende-se que a presente pesquisa, após o conjunto dos estudos desenvolvidos e apresentados, deixa evidente indicativos de que: a) o concreto auto-adensável pode ser, seja pelos aspectos técnicos, seja pelos aspectos econômicos, aplicado em larga escala em lugar do concreto convencional vibrado; b) mesmo em regiões costeiras de clima tropical e temperaturas médias quentes; c) o CAA pode utilizar os mesmos constituintes aplicados ao CC; d) ao contrário do CC, o CAA dispensa mão de obra especializada para as operações de vibração.

Espera-se assim com a presente pesquisa, haver contribuído para a resposta a algumas lacunas específicas de conhecimento do CAA em relação ao CC, contribuindo dessa forma para que os empreendedores, incluindo projetistas e construtores, lancem mão do concreto auto-adensável nos seus empreendimentos utilizando-o cada vez mais em substituição ao concreto convencional vibrado, mesmo em países de clima quente e em meio ambiente de maior agressividade ao concreto e suas armaduras.

10.3 – TRABALHOS FUTUROS.

Entende-se que alguns aspectos merecem ser aprofundados em trabalhos futuros. O aperfeiçoamento dos aditivos químicos com maior tempo de permanência do desempenho e boa compatibilidade com os cimentos, representam amplo campo de pesquisa para o ambiente acadêmico e da indústria química especializada. Acrescente-se que a compatibilidade com os cimentos deve levar também em consideração, principalmente em se tratando de concreto auto-adensável, o cimento associado às adições.

Outro aspecto que deve ser considerado é o estabelecimento de ensaios em pastas que permitam estabelecer o tempo disponível de fluidez associado ao espalhamento especificado para o CAA fresco. O ensaio de resistividade elétrica em pasta associado ao ensaio de fluidez com Cone Marsh e de calorimetria, possivelmente podem ser associados ao ensaio de espalhamento do concreto fresco para que o planejamento executivo das operações de concretagem possa ser elaborado com segurança e racionalidade.

Finalmente, identifica-se que a presente pesquisa abriu a possibilidade de se investir em trabalhos futuros no aperfeiçoamento do aparato aqui desenvolvido para medição de resistividade elétrica em pastas de concreto, bem como realização de novos ensaios nas mais diversas composições de pastas que conduzam a novas validações do referido aparato.

REFERÊNCIAS

- ACI, Committee 237 (2007). *Self-Consolidating Concrete*, 237R-07.
- ACI 305.1-06 (2007), *Specification for Hot Weather Concreting*.
- ACI 318-11 (2011), *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*.
- ALENCAR, R.S.A. (2008), Dosagem do concreto auto-adensável: produção de pré-fabricados. Dissertação de Mestrado. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo/USP.
- ALENCAR, R. CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL (2009): Trabalhabilidade, Dosagem, Aplicação na Indústria de Pré-Fabricado e em Obras de Habitação. Trabalho apresentado no seminário “Concreto Auto-Adensável e suas aplicações – Parte I”. Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo – IPT, Instituto Brasileiro do Concreto – IBRACON. São Paulo, Junho de 2009.
- AL MARTINI, S., NEHDI, M. (2009), *Coupled Effects of Time and High Temperature on Rheological Properties of Cement Pastes Incorporating Various Superplasticizers*. *Journal of Materials in Civil Engineering* 2009.21:392-401.
- ALTABLE, V.F., CASANOVA, I. (2006), *Influence of mixing sequence and superplasticizer dosage on the rheological response of cement pastes at different temperatures*. *Cement and Concrete Research* 36 (2006) 1222-1230.
- ANAGNOSTOPOULOS, N., SIDERIS, K.K. (2010), *Assessment and Comparison of Transport Properties in Order to Evaluate the Potential Durability of Self-compacting and Conventional Concretes*. Theme: Durability of SCC - 6th International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete and the 4th North American Conference on the Design and Use of SCC, 26 to 29 September, 2010, Montreal, Canada.
- ANDRADE, T. (2006) *Historic of in Recently Cases Occurred in Building Foundations in Recife Metropolitan Region*. In: II SIMPÓSIO SOBRE REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO. Rio de Janeiro, 2006. Anais São Paulo: IBRACON, 2006. 1 CD-ROM.
- ANDRADE, T., Silva, J.J.R., Almeida, R., Patrocínio, J., Kihara, Y., Pecchio, M. (2006), *Diagnosis of Alkali-Aggregate Reaction in Pile Caps in the Commercial Building Located in Recife City/PE*. In: II SIMPÓSIO SOBRE REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO. Rio de Janeiro, 2006. Anais São Paulo: IBRACON, 2006. 1 CD-ROM.
- ABCP (2002), Guia básico de utilização do cimento portland. 7.ed. São Paulo, 2002. 28p. (BT-106).
- ABESC (2007), Manual do Concreto Dosado em Central. São Paulo – SP, Abril 2007.
- ABNT NBR 15823-1 (2010), Concreto auto-adensável. Parte 1: Classificação, controle e aceitação no estado fresco. (*Self-compacting concrete. Part 1: Classification, control and acceptance in the fresh state*) ICS 91.100.30
- ABNT NBR 15823-2 (2010), Concreto auto-adensável. Parte 2: Determinação do espalhamento e do tempo de escoamento – Método do cone de Abrams. (*Self-compacting concrete. Part 2: Slumpflow test and flow time – Abrams cone method*).
- ABNT NBR 15823-3 (2010), Concreto auto-adensável. Parte 3: Determinação da habilidade passante – Método do anel J. (*Self-compacting concrete. Part 3: Determination of the passing ability – J-ring method*).
- ABNT NBR 15823-4 (2010), Concreto auto-adensável. Parte 4: Determinação da habilidade passante – Método da caixa L. (*Self-compacting concrete. Part 4: Determination of the passing ability – L-box method*).

