

CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL (CAA),
MAIS DO QUE ALTERNATIVA AO
CONCRETO CONVENCIONAL (CC)

CARLOS FERNANDO DE ARAÚJO CALADO
AIRES CAMÕES
SAID JALALI
BÉDA BARKOKÉBAS JUNIOR

CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL (CAA), MAIS DO QUE ALTERNATIVA AO CONCRETO CONVENCIONAL (CC)

**CARLOS FERNANDO DE ARAÚJO CALADO
AIRES CAMÕES
SAID JALALI
BÉDA BARKOKÉBAS JUNIOR**



EDITORA DA UNIVERSIDADE DE PERNAMBUCO
RECIFE, 2015

UNIVERSIDADE DE PERNAMBUCO - UPE

REITOR Prof. Pedro Henrique de Barros Falcão

VICE-REITOR Profa. Maria do Socorro de Mendonça Cavalcanti

EDITORA UNIVERSIDADE DE PERNAMBUCO - EDUPE

CONSELHO EDITORIAL Profa. Dra. Adriana de Farias Gehrer

Prof. Dr. Alexandre Gusmão

Profa. Dra. Ana Célia O. dos Santos

Prof. Dr. Belmiro do Egito

Prof. Dr. Carlos Alberto Domingos do Nascimento

Prof. Dr. Amaury de Medeiros

Prof. Dr. Álvaro Vieira de Mello

Profa. Dra. Aronita Rosenblatt

GERENTE CIENTÍFICO Prof. Karl Schurster Veríssimo de Souza Leão

COORDENADORA Profa. Sandra Simone Moraes de Araújo

PROJETO GRÁFICO E DIAGRAMAÇÃO Aldo Barros

REVISÃO DOS AUTORES

ÍNDICE GERAL

DEDICATÓRIA	VII
APRESENTAÇÃO	IX
AGRADECIMENTOS	XI
PREFÁCIO	XIII
ÍNDICE DO TEXTO	XVII
ÍNDICE DE FIGURAS	XXI
ÍNDICE DE TABELAS	XXVII
CAP. 1 – INTRODUÇÃO	29
CAP. 2 – O CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL	35
CAP. 3 – CONCRETO FRESCO - TRABALHABILIDADE	75
CAP. 4 – CONCRETO ENDURECIDO – RESISTÊNCIA E DURABILIDADE	161
CAP. 5 – ESTUDOS DE VIABILIDADE ECONÔMICA	217
CAP. 6 – ESTUDOS DE CASO: EXEMPLOS DE OBRAS COM APLICAÇÃO DE CAA	225
CAP. 7 – CONSIDERAÇÕES FINAIS	237
CAP. 8 - REFERÊNCIAS	241

DEDICATÓRIA

Dedico o livro a Maria, minha mulher de tantos anos, e nossas filhas,
Juliana e Fernanda, que são o nosso bem querer.
Aos meus pais, Josinette (grande saudade) e Hermann.

APRESENTAÇÃO

A paixão do engenheiro e professor Carlos Calado pelo concreto é antiga. Esteve presente em toda a sua formação acadêmica e também na sua extensa e brilhante atividade profissional. Inúmeros sonhos e obras se transformaram em realidade através da plasticidade do concreto e da engenhosidade de Calado.

A construção civil e o próprio concreto têm experimentado importantes mudanças nos últimos 30 anos. Novos materiais e aditivos trouxeram muitas possibilidades para as obras de concreto, com repercussão nas suas propriedades e na produtividade de execução.

O concreto auto-adensável é, portanto, um produto dessas inovações e do novo contexto da construção civil. O livro está dividido em sete capítulos e traz um primoroso estado da arte do assunto, incluindo as especificações dos principais materiais componentes, e as propriedades do concreto no estado fresco e endurecido. Traz inclusive cinco artigos publicados no Brasil e no exterior, e que foram desenvolvidos no doutoramento de Calado em Portugal.

Ao fim, ainda nos brinda com dois importantes casos de obras, em que são apresentados os principais resultados. Servem para fazer a travessia entre a academia e a indústria, desmistificando o dilema teoria e prática.

Não sei se trata de um livro de um engenheiro-professor ou de um professor-engenheiro. Calado achou no livro o equilíbrio pessoal que só o tempo e a experiência trazem. O livro passa a ser uma excelente referência para cursos de graduação e pós-graduação em engenharia civil, arquitetura e áreas afins.

Alexandre Duarte Gusmão
Engenheiro e Professor da Universidade de Pernambuco

AGRADECIMENTOS

Em nome dos autores, agradeço à UPE e à EDUPE, na pessoa do reitor Pedro Falcão e à POLI, na pessoa do diretor José Roberto Cavalcanti, por todo o apoio à edição do livro.

Aos professores Aires Camões, Said Jalali e Béda Barkokébas Junior, colegas coautores que muito contribuíram para que o livro cumprisse seu objetivo, com suas experiências e ensinamentos. Além do mais, me concederam a honra de escrever a dedicatória e os agradecimentos, gesto típico das pessoas de alma larga.

Aos professores Alexandre Gusmão e Paulo Helene, pela apresentação e pelo prefácio, respectivamente. Com toda a competência acadêmica e profissional que lhes são peculiar, escreveram expressivos textos deixando evidente o carinho e amizade dedicados aos autores.

Agradecemos a todos que, não nominados, contribuíram para que o livro pudesse atender ao seu objetivo.

Por fim, agradecemos aos que venham a adquirir esse livro acreditando poder encontrar informações que alarguem seus conhecimentos, afinal, esse fantástico material chamado concreto, tem sido muito útil à engenharia em particular e à sociedade em geral.

PREFÁCIO

Tenho a enorme satisfação e honra de prefaciар este importante e contemporâneo texto sobre uma das opções mais modernas e promissoras de uso do concreto nas construções, o chamado concreto auto-adensável, muitas vezes indicado com a sigla CAA no Brasil e com a sigla SCC (*self-consolidating concrete* ou *self-compacting concrete*) em inglês.

Este livro se fundamenta na valiosa tese de doutoramento do engenheiro civil Carlos Fernando de Araújo Calado, consagrado projetista estrutural, reconhecido professor universitário, magnífico reitor da Universidade de Pernambuco, UPE, por duas profícuas gestões, e renomado consultor.

São também autores desta obra os muito reconhecidos e respeitados engenheiros e professores Béda Barkokébas Jr. da UPE/Brasil, Aires Camões e Said Jalali da Universidade do Minho em Portugal, que dispensam apresentação e que transformam esta obra num compendio luso-brasileiro sobre concreto auto adensável.

Pode-se dizer que essa opção construtiva, o SCC ou CAA, foi introduzida superficialmente no país somente a partir de fins da década de 90. No contexto mundial é considerada uma verdadeira revolução no campo da tecnologia das estruturas de concreto.

Tem origem no Japão tendo sido conceituado pelo Prof. Hajime Okamura da *Kochi University of Technology*, em 1986, em resposta às preocupações japonesas com a durabilidade das estruturas de concreto à época. Segundo suas pesquisas a principal origem dos problemas de reduzida durabilidade das estruturas de concreto advinham da baixa qualidade de aplicação, lançamento e adensamento do concreto nos canteiros de obra.

O primeiro artigo científico sobre SCC foi apresentado no 2º *East-Asia and Pacific Conference on Structural Engineering and Construction (EASEC-2)* em 1989. A partir daí as pesquisas se difundiram pouco a pouco e na Europa, somente em 1997, a RILEM funda o *TC 174 Technical Committee on SCC* posteriormente seguido por comitês técnicos no ACI e ISO.

No Brasil, a primeira tese de doutorado foi defendida em 2007 por Bernardo Tutikian na UFRGS que publicou o correspondente livro em 2008. Uma das primeiras dissertações de mestrado sobre esse tema foi apresentada na Escola Politécnica da USP por Ricardo Alencar em 2008, que também secretariou a Comissão de Estudos da ABNT através do CB-18, normalizando os métodos de ensaio de concreto auto adensável ABNT NBR 15823:2010 que estabeleceu as bases para o uso e controle dos CAA no país. Só mais recentemente em 2014 o IBRACON constituiu o Comitê Técnico de CAA, presidido pelo prestigiado Prof. Bernardo Tutikian.