ABNT NBR 15823-5 (2010), Concreto auto-adensável. Parte 5: Determinação da viscosidade – Método do funil V. (*Self-compacting concrete. Part 5: Determination of the viscosity – V-funnel test*).

ABNT NBR 15823-6 (2010), Concreto auto-adensável. Parte 6: Determinação da resistência à segregação – Método da coluna de segregação. (*Self-compacting concrete. Part 6: Determination of the segregation resistance – Column segregation test*).

ABNT NBR 13116 (1994), Cimento Portland de baixo calor de hidratação (*Low heat Portland cement – Specification*).

ABNT NBR 12006 (1990), Cimento – Determinação do calor de hidratação pelo método de garrafa de Langavant – Método de ensaio (*Cement – Test method for heat of Hydration by “Langavant Method”*).

ABNT NBR 12989 (1993), Cimento Portland branco - Especificação (*White Portland - Specification*).

ABNT NBR 9831 (2008), Cimento portland destinado à cimentação de poços petrolíferos – Requisitos e métodos de ensaio (*Oil well cements – Specification and test methods*).

ABNT NBR NM 33 (1998), Concreto – Amostragem de concreto fresco (*Concrete – Sampling of fresh concrete*).

ABNT NBR 11768 (2011), Aditivos químicos para concreto de cimento Portland – Requisitos (*Chemical admixtures for Portland cement concrete – Requirements*).

ABNT NBR NM 65 (2003), Cimento Portland – Determinação do tempo de pega (*Portland Cement – Determination of setting times*).

ABNT NBR NM 43 (2003), Cimento Portland – Determinação da pasta de consistência normal (*Portland Cement – Determination of the normal consistency paste*).

ABNT NBR NM 67 (1998), Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone (*Concrete – Slump test for determination of the consistency*).

ABNT NBR 7681-2 (2013), Calda de cimento para injeção. Parte 2: Determinação do índice de fluidez e da vida útil – Método de ensaio (*Grout for prestressing tendons. Part 2: Fluidity and pot life Test method*).

ABNT NBR 6118 (2014), Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (*Design of concrete structures – Procedure*) ICS 91.08.40.

ABNT NBR 12655 (2006), Concreto de cimento Portland – Preparo, controle e recebimento – Procedimento (*Portland cement concrete - Preparation, control and acceptance – Procedure*).

ABNT NBR 8522 (2008), Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão (*Concrete – Determination of the elasticity modulus by compression*).

ABNT NBR 7680 (2007), Concreto – Extração, prepare e ensaio de testemunhos de concreto (*Concrete – Sampling, preparing and testing concrete cores*).

ABNT NBR 7584 (2012), Concreto endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão – Método de ensaio (*Hardened concrete – Evaluation of surface hardness by reflecting esclerometer – Test method*).

ABNT NBR 8802 (2013), Concreto endurecido – Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica (*Hardened concrete – Determination of ultrasonic wave transmission velocity*).

ABNT NBR 15577-1 (2008), Agregados – Reatividade álcali-agregado. Parte 1: Guia para avaliação da reatividade potencial e medidas preventivas para uso de agregados em concreto. (*Aggregates – Alkali reactivity of aggregates. Part 1: Guide for the evaluation of potencial reactivity of aggregates and preventive measures for its use in concrete*).

- ABNT NBR 15577-4 (2008), Agregados – Reatividade álcali-agregado. Parte 4: Determinação da expansão em barras de argamassa pelo método acelerado. (*Aggregates – Alkali reactivity of aggregates. Part 4: Determination of expansion on mortar bars by accelerated mortar-bar method*).
- ABNT NBR 5733 (1991), Cimento Portland de alta resistência inicial. (*High early strength Portland cement - Specification*).
- ABNT NBR 15894-2 (2010), Metacaulim para uso com cimento Portland em concreto, argamassa e pasta Parte 2: Determinação do índice de desempenho com cimento aos sete dias. (*Metakaolin for use with Portland Cement in concrete, mortar and paste Part 2: Determination of the performance index with cement at seven days*).
- ABNT NBR NM 248 (2003), Agregados – Determinação da composição granulométrica. (*Aggregates – Sieve analysis of fine and coarse aggregates*).
- ABNT NBR NM 52 (2009), Agregado miúdo – Determinação da massa específica e massa específica aparente. (*Fine aggregate – Determination of the bulk specific gravity and apparent specific gravity*).
- ABNT NBR NM 45 (2006), Agregados – Determinação da massa unitária e do volume de vazios. (*Aggregates – Determination of the unit weight and air-void contents*).
- ABNT NBR NM 46 (2003), Agregados – Determinação do material fino que passa através da peneira 75 um, por lavagem. (*Aggregates – Determination of material finer than 75 um sieve by washing*).
- ABNT NBR NM 30 (2001), Agregado miúdo – Determinação da absorção de água. (*Fine aggregate – Test method for water absorption*).
- ABNT NBR 7218 (2010) Agregados – Determinação do teor de argila em torrões e materiais friáveis. (*Aggregates – Determination of clay lumps and friable materials*).
- ABNT NBR NM 53 (2009), Agregado graúdo – Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. (*Coarse aggregate – Determination of the bulk specific gravity, apparent specific gravity and water absorption*).
- ABNT NBR 15577-4 (2009), Agregados – Reatividade álcali-agregado. Parte 4: Determinação da expansão em barras de argamassa pelo método acelerado. (*Aggregates – Alkali reactivity of aggregates Part 4: Determination of expansion on mortar bars by accelerated mortar-bar method*).
- ABNT NBR 15577-1 (2008), Agregados – Reatividade álcali-agregado. Parte 1: Guia para avaliação da reatividade potencial e medidas preventivas para uso de agregados em concreto. (*Aggregates – Alkali reactivity of aggregates Part 1: Guide for the evaluation of potencial reactivity of aggregates and preventive measures for its use in concrete*).
- ABNT NBR 15900-1 (2009), Água para amassamento do concreto Parte 1: Requisitos. (*Mixing water for concrete Part 1: Requirements*).
- ABNT NBR 9204 (2012), Concreto endurecido – Determinação da resistividade elétrica-volumétrica-Método de ensaio. (*Hardened concrete – Determination of the electrical-volumetrical resistivity-Test method*).
- ABNT NBR 5739 (2007), Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos (*Concrete – Compression test of cylindric specimens – method of test*).
- ABNT NBR 5738 (2003) Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova (*Concrete – Procedure of molding and curing of concrete test specimens*).
- ABNT NBR 9779 (2012), Argamassa e concreto endurecidos – Determinação da absorção de água por capilaridade (*Mortar and hardened concrete – Determination of water absorption by capillarity*).

ABNT NBR 7222 (2011), Concreto a argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos (*Concrete and mortar – Determination of the tension strength by diametrical compression of cylindrical test specimens*).

ABNT NBR 9778 (2009), Argamassa e concreto endurecidos – Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica (*Hardened mortar and concrete – Determination of absorption, voids and specific gravity*).

ABNT NBR 8953 (2015), Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência (*Concrete for structural use – Density, strength and consistence classification*).

ASTM C150/C150M (2015), *Standard Specification for Portland Cement*.

ASTM C191-13 (2013), *Standard Methods for Time of Setting of Hydraulic Cement by Vicat Needle*.