Esse resumo histórico demonstra quão recente é o conhecimento e uso desse revolucionário material de construções duráveis e quanto há ainda por caminhar e dominar o correto uso dessa técnica.

Esta magnífica e atualizada obra de autoria do Prof. Carlos Calado e colegas, vai mais longe e mostra exemplos emblemáticos do uso de SCC em obras de importância no Brasil, como a Arena Pernambuco no Recife e a Ponte do Rio Negro em Manaus. Através de detalhadas descrições dos traços e do emprego desses concretos conduz sua pesquisa de avaliação do desempenho desse novo material com a maestria que lhe é peculiar, demonstrando que mesmo sob condições extremas de calor é possível empregar SCC com qualidade, economia e produtividade, incrementando a vida útil das estruturas de concreto.

O texto é de agradável leitura e comporta extensa revisão bibliográfica com conceitos e definições fundamentadas em permanentes e consistentes referências bibliográficas, cobrindo desde os aspectos de materiais, trabalhabilidade do concreto fresco, dosagem, propriedades do concreto endurecido, especificações de projeto, a construção e usos com resultados efetivos de obras realizadas com sucesso.

Uma das maiores dificuldades atuais da engenharia de construção é conseguir, com certa confiança, introduzir um novo processo construtivo. Falta um banco de dados seguro, faltam métodos e procedimentos de ensaios, falta informação consistente de campo, obtida de obras existentes, faltam exemplos didáticos.

Anos de vida profissional e experiência em projetos estruturais de grande porte como o Aeroporto de Recife, somados à experiência vitoriosa de pesquisador e professor de engenharia na UPE e na Universidade do Minho, conferem autoridade ímpar a estes Autores para tratar com profundidade o complexo tema dos concretos auto adensáveis.

Assim o resultado não poderia ser outro, este livro constitui uma obra de consulta obrigatória da engenharia de concreto no país, permitindo que projetistas e construtores obtenham conceitos e dados práticos para a tomada de decisões no âmbito das construções modernas com uso de CAA.

Vai ainda mais além sendo de leitura altamente recomendável a estudantes, pesquisadores, consultores, construtores, tecnólogos, laboratoristas e gerenciadores de obras de concreto.

São Paulo, 25 de novembro de 2015

Prof. Paulo Helene

Universidade de São Paulo

PhD Engenharia

ÍNDICE DO TEXTO

DEDICATÓRIA	VII
APRESENTAÇÃO	IX
AGRADECIMENTOS	XI
PREFÁCIO	XIII
ÍNDICE DO TEXTO	XVII
ÍNDICE DE FIGURAS	XXI
ÍNDICE DE TABELAS	XXVII
1 INTRODUÇÃO	29
1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO	29
1.2 ESTRUTURA DO ESTUDO	32
1.3 DELIMITAÇÕES DA PESQUISA BIBLIOGRÁFICA	33
2 O CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL	35
2.1 CONCEITUAÇÃO	35
2.2 CARACTERÍSTICAS	40
2.3 PRINCIPAIS NORMAS EM VIGOR	44
2.3.1 Normas brasileiras	44
2.3.2 Normas portuguesas e europeias	46
2.3.3 Normas americanas	51
2.4 CONSTITUENTES E COMPOSIÇÕES	54
2.4.1 Métodos de composições usuais	54
2.4.2 Materiais constituintes de CAA	59
2.4.2.1 Cimento e suas adições	59
2.4.2.2 Agregados	66
2.4.2.3 Aditivos	68
2.4.2.4 Água	73
3 CONCRETO FRESCO - TRABALHABILIDADE	75
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	75
3.2 ASPECTOS GERAIS	77
3.3 ASPECTOS REOLÓGICOS	83

3.4 ASPECTOS DE TRABALHABILIDADE	88
3.4.1 Tempo de mistura	89
3.4.2 Tempo disponível entre o início da mistura e o final do adensamento nas formas	91
3.4.3 Temperatura	101
3.4.4 Pressão lateral sobre as formas	116
3.4.5 Bombeamento	121
3.5 ENSAIOS APLICADOS	122
3.5.1 Ensaios aplicados às pastas	122
3.5.1.1 Considerações iniciais	122
3.5.1.2 Tempo de pega – Ensaio de Agulha de Vicat	125
3.5.1.3 Fluidez – Ensaio de Cone Marsh	126
3.5.1.4 Calorimetria	131
3.5.1.5 Reômetro	133
3.5.1.6 Resistividade elétrica	136
3.5.2 Ensaios aplicados ao concreto no estado fresco	153
3.5.2.1 Ensaio de abatimento (<i>slump test</i>)	153
3.5.2.2 Espalhamento - SF (<i>Slump-flow</i>) e viscosidade plástica aparente t_{500} (sob fluxo livre)	155
3.5.2.3 Viscosidade plástica aparente pelo funil V	157
3.5.2.4 Habilidade passante pela caixa L	157
3.5.2.5 Habilidade passante pelo anel J	158
3.5.2.6 Resistência à segregação pela coluna de segregação	160
4 CONCRETO ENDURECIDO – RESISTÊNCIA E DURABILIDADE	161
4.1 PROPRIEDADES E RESISTÊNCIA	161
4.1.1 Considerações iniciais	161
4.1.2 Retração e fluência	164
4.1.3 Tensão de aderência	166
4.1.4 Comportamento estrutural	167
4.1.5 Efeitos da temperatura na resistência	170
4.2 DURABILIDADE	173
4.2.1 Considerações iniciais	173

4.2.2 Aspectos gerais da durabilidade do concreto e sua vida útil	174
4.2.3 Alguns estudos de durabilidade do CAA	181
4.2.4 Reação álcali agregado	196
4.2.5 Durabilidade a partir das recomendações das Normas	198
4.2.5.1 Norma brasileira para projeto de obras de concreto	198
4.2.5.2 Exigências das normas portuguesas e europeias para projeto de obras de concreto	202
4.2.5.3 Exigências da norma americana para concretos estruturais	205
4.2.6 Estudo comparativo das recomendações das principais normas com vistas à durabilidade	210
4.2.6.1 Introdução	210
4.2.6.2 Procedimento	210
4.2.6.3 Resultados	212
4.2.6.4 Comentários e conclusões	216
5 ESTUDOS DE VIABILIDADE ECONÔMICA	217
6 ESTUDOS DE CASO: EXEMPLOS DE OBRAS COM APLICAÇÃO DE CAA	225
6.1 INTRODUÇÃO	225
6.2 A OBRA DA ARENA PERNAMBUCO	225
6.2.1 Introdução e principais características da obra	225
6.2.2 Resultados obtidos	228
6.2.3 Conclusões	231
6.3 A PONTE SOBRE O RIO NEGRO	232
6.3.1 Principais características da obra	232
6.3.2 Alguns desafios enfrentados durante a construção da obra	232
6.3.3 Principais composições aplicadas para CAA e CC	235
7 CONSIDERAÇÕES FINAIS	237
7.1 CONCLUSÕES	237
7.2 PERSPECTIVAS	239
8 REFERÊNCIAS	241

ÍNDICE DE FIGURAS

Capítulo 2 – O CONCRETO AUTOADENSÁVEL

2.1	<i>Fotos do CAA (esquerda) e CC (direita)</i>	43
2.2	<i>Diagrama de dosagem dos concreto de cimento Portland</i>	57
2.3	<i>Esquema para obtenção da composição média</i>	58
2.4	<i>Evolução média de resistência à compressão dos distintos tipos de cimento Portland</i>	62
2.5	<i>Esquema indicativo da repulsão eletrostática</i>	70