ASTM C939-10 (2010), *Standard Test Method for Flow of Grout for Preplaced-Aggregate Concrete (Flow Cone Method)*.

ASTM C403 (2010), *Standard Test Method for Time of Setting of Concrete Mixtures by Penetration Resistance*.

ASTM C143 (2010), *Standard Test Method for Slump of Hydraulic-Cement Concrete*.

ASTM C494/C494M (2015), *Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete*.

ASTM C 1610 (2008), *Static Segregation for Self-Consolidating Concrete Using Column Technique*.

ASTM C 1611/C (2014), *Standard Test Method for Slump Flow of Self-Consolidating Concrete*.

ASTM C 1621/C (2014), *Standard Test Method for Passing Ability of Self-Consolidating Concrete by J-Ring*.

ASTM C1202 (1997), *Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration*.

BAZANT, Z.P., HUBLER, M.H., QIANG, Y. (2011), *Excessive Creep Deflections: An Awakening. CONCRETE INTERNATIONAL, AUGUST*.

BIBM, CEMBUREAU, ERMCO, EFCA, EFNARC (2005), *The European Guidelines for Self-Compacting Concrete - Specification, Production and Use. SCC European Project Group*.

BOGGIO, A. J. (2007), *Estudo Comparativo de Métodos de Dosagem de Concretos de Cimento Portland*. Dissertação de Mestrado. Porto Alegre: PPGE/UFRGS.

Brazilian Institute of Geography and Statistics (IBGE), *Available in: <http://pt.wikipedia.org/wiki/Recife#Clima>*, Jan 14th/2015.

BUILDING RESEARCH ESTABLISHMENT (BRE) (1982), *The Durability of Steel in Concrete: Part 1—Mechanism of Protection and Corrosion, Digest 264, Garston, UK, p. 7*.

BELOHUBY, M. (2009), *Concreto Auto-Adensável – CAA, Aditivos Utilizados*. Trabalho apresentado no seminário “Concreto Auto-Adensável e suas aplicações – Parte I”. Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo – IPT, Instituto Brasileiro do Concreto – IBRACON. São Paulo, Junho.

CAMÕES, A. (2003), *Dissertação de Mestrado (Título), Capítulos 3 e 7, na Universidade do Porto*.

CAMÕES, A. (2005), *Influência da presença de adições minerais no comportamento do betão fresco em composições com incorporação de superplastificantes*. Revista de Engenharia Civil-Universidade do Minho, Número 23, Pag. 19-30.

- CARNEIRO, F.D., SILVA, R.P., ALTHEMAN, D., MASSUCATO, C.J. (2012), *The influence of temperature of the cement on the characteristics of fresh concrete performances*. I SILAMCAA, 54º IBRACON, Maceió.
- CARVALHO, G., PÊSSOA, J., LIMA, I., & ASSIS, J.D. (2010). “Caracterização do Concreto utilizando Microtomografia por Raios x e Scanner Comercial”. XXXIII Congresso Nacional de Matemática Aplicada e Computacional.
- CASTRO, A.L.; LIBORIO, J.B.L., (2005), Considerações sobre o Processo de Produção de Concreto de Alto Desempenho para Estruturas Pré-Moldadas. Laboratório de Materiais Avançados à Base de Cimento – SET/EESC/USP. 1º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-moldado. São Carlos, Novembro.
- CEMENT CONCRETE & AGGREGATES (2004), Australia, Hot-Weather Concreting. Technical Bulletin 95/2 previously published by the Australian Pre-Mixed Concrete Association.
- CEB *Bulletin d'information* N. 192 (1989), *Diagnosis and Assessment of Concrete Structures—State of the Art Report*. International Federation for Structural Concrete (FIB): Lausanne, Switzerland, January.
- COUTINHO, B.S. (2011). Propriedades e comportamento estrutural do concreto auto-adensável. Rio de Janeiro: Dissertação de M.Sc. Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- DE SCHUTTER, G. (2012), *General Introduction to SCC and constituent materials. Joint IBRACON-RILEM Course on SCC. Universiteit GENT*. Maceió, Brazil.
- DESNERCK, P. (2012), *Properties of fresh self-compacting concrete mixes. Joint IBRACON-RILEM Course on SCC. Universiteit GENT*. Maceió, Brazil.
- DE SCHUTTER, G. (2013), *Towards the Concrete Factory of the Future with SCC. SCC Chicago*.
- DAL MOLIN, D.C.C., SENISSE, J.A.L., ZUCCHETTI, L., STOLZ, C.M. (2012), Technical and economic analysis of self-compacting concrete bond with similar levels of compressive strength. I SILAMCAA, 54º IBRACON, Maceió.
- DE SCHUTTER, G. (2012), *Hydration and microstructure. Joint IBRACON-RILEM Course on SCC. Universiteit GENT*. Maceió, Brazil.
- DESMET, B., ATITUNG, K.C., SANCHEZ, M.A.A., VANTOMME, J., FEYS, D., ROBEYST, N., AUDENAERT, K., DE SCHUTTER, G., BOEL, V., HEIRMAN, G., CIZER, Ö., VANDEWALLE, L., GEMERT, D.V., (2011), *Monitoring the early-age hydration of self-compacting concrete using ultrasonic p-wave transmission and isothermal calorimetry. Materials and Structures*: 1537-1558.
- DESNERCK, P. (2012), *Engineering properties of self-compacting concrete. Joint IBRACON-RILEM Course on SCC. Universiteit GENT*. Maceió, Brazil.
- DE SCHUTTER, G. (2012), *Construction process. Joint IBRACON-RILEM Course on SCC. Universiteit GENT*. Maceió, Brazil, October.
- DÉSIR, J.M., TOJAL, T.L., GOMES, P.C.C. (2012), *Analysis of the self-compacting concrete-steel bond behavior characterized through experimental investigation*. I SILAMCAA, 54º IBRACON, Maceió.
- DE SCHUTTER, G. (2012), *Durability. Joint IBRACON-RILEM Course on SCC. Universiteit GENT*. Maceió, Brazil.
- DEDAVID, B.A., GOMES, C.I., MACHADO, G. (2007), Microscopia eletrônica de varredura - Aplicações e preparação de amostras: Materiais poliméricos, metálicos e semicondutores. Edição do CEMM - Centro de Microscopia e Microanálises. EDIPUCRS. 6 p. ISBN: 978-85-7430-70. Porto Alegre-RS.
- EFNARC (2006), *Guidelines for Viscosity Modifying Admixtures for Concrete. September*.

- EL DEBS, A.L.H.C., ALMEIDA FILHO, F.M., EL DEBS, M.K. (2013), *Numerical approach of the bond stress behavior of steel bars embedded in self-compacting concrete and in ordinary concrete using beam models*. *IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL*, Volume 6, Number 3 p. 499-512 ISSN 1983-4195.
- FREITAS JUNIOR, J.A. (2013), *Materiais de Construção (TC-031) – Propriedades do Concreto Endurecido*. Universidade Federal do Paraná - UFPR.
- GHAFOORI, N. and DIAWARA, H. (2010), *Influence of temperature on fresh performance of self-consolidating concrete*. *Construction and Building Materials* 24, pp. 946-955.
- GRIESSER, A. (2002), *Cement-Superplasticizer Interactions at Ambient Temperatures*. *PhD thesis, Swiss Federal Institute of Technology – Zurich*.
- GOMES, P.C.C., Silva, E.B., Santos, I.E., ROMEIRO JUNIOR, C.L.S., MORAES, K.A.M. (2012), *Reologia de Pastas com Diferentes Tipos de Cimento*, SINCO, Fortaleza, Brasil.
- GAMS, M., TRTNIK, G. (2013), *A new US procedure to determine setting period of cement pastes, mortars, and concretes*. *Cement and Concrete Research*, 53, pp. 9-17.
- GUETTI, P.C., RIBEIRO, G.O., SERNA, P. (2012), *Experimental study of the mechanical behavior of self-compacting concrete based on fracture mechanics*. I SILAMCAA, 54^o IBRACON, Maceió, 2012.
- HASPARYK, N.P. (2005), *Investigação de concretos afetados pela reação álcali-agregado e caracterização avançada do gel exsudado*. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul – Porto Alegre.
- HARTMANN, C.T., HELENE, P.R.L. (2003), *Pillars with $f_{ck} = 115$ MPa: world record in high performance concrete*. *International Construlink Magazine*, Lisboa, Vol. 1, N. 4, pp. 23-31.
- HOLMAN, K.R., MYERS, J.J., VOLZ, J.S. (2013), *Mechanical and Durability Behavior of Self-Consolidating Concrete (SCC)*. SCC Chicago.
- KAWASHIMA, S., CHAUCHE, M., CORR, D.J., SHAH, S.P. (2013), *Adhesive properties of nanoclay-modified cementitious materials*, *Fifth North American Conference on the Design and Use of Self-Consolidating Concrete, Chicago, Illinois, USA, May 12-15*.
- KELIFA, M.R., BRUNETAUD, X., AL-MUKHTAR, M. (2010), *Mechanical Consequences of the External Sulfate Attack on Self-Compacting Concretes*. *6th International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete and the 4th North American Conference on the Design and Use of SCC, 26 to 29 September, 2010, Montreal, Canada*.
- KETCHAM, R., CARLSON, W. (2001). "Acquisition, optimization and interpretation of x ray computed tomographic imagery: applications to the geosciences" *Computers & Geoscience*, 27 (4), 381-400.
- LABRINCHA, J.A., RAUPP-PEREIRA, F., RIBEIRO, M.J., SEGADÃES, A.M. (2007), *Setting behavior of waste-based cements estimated by impedance spectroscopy and temperature measurements*. *Boletín de la Sociedad Española de Cerámica y Vidrio*, 46 [2] 91-96.
- LEMOES, Y.B., MELO, K.A. (2012), *Definition of Rheological Parameters for Pastes and Mortars with Metakaolin*, IBRACON – ISSN 2175-8182. 54^o CBC.
- LOSER, R., LEEMANN, A. (2010), *The Influence of Mix Design on the Sulphate Resistance of SCC*. *6th International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete and the 4th North American Conference on the Design and Use of SCC, 26 to 29 September, Montreal, Canada*.
- LOPES, A., NETO, J.R., MARCHESE, C., FISCHER, G., FIORI, A., MENDES, R. (2010), "A microtomografia de raios x aplicada ao estudo da porosidade em rochas" 45^o Congresso Brasileiro de Geologia.