Capítulo 3 – CONCRETO FRESCO - TRABALHABILIDADE

3.1	<i>Desenho esquemático das fases de pega e endurecimento</i>	76
3.2	<i>Visualização simplificada da estrutura da pasta</i>	79
3.3	<i>Estudo básico</i>	79
3.4	<i>Hidratação</i>	79
3.5	<i>Visualização do processo de hidratação</i>	80
3.6	<i>Visualização esquemática das composições de CAA e CC</i>	80
3.7	<i>Resultados para 10°C</i>	81
3.8	<i>Resultados para 20°C</i>	81
3.9	<i>Resultados para 35°C</i>	82
3.10	<i>Comparativo na hidratação do cimento</i>	82
3.11	<i>Comparativo na taxa máxima de produção de calor</i>	82
3.12	<i>Comparativo usando analisador termométrico</i>	82
3.13	<i>Desenho esquemático da formação da estrutura em uma pasta de cimento</i>	83
3.14	<i>Líquido Newtoniano, curva de fluxo</i>	85
3.15	<i>Comparativo curvas de fluxo CC e CAA</i>	85
3.16	<i>Desenho esquemático da velocidade de fluxo do concreto</i>	86
3.17	<i>Comportamento Newtoniano</i>	88
3.18	<i>Comportamento não Newtoniano</i>	88
3.19	<i>Viscosidade aparente</i>	88
3.20	<i>Modelos reológicos</i>	88
3.21	<i>Relação entre resistência à compressão e tempo de mistura</i>	90

3.22	<i>Relação entre coeficiente de variação da resistência e tempo de mistura</i>	90
3.23	<i>Influência do tempo de mistura</i>	90
3.24	<i>Influência do tipo de equipamento</i>	90
3.25	<i>Gráfico com os resultados de Cone Marsh</i>	93
3.26	<i>Diretrizes para o uso de concretos com superplastificantes em várias temperaturas</i>	96
3.27	<i>Gráfico para análise pelo método de Aïtcin</i>	97
3.28	<i>CV com SP CP (0,5%)</i>	100
3.29	<i>CV com SP NS (2,0%)</i>	100
3.30	<i>CV com SP NS (2,0%)</i>	100
3.31	<i>FC com SP CP (0,5%)</i>	100
3.32	<i>Módulo de cisalhamento a 20°C</i>	104
3.33	<i>Tensão de escoamento a 20°C</i>	104
3.34	<i>Módulo de cisalhamento a 35°C</i>	105
3.35	<i>Tensão de escoamento a 35°C</i>	105
3.36	<i>Módulo de cisalhamento a 45°C</i>	105
3.37	<i>Tensão de escoamento a 45°C</i>	105
3.38	<i>Superplastificante PC a 0,3%</i>	107
3.39	<i>Superplastificante PC a 0,4%</i>	107
3.40	<i>Superplastificante ML a 2,0%</i>	107
3.41	<i>Superplastificante ML a 2,8%</i>	107
3.42	<i>Superplastificante NS a 1,4%</i>	108
3.43	<i>Superplastificante NS a 1,8%</i>	108
3.44	<i>Estabelecimento da taxa de evaporação de água (kg/m²/h)</i>	110
3.45	<i>Influência da temperatura do ar no tempo de pega do concreto</i>	111
3.46	<i>Trabalhabilidade com diferentes temperaturas</i>	111
3.47	<i>Resistência à compressão com diferentes temperaturas</i>	111
3.48	<i>Desenho esquemático das etapas do concreto fresco</i>	114
3.49	<i>Gráficos de empuxos sobre a forma com referência à pressão hidrostática</i>	117
3.50	<i>Relação entre slump e quantidade de água da mistura</i>	123
3.51	<i>Efeito da temperatura do concreto no slump e quantidade de água necessária</i>	124

3.52	<i>Efeito da temperatura do concreto sobre a quantidade de água necessária</i>	124
3.53	<i>Foto de um aparelho e acessórios</i>	126
3.54	<i>Foto de um aparelho e da realização de um ensaio</i>	126
3.55	<i>Cone Marsh</i>	127
3.56	<i>Tipo de cone Marsh</i>	127
3.57	<i>Método para obtenção teor ótimo SP</i>	128
3.58	<i>Aplicação do método na pesquisa</i>	128
3.59	<i>Cone Marsh pronto para ensaio</i>	128
3.60	<i>Cone Marsh durante ensaio</i>	128
3.61	<i>Ensaio com cone Marsh</i>	129
3.62	<i>Resultados dos ensaios com o cone Marsh</i>	130
3.63	<i>Curva $\log T \times sp/c$ (%)</i>	131
3.64	<i>Calorímetro semi-adiabático AdiaCal</i>	131
3.65	<i>Modelo de curva calorimétrica</i>	132
3.66	<i>Pico de temperatura</i>	132
3.67	<i>Aumento de temperatura</i>	132
3.68	<i>Representação esquemática do cisalhamento aplicado à pasta de cimento</i>	134
3.69	<i>Fotos e desenho esquemático do reômetro cilindro coaxial e do equipamento misturador</i>	134
3.70	<i>Tipos de geometria de reômetros</i>	135
3.71	<i>Determinação entre a relação das respostas de resistividade e tempo de pega</i>	138
3.72	<i>Ponto mínimo P_m</i>	140
3.73	<i>Ponto de transição P_t</i>	140
3.74	<i>Variação dos tempos de pega entre os valores medidos e calculados</i>	143
3.75	<i>CAPS de PVC</i>	144
3.76	<i>Aparato para os ensaios</i>	144
3.77	<i>Diagrama elétrico</i>	144
3.78	<i>Interseção entre as retas 1 e 2 obtidas por regressão linear</i>	145
3.79	<i>Interseção entre as retas 1 e 2 obtidas por regressão linear</i>	146
3.80	<i>Interseção entre as retas 1 e 2 obtidas por regressão linear</i>	146
3.81	<i>Tempo de ensaio de resistividade t_i x tempo ensaio de Vicat T_i</i>	147

3.82	<i>Representação esquemática TG</i>	149
3.83	<i>Relação entre TG e dpv</i>	149
3.84	<i>Relação entre grau de hidratação e resistência à compressão para 01 e 02 dias</i>	150
3.85	<i>Apresentação esquemática para seleção do adequado superplastificante</i>	151
3.86	<i>Superplastificante SP1-0.8</i>	152
3.87	<i>Superplastificante SP2-0.25</i>	152
3.88	<i>Fotografias de equipamentos aplicados para ensaio de slump test</i>	153
3.89	<i>Desenho esquemático de três possíveis resultados após abatimento</i>	154
3.90	<i>Fotografia e desenho esquemático da realização de ensaio de abatimento</i>	154
3.91	<i>Equipamentos</i>	156
3.92	<i>Realização do ensaio</i>	156
3.93	<i>Funil V</i>	157
3.94	<i>Caixa L</i>	158
3.95	<i>Anel J (sob fluxo livre)</i>	159
3.96	<i>Foto do ensaio com anel J</i>	159
3.97	<i>Coluna de segregação</i>	160

Capítulo 4 – CONCRETO ENDURECIDO – RESISTÊNCIA E DURABILIDADE

4.1	<i>Relação água/ligante (a/l)</i>	163
4.2	<i>Conteúdo de pó nas composições</i>	163
4.3	<i>Desenvolvimento da resistência de ligação pasta-agregado com diferentes temperaturas</i>	172
4.4	<i>Principais fatores que contribuíram para as falhas de estruturas</i>	176
4.5	<i>Efeito da relação (a/c)</i>	179
4.6	<i>Efeito da temperatura</i>	179
4.7	<i>Efeito temperatura x permeabilidade</i>	179
4.8	<i>Efeito temperatura x volume de poros</i>	179
4.9	<i>Esquema da hidratação do cimento</i>	180
4.10	<i>Porosidade x permeabilidade da água</i>	180
4.11	<i>Porosidade x difusão vapor da água</i>	181
4.12	<i>Porosidade x permeabilidade do gás</i>	181
4.13	<i>Resultados coeficiente carbonatação</i>	183

4.14	<i>Resultados difusão de cloretos</i>	183
4.15	<i>Gráfico da variação de massa em completa imersão</i>	184
4.16	<i>Fotos das amostras CEM II/49 em completa imersão</i>	185
4.17	<i>Gráfico da variação de massa em ciclos de imersão e secagem a 60°C</i>	185
4.18	<i>Fotos das amostras CEMIII/49, ciclos de imersão e secagem a 60°C</i>	185
4.19	<i>Porosidade</i>	191
4.20	<i>Absorção de água</i>	191
4.21	<i>Resistividade elétrica</i>	191
4.22	<i>Migração de cloretos</i>	191
4.23	<i>Frente de carbonatação acelerada</i>	193
4.24	<i>Evolução da frente de carbonatação</i>	193
4.25	<i>Comparação da distribuição dos tamanhos dos poros</i>	193
4.26	<i>Expansão das amostras de concreto</i>	194
4.27	<i>Representação gráfica do comparativo da relação água/cimento</i>	213
4.28	<i>Representação gráfica do comparativo da relação (a/c) com valores médios</i>	214
4.29	<i>Representação gráfica do comparativo da resistência a compressão em MPa</i>	214
4.30	<i>Representação gráfica do comparativo da resistência com valores médios</i>	215
4.31	<i>Representação gráfica do comparativo do cobrimento das armaduras</i>	215
4.32	<i>Representação gráfica do comparativo do cobrimento das armaduras – valores médios</i>	215

Capítulo 5 – ESTUDOS DE VIABILIDADE ECONÔMICA

5.1	<i>Gráfico dos resultados obtidos na Tabela 5.1</i>	218
5.2	<i>Gráfico dos resultados obtidos na Tabela 5.5</i>	222

Capítulo 6 – ESTUDOS DE CASO: EXEMPLOS DE OBRAS COM APLICAÇÃO DE CAA

6.1	<i>Corte transversal no setor oeste indicando seis níveis de piso e coberta metálica estaiada</i>	226
6.2	<i>Rampa de acesso, fachada leste</i>	227
6.3	<i>Arquibancada inferior e superior</i>	227
6.4	<i>Corpos de prova tipo 1 (CP)</i>	228
6.5	<i>Corpos de prova tipo 2 (TE)</i>	228
6.6	<i>Resistência à compressão (MPa) versus composição e dias</i>	230
6.7	<i>Resultados de f_{cki} em função da composição e do tipo de amostra</i>	230

6.8	<i>Resultados de E_{ci} em função da composição e do tipo de amostra</i>	230
6.9	<i>Difusão de íons cloreto</i>	230
6.10	<i>Absorção de água</i>	230
6.11	<i>Índice de vazios</i>	230
6.12	<i>Detalhes executivos das estacas e blocos de fundação</i>	234
6.13	<i>Detalhes executivos dos vãos estaiados</i>	234

ÍNDICE DE TABELAS

Capítulo 2 – O CONCRETO AUTOADENSÁVEL

2.1	<i>Análise das normas brasileiras de CAA</i>	44
2.2	<i>Tabelas 1 a 6 da NBR 15823-1(2010)</i>	46
2.3	<i>Análise das normas portuguesas e europeias de CAA</i>	47
2.4	<i>Quadros de 1 a 6 da EP EN 206-9 (2010)</i>	49
2.5	<i>Tabela 8.1 da ACI 237R-07 (2007)</i>	52
2.6	<i>Tabela 8.2 da ACI 237R-07 (2007)</i>	53
2.7	<i>Tabela 8.3 do ACI 237R-07 (2007)</i>	53
2.8	<i>Composição dos cimentos portland comuns e compostos</i>	61
2.9	<i>Composição dos cimentos portland de alto-forno, pozolânico e de alta resistência inicial</i>	62
2.10	<i>Composição dos cimentos portland branco</i>	63
2.11	<i>As famílias de cimentos europeus e seus equivalentes brasileiros</i>	65
2.12	<i>Tabela 3.5 de Neville (1997)</i>	67

Capítulo 3 – CONCRETO FRESCO - TRABALHABILIDADE

3.1	<i>Ensaio de hidratação isotérmica</i>	81
3.2	<i>Composições das pastas estudadas</i>	96
3.3	<i>Tempos de escoamento no funil de Marsh</i>	97
3.4	<i>Percentagens dos constituintes aplicados nas pastas estudadas</i>	99
3.5	<i>Percentagens dos constituintes aplicados nas pastas estudadas</i>	139
3.6	<i>Resultados dos pontos críticos de resistividade e de tempo de pega</i>	139
3.7	<i>Transcrição do Quadro 3 (NP EN 206-1, 2007)</i>	154
3.8	<i>Classes de espalhamento</i>	156

Capítulo 4 – CONCRETO ENDURECIDO – RESISTÊNCIA E DURABILIDADE

4.1	<i>Composições aplicadas para CAA e CC</i>	182
4.2	<i>Resultados dos ensaios de absorção de água</i>	182
4.3	<i>Composições e resultados de ensaios de resistência</i>	184
4.4	<i>Resultados dos ensaios aplicados</i>	184
4.5	<i>Ligantes aplicados</i>	187

4.6	<i>Composições e indicadores de trabalhabilidade</i>	187
4.7	<i>Sumário dos resultados obtidos</i>	188
4.8	<i>Resultados obtidos</i>	189
4.9	<i>Constituintes e suas proporções</i>	190
4.10	<i>Ensaio de caracterização e classificações</i>	190
4.11	<i>Composições e suas proporções aplicadas aos concretos</i>	192
4.12	<i>Composições de CAA e CC utilizadas nos ensaios da pesquisa</i>	195
4.13	<i>Resumo dos resultados dos ensaios de durabilidade</i>	196
4.14	<i>Classes de agressividade ambiental (Tabela 6.1) (NBR 6118, 2014)</i>	200
4.15	<i>Classe de agressividade e qualidade do concreto (Tabela 7.1) (NBR 6118, 2014)</i>	201
4.16	<i>Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobertura nominal para $\Delta c = 10\text{mm}$ (Tabela 7.2) (NBR 6118, 2014)</i>	201
4.17	<i>Classes de exposição (Quadro I) (NP EN 206-1, 2007)</i>	202
4.18	<i>Limites para as características do concreto</i>	204
4.19	<i>Classes de teor de cloretos do betão</i>	205
4.20	<i>Classes e categorias de exposição (Tabela 4.2.1) (ACI 318-11, 2011)</i>	206
4.21	<i>Exigências para o concreto por classes de exposição (Tabela 4.3.1) (ACI 318-11, 2011)</i>	208
4.22	<i>Quadro comparativo entre a NBR 6118 (2014), EN 206-1 (2007) e ACI 318-11 (2011)</i>	213

Capítulo 5 – ESTUDOS DE VIABILIDADE ECONÔMICA

5.1	<i>Economia de energia com uso de CAA</i>	218
5.2	<i>Resultados dos estudos das composições aplicadas</i>	219
5.3	<i>Resultados dos custos dos concretos estudados</i>	220
5.4	<i>Comparativo de custos entre CAA e CC</i>	220
5.5	<i>Comparativo de custos (em Euros) entre composições CAA e CC</i>	221
5.6	<i>Comparativo de custos (em Euros) entre composições CAA e CC</i>	223

Capítulo 6 – ESTUDOS DE CASO: EXEMPLOS DE OBRAS COM APLICAÇÃO DE CAA

6.1	<i>Composições de CAA e CC aplicadas e estudadas</i>	227
6.2	<i>Resultados das medições das temperaturas, espalhamento e abatimento</i>	229
6.3	<i>Informações gerais representativas do projeto</i>	232
6.4	<i>Composições de CAA e CC para realização dos ensaios</i>	235

INTRODUÇÃO

O novo é instigante, desafiador, abala as estruturas conservadoras e provoca os céticos. Ele não é necessariamente melhor, porém sem o novo não haveria a possibilidade dos avanços, e a humanidade não teria atingido o atual estágio de desenvolvimento e nem estaria em constante evolução. As Universidades, os Institutos de Pesquisa e muitas Corporações Empresariais estão aí, mundo afora, buscando inovações, tecnologias e materiais que serão importantes para a evolução da humanidade em todas as áreas do conhecimento. No entanto, há de se conseguir também vencer o desafio de fazer com que esses novos conhecimentos se incorporem ao mundo real, ao dia a dia das pessoas e corporações, ao setor produtivo em geral, muitas vezes apenas aperfeiçoando o que já vinha sendo tradicionalmente feito. Uma evolução do concreto convencional vibrado como conhecido, é o concreto auto adensável.