- MIKANOVIC, N., JOLICOEUR, C. (2008), *Influence of superplasticizers on the rheology and stability of limestone and cement pastes. Cement and Concrete Research* 38, pp. 907-919.
- MASUERO, A.B., FRACALOSSO, R., HARTMANN, C., DAMKE JUNIOR, S. (2012), *Evaluation of Polycarboxylate Based Admixture on Setting Time and Slump Retention in Portland Cement Paste*, IBRACON – ISSN 2175-8182, 54º CBC.
- Mc CARTHY, R., SILFWERBRAND, J. (2010), *Comparison of Three Methods to Capture the Formwork Pressure When Using SCC – A Field Study. 6th International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete and the 4th North American Conference on the Design and Use of SCC, 26 to 29 September*, Montreal, Canada, pp. 805 – 822.
- MARQUES, A.C. (2011), *Concreto auto-adensável: caracterização da evolução das propriedades mecânicas e estudo da sua deformabilidade por sollicitação mecânica, retração e fluência*. Tese de Doutorado, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo – São Paulo.
- METHA, P. K., MONTEIRO, P.J.M. (2008), *Concreto: estrutura, propriedades e materiais*. São Paulo: IBRACON.
- MONTEIRO, E. C. B. (1996), *Estudo da capacidade de cimentos nacionais, em relação à corrosão de armaduras sob a ação conjunta de CO₂ e íons cloretos*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Brasília, Brasil, 132p.
- NEVILLE, A. M. (1997), *Properties of concrete – Fourth and Final Edition*. Longman Group Limited, England. ISBN 0-582-23070-5.
- NEVILLE, A.M., BROOKS, J.J. (2010), *Concrete Technology, 2nd ed., British Library*, ISBN 978-0-273-73219-8.
- NEHDI, M., AL MARTINI, S. (2007), *Effect of Temperature on Oscillatory Shear Behavior of Portland Cement Paste Incorporating Chemical Admixtures*. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 19:1090-1100.
- NEHDI, M., RAHMAN, M.A. (2004), *Effect of Geometry and Surface Friction of Test Accessory on Oscillatory Rheological Properties of Cement Pastes*. *ACI Materials Journal/September-October*.
- NOGUEIRA, K.A. (2010), *Reação álcali-agregado: diretrizes e requisitos da ABNT NBR 15577/2008*. Universidade Federal de Minas Gerais.
- NP EN 206-9 (2010), *Betão. Parte 9: Regras adicionais para betão autocompactável-BAC. (Concrete. Part 9: Additional Rules for Self-compacting Concrete-SCC)*.
- NP EN 206-1 (2007), *Betão. Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade. (Concrete. Part 1: Specification, performance, production and conformity)*.
- NP EN 12350-8 (2010), *Ensaio do betão fresco. Parte 8: Betão autocompactável. Ensaio de espalhamento. (Testing fresh concrete. Part 8: Self-compacting Concrete. Slump-flow test)*.
- NP EN 12350-9 (2010), *Ensaio do betão fresco. Parte 9: Betão autocompactável. Ensaio de escoamento no funil V. (Testing fresh concrete. Part 9: Self-compacting Concrete. V-funnel test)*.
- NP EN 12350-10 (2010), *Ensaio do betão fresco. Parte 10: Betão autocompactável. Ensaio de escoamento na caixa L. (Testing fresh concrete. Part 10: Self-compacting Concrete. L box test)*.
- NP EN 12350-11 (2010), *Ensaio do betão fresco. Parte 11: Betão autocompactável. Ensaio de segregação no peneiro. (Testing fresh concrete. Part 11: Self-compacting Concrete. Sieve segregation test)*.
- NP EN 12350-12 (2010), *Ensaio do betão fresco. Parte 12: Betão autocompactável. Ensaio de espalhamento no anel J. (Testing fresh concrete. Part 12: Self-compacting Concrete. J-ring test)*.