1.1 - CONTEXTUALIZAÇÃO

O concreto convencional, 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 aconteceram 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 transporte, lançamento e adensamento, quando haverá o processo de endurecimento. Para atendimento a essas etapas executivas o concreto necessitará apresentar características de trabalhabilidade, sabendo-se 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 7^a maior economia do mundo e recentemente apresentou indicadores favoráveis que apontavam processo de expansão. Consequentemente, 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.

Dáí, poder-se-ia contextualizar que o emprego do CAA como alternativa viável ao CC deveria ser melhor explorado, desde que os requisitos técnicos e econômicos necessários ao seu maior uso fossem cumpridos. 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 nordeste do Brasil. Isso porque, nessa região, as temperaturas médias são mais quentes que nas regiões frias onde o CAA já vem sendo mais usualmente empregado. Também, verifica-se maior adensamento populacional nas regiões litorâneas, portanto, ambientalmente mais agressivas, o que confirma a importância do melhor conhecimento do CAA a fim de que o objetivo de seu maior emprego seja alcançado.

O Recife, cidade litorânea, capital do estado de Pernambuco e situada no Nordeste oriental brasileiro, 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 que o emprego do CAA, possa tornar possível a redução desse fenômeno, especialmente porque este estudo centra-se na possível constatação da viabilidade técnica através da trabalhabilidade, resistência e durabilidade do CAA, com base na revisão bibliográfica dos estudos e pesquisas já desenvolvidos e publicados.

Assim, a presente publicação se propõe a conhecer melhor o estado da arte do CAA através de ampla pesquisa bibliográfica, bem como estabelecer alguns comparativos que permitam ao leitor se apropriar de informações relevantes que deem segurança para aplicação do CAA em lugar do CC. 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.

A pesquisa bibliográfica procurou então estudar a viabilidade técnica do CAA comparativamente ao CC, a partir 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, a exemplo de regiões tropicais costeiras.

Também, estudar a viabilidade econômica do CAA para aplicação em lugar do CC, levando-se em consideração os custos dos

materiais e mão de obra, bem como operações executivas de fabricação e aplicação.

Assim, buscou-se estabelecer comparativos entre CC e CAA, de modo a aumentar o conhecimento das diferenças existentes entre os dois concretos, e verificar possíveis situações onde cada um possa ser melhor aplicado de modo a alcançar os melhores resultados.

1.2 – ESTRUTURA DO ESTUDO

Buscou-se nas referências bibliográficas muitos dos conhecimentos e aplicações existentes sobre o CAA e que foram sendo obtidos até os dias atuais; as vantagens e limitações desse novo material; suas características e propriedades; as principais Normas aplicáveis. No entanto, com o cuidado de encontrar referências voltadas para as respostas aos objetivos dessa publicação.

Portanto, o Capítulo 1 abordou a introdução com contextualização, justificativa do estudo, objetivos, delimitações e estrutura adotada. O capítulo 2 tratou da revisão bibliográfica do CAA através da conceituação, características, principais Normas aplicáveis, constituintes e composições. O capítulo 3 fez a revisão bibliográfica do concreto no estado fresco para estudo da trabalhabilidade com destaque para os aspectos gerais, reológicos, tempo disponível para aplicação após início da mistura dos constituintes, temperatura, pressão lateral nas formas, bombeamento. Mas também dos ensaios usualmente aplicáveis às pastas e ao concreto fresco. O capítulo 4 buscou 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 do concreto e das armaduras, bem como recomendações de exemplos de Normas aplicáveis. O Capítulo 5 abordou os estudos de viabilidade econômica do CAA. O Capítulo 6 tratou de estudos de caso através da apresentação de duas obras com aplicação de CAA: o estádio de futebol multiuso Arena Pernambuco e a Ponte sobre o Rio Negro. O Capítulo 7 apresentou os comentários e conclusões sobre a real possibilidade do CAA ser utilizado em larga escala em lugar do CC nas mesmas condições de aplicação em canteiro de obras, uso e manutenção. O Capítulo 8 apresentou as referências bibliográficas adotadas no livro.

1.3 – DELIMITAÇÕES DA PESQUISA BIBLIOGRÁFICA

Ao se pesquisar sobre CAA, muitas variáveis poderiam ser exploradas para o melhor entendimento desse relativamente novo material. Destaque-se a questão dos finos, com experimentos de materiais reciclados para adições ao cimento; os desafios da escolha dos aditivos químicos sob os aspectos de manutenção do desempenho e compatibilidade com os cimentos; os novos métodos de dosagem e aperfeiçoamento de métodos consagrados para estabelecimento das composições do CAA; são variáveis que contribuem para o maior e melhor conhecimento das potencialidades e exploração das vantagens da aplicação do CAA como alternativa viável ao CC.

Nesse contexto, o livro ficou delimitado a outros aspectos que já vêm despertando o interesse dos pesquisadores, sendo eles a trabalhabilidade do concreto fresco e a resistência mecânica e durabilidade do concreto endurecido. Portanto, esses estudos de trabalhabilidade, resistência e durabilidade, aplicados ao CAA e ao CC, em condições de laboratório e em escala real em canteiro de obra, delimitaram a pesquisa bibliográfica para melhor contribuir com o conhecimento desse novo material que abre novas perspectivas para a construção civil.

Comum aos 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 utilizado, para que se possa projetar e planejar melhor a aplicação e manutenção do CAA, com o mínimo de limitação à sua escolha em substituição ao tradicional CC, ao contrário, agregando novos valores técnicos e econômicos.

2 – O CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL

2.1 – CONCEITUAÇÃO

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

Ao abordar o concreto, buscou-se conhecer um produto que atendesse seus objetivos de aplicação e uso com qualidade assegurada. Então, Neville (1997) colocou a seguinte indagação: o que é um bom concreto? Explicando a seguir existirem 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. Seguiu 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 afirmou também que os principais requisitos para um bom concreto no estado endurecido são tensões mecânicas satisfatórias e adequada durabilidade.

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 desvantagens, propriedades e resistências mecânicas, seus materiais constitutivos, metodologias e composições, ensaios aplicados, com ênfase também para as normas brasileiras, portuguesas / europeias, bem como a norma americana 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, e é caracterizada por quatro parâmetros chave de ensaio: Fluides 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*).

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_v 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*, editado por EFNARC et al. (2005).

Segundo o ACI Committee 237 (2007), o concreto auto-adensável (CAA) é definido como altamente fluido, não segregado, que deve se espalhar 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.

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, *The European Guidelines for Self-Compacting Concrete - Specification, Production and Use* (EFNARC et al., 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*).

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 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 m^3 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).

2.2 – CARACTERÍSTICAS

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), em *Properties of fresh self-compacting concrete mixes*, considera três determinantes 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. As composições de CAA empregadas tipicamente para obras pré-moldadas apresentam fator a/c de 0,32 a 0,40. Composições de CAA com fator a/c maiores que 0,40 são algumas vezes utilizadas para obras moldadas no local ou obras de recuperação, apresentando resistências características similares ao CC. Para o módulo de elasticidade, verifica-se relação com a resistência à compressão, tipo e quantidade dos agregados.

Segundo De Schutter (2012), em *General Introduction to SCC and constituent materials*, 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 estruturais devido à complexidade das formas e a elevada densidade das armaduras.

Em continuação, De Schutter (2012) aponta como propriedades do CAA: fluidez; habilidade de passagem; estabilidade (resistência contra a segregação), a partir da 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).

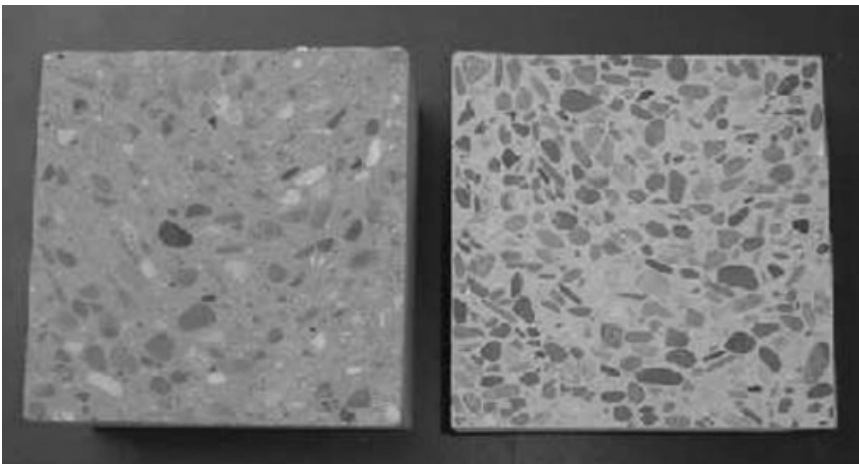


Figura 2.1: Fotos do CAA (esquerda) e CC (direita) (De Schutter, 2012).

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). Procurou-se identificar possíveis diferenças importantes entre essas normas ao tratarem o CAA.

2.3.1 – NORMAS BRASILEIRAS

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

Tabela 2.1: Análise das normas brasileiras de CAA.

Norma	Título	Escopo
ABNT 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. 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.

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

ABNT 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 ABNT 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.
ABNT 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 ABNT NBR 15823 prescreve o método de ensaio para determinação da habilidade passante do CAA, em fluxo livre, pelo anel J.
ABNT 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 ABNT NBR 15823 prescreve o ensaio para a determinação da habilidade passante em fluxo confinado do CAA usando a caixa L.
ABNT 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 ABNT 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 grauído de dimensão máxima característica menor ou igual a 20 mm.
ABNT 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 ABNT NBR 15823 prescreve o ensaio para determinação da resistência à segregação do CAA, pela diferença das massas de agregado grauído 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 ABNT 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	ABNT 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	ABNT 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	ABNT 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	ABNT 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	ABNT 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	ABNT 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.

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

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_{500} , 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.	

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

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.

Verificou-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 ABNT 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) utiliza 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 (2007) recomenda que esses valores devem situar-se entre 450 e 760mm. Para o ensaio T₅₀, 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.

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%. Para o ensaio da Coluna de Segregação, o ACI 237R-07 (2007) 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 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), e/ou grande pilha de agregados no centro de propagação do fluxo

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

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

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 (1997), 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, 1997).

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. Prizskulnik (1977) *apud* Mehta e Monteiro (1994), 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 (1997) comenta 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: “Método para dosagem de concretos auto-adensáveis”, Tutikian (2004), Tutikian & Dal Molin (2007), Alencar e Helene (2008); c) conceitos de reologia: Melo-Repetto (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, “Dosagem do concreto auto-adensável: produção de pré-fabricados”, 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.

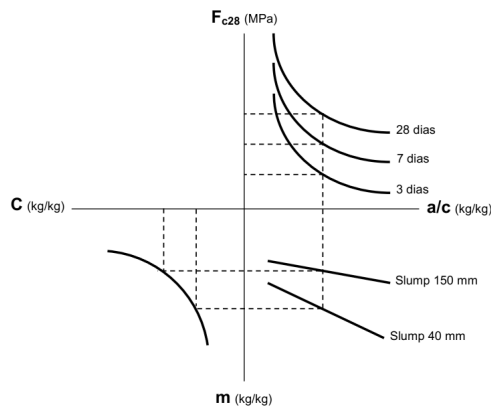


Figura 2.2: Diagrama de dosagem dos concretos de cimento Portland (Alencar, 2008).

Assim, Alencar e Helene desenvolveram nova metodologia de dosagem aplicável ao CAA tomando por base o Método Helene & Terzian, 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 pozzolânico (metacaulim), ou do agregado miúdo por fino não pozzolânico (fíler 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 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.

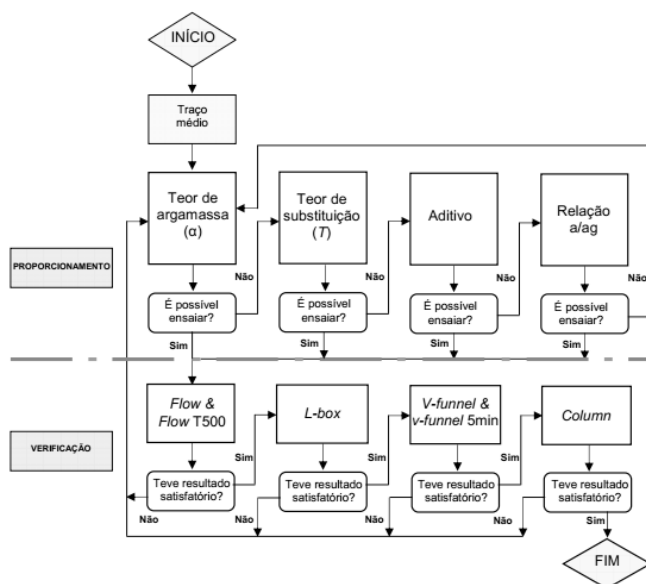


Figura 2.3: Esquema para obtenção da composição média (Alencar & Helene, 2008).

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 do Concreto Dosado em Central” editado pela ABESC (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 ABCP - Associação Brasileira de Cimento Portland (2002), 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 (1997), 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 pozzolânicos, 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 pozzolânicos 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.

Os principais tipos de cimento portland (CP) brasileiros empregados na construção civil são: CP comum; CP composto; CP de alto-forno; CP pozzolânico. 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.

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
	CP I-S	99-95	1-5			5732 (1991)
Composto	CP II-E	94-56	6-34	-	0-10	NBR
	CP II-Z	94-76	-	6-14	0-10	11578
	CP II-F	94-90	-	-	6-10	(1997)

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 (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).

Tabela 2.9: Composição dos cimentos portland de alto-forno, pozolânico e de alta resistência inicial.

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)

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 (ABCP, 2002).

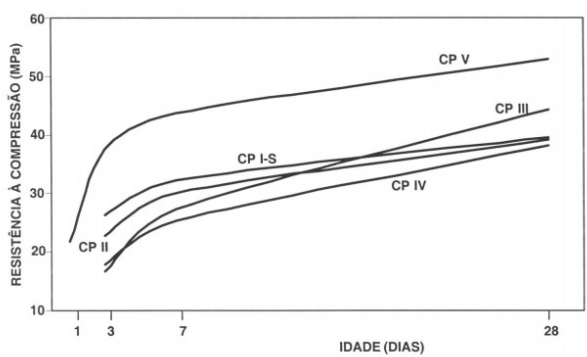


Figura 2.4: Evolução média de resistência à compressão dos distintos tipos de cimento portland.

Os cimentos portland resistentes aos sulfatos são aquele 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 ABNT 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 clínquer 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 ABNT 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 ABNT NBR 12006 (1990).

No Brasil o cimento portland branco é regulamentado pela norma ABNT 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.

Tipo de cimento portland branco	Código de ident. (sigla + classe)	Composição (% em massa)		Norma Brasileira
		Clinquer 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 ABNT NBR 9831 (2008) e na sua composição não se observam outros componentes além do clínquer e do gesso para retardar o tempo de pega.

O 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 (ABCP, 2002). Carneiro *et al.* (2012), no 54º CBC IBRACON, apresentaram 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. Amostragem do concreto fresco conforme a ABNT NBR NM 33 (1998). 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.

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		Clinquer	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 CEM II/A-Q CEM II/B-Q	80-94 65-79 80-94 65-79	
	Cimento Portland de cinza volante	CEM II/A-V CEM II/B-V CEM II/A-W CEM II/B-W	80-94 65-79 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 CEM II/A-LL CEM II/B-LL	80-94 65-79 80-94 65-79	CP II-F
	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 correntes 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.

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-sílica; 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.

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 (1997), 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 (1997) chama 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 C494/C494M – 15ª (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 (1997) indica 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 (1997).