- NP EN 197-1 (2001), Cimento. Parte 1: Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes. (*Cement. Part 1: Composition, specifications and conformity criteria for common cements*).
- NP EN 12350-2 (2009), *Testing fresh concrete – Part 2: Slump-test*.
- NP EN 1992-1-1 (2010), Projecto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. (*Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings*).
- NP EN 196-3+A1 (2008), *Methods of testing cement – Part 3: Determination of setting times and soundness*.
- NP EN 445 (2008), *Grout for prestressing tendons – Test methods*.
- OKAMURA, H. (1997), *Self-Compacting High Performance Concrete International*, Vol. 19, N.º 7, pp. 50-54, ACI, July.
- PHAN, T.H., CHAOUICHE, M., MORANVILLE, M. (2006), *Influence of organic admixtures on the rheological behavior of cement pastes. Cement and Concrete Research*, 36, pp. 1807-1813.
- PITANGUEIRA, R.L.S., MONTEIRO, A.B., WOLENSKI, A.R.V., MARAFON, C., SANTOS, R.A. (2012), *Determination of the Optimal Content of the Superplasticizers Additives in Cement Pastes Through the Marsh Cone Test*. IBRACON – ISSN 2175-8182. 54.º CBC.
- POLDER, R., ANDRADE, C., ELSENER, B., VENNESLAND, Ø., GULIKERS, J., WEIDERT, R., RAUPACH, M. (2003), *Recommendations of RILEM TC 154-EMC: Electrochemical techniques for measuring metallic corrosion. Test method for on-site measurement of resistivity of concrete. Mater. Struct.*, 36, 461–471.
- RICH, D., WILLIAMS, D., GLASS, J., GIBB, A., GOODIER, C. (2010), *To SCC or Not To SCC? UK Contractor's Views. 6th International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete and the 4th North American Conference on the Design and Use of SCC, 26 to 29 September*, Montreal, Canada. (Pg. 669 – 676).
- RIBEIRO, D.V., HELENE, P.R.L. (2013), *Corrosão em Estruturas de Concreto: Teoria, Controle e Métodos de Análise*. ELSEVIER, 240.
- RAHMAN, M.A., NEHDI, M. (2003), *Effect of Geometry, Gap, and Surface Friction of Test Accessory on Measured Rheological Properties of Cement Paste. ACI Materials Journal/July-August*.
- Relatórios ABCP 75599 (28 dias) e 76503 (90 dias) (2012), Íons cloreto para CAA e CC.
- RILEM TC 56 – MHM (1988), *Measurement of hardened concrete carbonation depth. Materials and Structures*, Vol. 21, pp. 453-455.
- REMEYSEN, K., SWENNEN, R. (2008), *Application of Microfocus computed tomography in carbonate reservoir characterization: Possibilities and limitations. Marine and Petroleum Geology*, 25(6), 486-479.
- ROSA, A., CARVALHO, R., XAVIER, J. (2006), *Engenharia de Reservatórios de Petróleo*. Editora Interciência LTDA.
- SOROKA, I. (2004), *Concrete in Hot Environments. National Building Research Institute, Faculty of Civil Engineering, Technion-Israel Institute of Technology*, Haifa, Israel.
- SAMPEBULU, V. (2012), *Influence of High Temperatures on Workability of Fresh Ready-Mixed Concrete. ITB J. Eng. Sci.*, No. 1, 2012, 21-32.
- SILVA, P., BRITO, J. (2010), A pressão exercida pelo betão auto-compactável (BAC) nas cofragens. 2.º Congresso Ibérico Betão Auto-Compactável, 1 e 2 de Julho, Guimarães, Portugal.