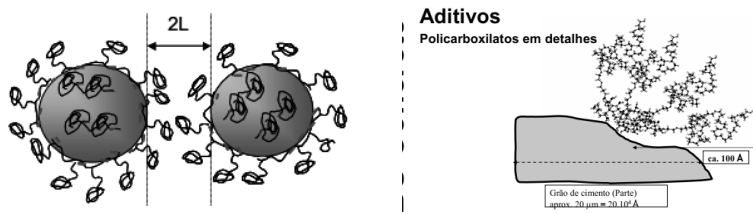
Segundo Belohuby (2009), todas as normas e referências definem aditivos para concreto de diferentes formas e termos, mas essencialmente descrevem: *material que adicionado em pequenas quantidades (em relação ao peso dos aglomerantes) durante o processo de mistura, altera as características do concreto 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* (EFNARC, 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 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.

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, é preciso 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 (EFNARC, 2006):

- 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 tixotropico;
- 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 (EFNARC, 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.

Fracalossi *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 (Fracalossi *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. 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-sílica.

3 – CONCRETO FRESCO - TRABALHABILIDADE

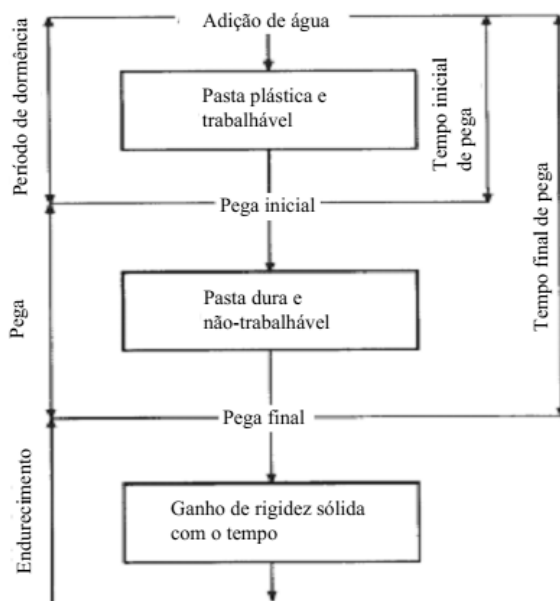
3.1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS

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 plástico 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/C150M (2015). Por outro lado, a ASTM C150/C150M (2015) especifica máximo de 375 minutos para tempo final de pega.



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 (1997) indica 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 – 15a (2015) 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, *Cement and Concrete Terminology*, 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 pelo *slump flow test* e para o CC pelo *slump test* (Neville, 1997).

Neville (1997) 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) afirma 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).

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 $\text{Ca}(\text{OH})_2$; 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.

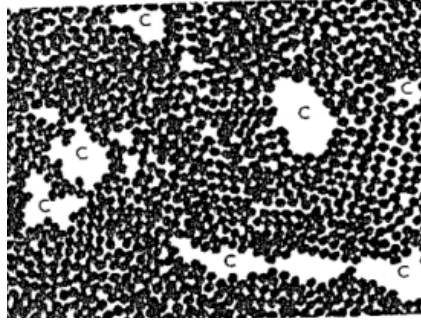


Figura 3.2: Visualização simplificada da estrutura da pasta (Neville, 1997).

De Schutter (2012), em *Hydration and microstructure*, 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. Já a Figura 3.4 apresenta desenho esquemático representativo da hidratação do cimento.

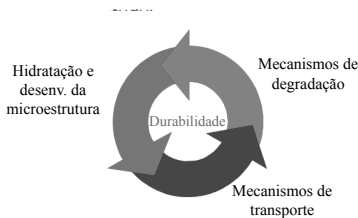


Figura 3.3: Estudo básico
(De Schutter, 2012).

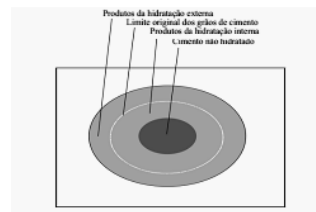


Figura 3.4: Hidratação (De
Schutter, 2012).

No seu trabalho, De Schutter (2012) constatou 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 3.5 visualiza-se o processo de hidratação da pasta.

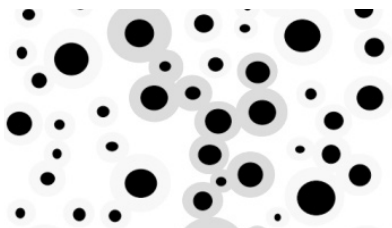


Figura 3.5: Visualização do processo de hidratação (De Schutter, 2012).

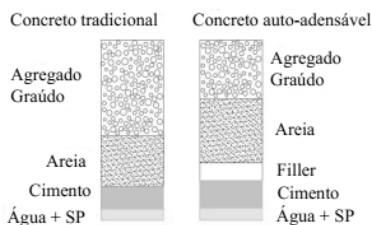


Figura 3.6: Visualização esquemática das composições de CAA e CC (De Schutter, 2012).

Na Figura 3.6, 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, CEM I 52.5, CEM I 52.5 HSR LA (cimento de elevada resistência a sulfatos - HSR e conteúdo limitado de álcalis - LA); mistura de cimento e adições, calcárias e quartzito; 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_{cimento}h) como uma função de tempo.

A Tabela 3.1 apresenta os constituintes e suas quantidades para as seis composições aplicadas nas determinações experimentais. As Figuras 3.7, 3.8 e 3.9, apresentam os resultados para as temperaturas adotadas de 10 °C, 20 °C e 35 °C, respectivamente, com base nos resultados indicados 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 (p)	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/p)		0,5	0,5	0,3	0,5	0,5	0,5
(c/p)		1,0	0,8	0,6	0,6	0,5	0,3

As Figuras 3.10, 3.11 e 3.12, na sequência, apresentam resumo com alguns resultados obtidos por De Schutter em relação à diferença de comportamento das pastas de CC, sem filer calcário, e CAA, com filer calcário, na hidratação do cimento, na taxa máxima de produção de calor, e através de analisador termogravimétrico, respectivamente.

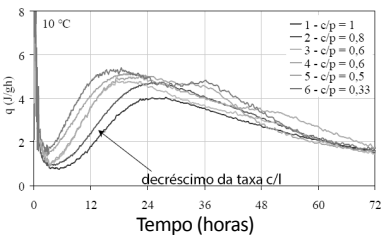


Figura 3.7: Resultados para 10°C
(De Schutter, 2012)

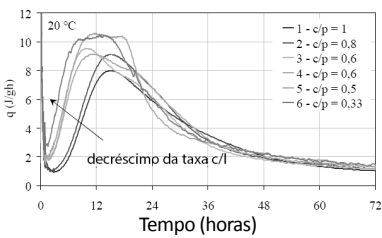


Figura 3.8: Resultados para 20°C
(De Schutter, 2012)

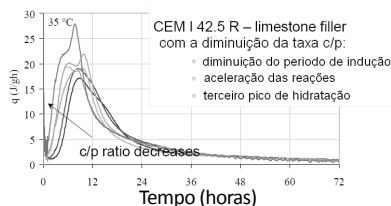


Figura 3.9: Resultados para 35°C
(De Schutter, 2012)

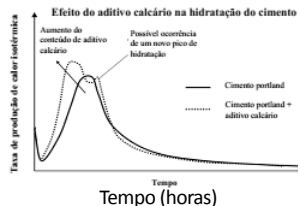


Figura 3.10: Comparativo na hidratação
do cimento (De Schutter, 2012)

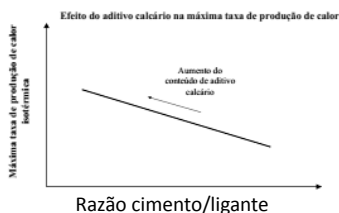


Figura 3.11: Comparativo na taxa
máxima de produção de calor (De
Schutter, 2012)

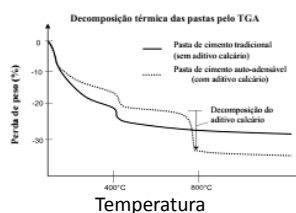


Figura 3.12: Comparativo usando
analisador termogravimétrico (De
Schutter, 2012)

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) descreveu esquematicamente na Figura 3.13 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 3.13 complementa a Figura 3.1, anteriormente apresentada.