- SIMONETTI, C., SILVA FILHO, L.C.P., CAMPOS FILHO, A. (2012), *Analysis of humidity loss in the long term deformation behavior of self-compacting concrete beams*. I SILAMCAA, 54º IBRACON, Maceió.
- SILVA, C.O., BATTAGIN, A.F. (2012), Impacto da temperatura do cimento na temperatura do concreto. Revista CONCRETO & Construções do IBRACON, Ano XXXIX, nº 65, São Paulo.
- SHEHATA, L.C.D., COUTINHO, B.S.; SHEHATA, I.A.M. Structural behavior of self-compacting concrete. I SILAMCAA, 54º IBRACON, Maceió, 2012.
- SFIKAS, I.P., BADOGIANNIS, E.G., TREZOS, K.G. (2013), *The Effect of Silica Fume and Metakaolin on Self-Compacting Concrete Durability*. SCC Paris.
- SIAD, H., MESBAH, H., KAMALI-BERNARD, S., MOULI, M. (2013), *Sulfate Resistance and Carbonation of Self-Compacting Concrete Based with Various Mineral Admixtures: Comparative Study*. SCC Paris.
- SILVA, A.M. (2009), Análise morfométrica 2D e 3D de amostras de osso trabecular utilizando microtomografia tridimensional por raios x. São Carlos: Dissertação de M.Sc. EESC/USP.
- SALES, E.D. (2010), Estudo da qualidade óssea através das técnicas de microtomografia e microfluorescência de raios x. Rio de Janeiro, RJ: Tese de D.Sc. COPPE/UFRJ.
- SKYSCAN 1173 User Guide (2014), *Available online: <http://www.skyscan.be> (accessed on 27 June)*.
- SITE do Banco Central do Brasil (2015), Conversão de moeda de Real para Euro no dia 31.07.2015.
- TUTIKIAN, B.F. (2004), Método para dosagem de concretos auto-adensáveis. Dissertação de M.Sc. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- TUTIKIAN, B.F. (2007), Proposição de um Método de Dosagem Experimental para Concretos Auto-Adensáveis. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- TOPÇU, I.B.; UYGUNOGLU, T.; HOCAOGLU, I. (2012), *Electrical conductivity of setting cement paste with different mineral admixtures*. *Construction and Building Materials* 28, pp. 414-420.
- VAQUERO Y MAYOR, A. (2009), Concreto auto-adensável – impacto do concreto auto-adensável na construção e na durabilidade, Seminário “Concreto Auto-Adensável e suas aplicações – Parte I”. Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo – IPT, Instituto Brasileiro do Concreto – IBRACON. São Paulo.
- VANDERLEI, R.D., ARREBOLA, D.L.C.C., ALTOÉ, S.P.S. (2012), *Determination of Superplasticizer Saturation Point by Methods Aitchin and Gomes*, IBRACON – ISSN 2175-8182. 54º CBC.
- VITA, M.O., BARBOSA, M.P., GIROTTO, L.S., REPETTE, W.L. (2012), Análise da fissuração do concreto auto-adensável nas primeiras idades, I SILAMCAA, 54º IBRACON.
- XIAO, L.; LI, Z. (2008), *Early-age hydration of fresh concrete monitored by non-contact electrical resistivity measurement*. *Cement and Concrete Research* 38, 312-319.
- XIAO, L-Z., LI, Z-J., WEI, X-S.(2007), *Selection of superplasticizer in concrete mix design by measuring the early electrical resistivities of pastes*. *Cement & Concrete Composites* 29, 350-356.
- YVES PETIT, J., WIRQUIN, E., KAYAT, K.H. (2010), *Effect of temperature on the rheology of flowable mortars*. *Cement & Concrete Composites* 32, 43-53.
- ZONGJIN, L., XIAO, L., WEI, X. (2007), *Determination of Concrete Setting Time Using Electrical Resistivity Measurement*. *Journal of Materials in Civil Engineering* 19, 423-427.