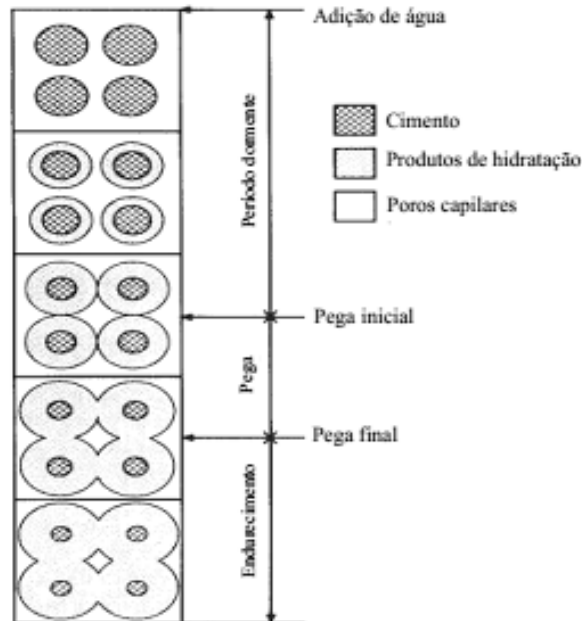


Figura 3.2: Visualização simplificada da estrutura da pasta (Neville, 1997).

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 (2003), constatou-se que a tensão de cisalhamento (δ) exercida entre dois planos paralelos do fluido é proporcional à taxa de cisalhamento (γ) 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).

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

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

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, segundo Alencar (2008). As Figuras 3.14 e 3.15 apresentam exemplos de gráficos para fluidos, denominado curva de fluxo, para definir seus comportamentos reológicos.

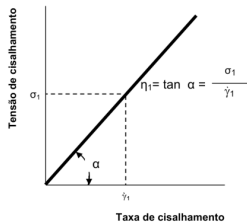


Figura 3.14: Líquido Newtoniano, curva de fluxo (Alencar, 2008)

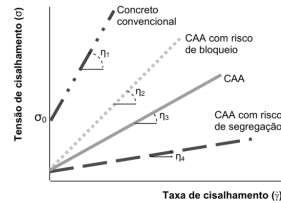


Figura 3.15: Comparativo curvas de fluxo CC e CAA (Alencar, 2008)

Camões (2003), 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 σ_0 . Essa tensão pode ser interpretada fisicamente, segundo Camões (2003), 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 σ_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 σ_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 (σ_0).

O *Guidelines for Viscosity Modifying Admixtures for Concrete* (EFNARC, 2006), indicou que o ponto de escoamento descreve a força necessária para o início da movimentação do concreto. Ele está relacionado com a trabalhabilidade do concreto e pode ser avaliado através de ensaios de abatimento (*slump*) para CC e escoamento (*slump flow*) para CAA. Já 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 3.16, e pode ser avaliada pelos ensaios t_{500} e *slump flow* ou pelo tempo para fluir através do ensaio do funil V (V Funnel).

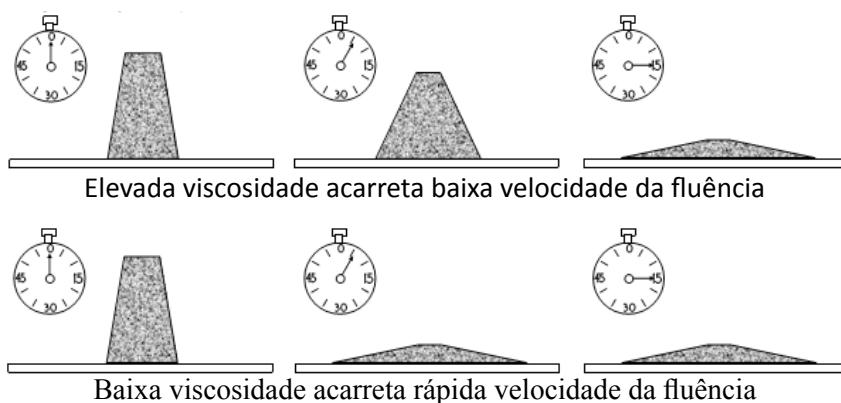


Figura 3.16: Desenho esquemático da velocidade do fluxo do concreto (EFNARC, 2006).

Desnerck (2012), em *Properties of fresh self-compacting concrete mixes*, 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.

Como pressupostos básicos para a descrição de material por meio de equações / modelos reológicos, Desnerck 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.

Assim, Desnerck (2012) nos apresenta as Figuras 3.17 a 3.20, contendo representações gráficas do comportamento de fluidos para estudo do comportamento reológico do CAA fresco.

A Figura 3.17 apresenta a curva de fluxo para fluido de comportamento newtoniano, onde uma medição permite determinar a viscosidade. A Figura 3.18 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 3.19 chama a atenção para a viscosidade aparente. A Figura 3.20 apresenta alguns modelos reológicos propostos, dentre os quais o de Bingham, mais usualmente adotado.

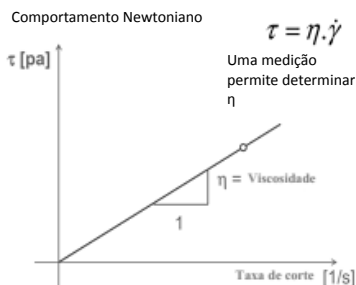


Figura 3.17: Comportamento Newtoniano (Desnerck, 2012).

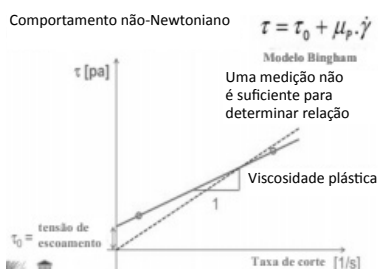


Figura 3.18: Comportamento não Newtoniano (Desnerck, 2012).

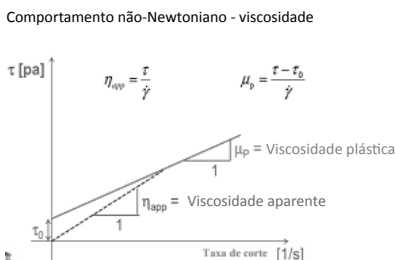


Figura 3.19: Viscosidade aparente (Desnerck, 2012).

Reologia - modelos

Líquidos:

$$\tau \sim \frac{\partial \gamma}{\partial t} = \dot{\gamma}$$

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 3.20: 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 com o 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.

3.4.1 – Tempo de mistura

Segundo Neville (1997), numa obra, existe frequentemente a tendência de tornar o tempo disponível para efetivação da mistura o menor possível. No entanto, é importante perceber que existe um tempo mínimo de mistura necessário para que se produza uma composição de concreto uniforme e que resulte em resistência satisfatória. Esse tempo varia com o tipo de equipamento misturador, não sendo apenas o tempo de mistura, mas o número de rotações desse equipamento que é um critério para obtenção de uma mistura adequada. Geralmente 20 rotações são suficientes. Devido à existência de recomendação de velocidade ótima de rotação para a fabricação da mistura, o número de rotações e o tempo de mistura são independentes. Nas Figuras 3.21 e 3.22 Neville apresenta gráficos com a relação entre a resistência à compressão e o tempo de mistura aplicado na fabricação do concreto, assim como a relação entre o coeficiente de variação da resistência e o referido tempo de mistura.

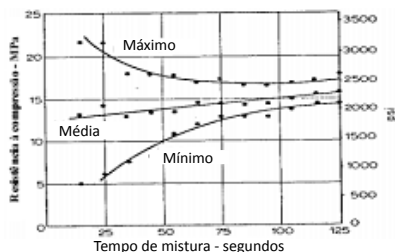


Figura 3.21: Relação entre resistência à compressão e tempo de mistura (Neville, 1997).

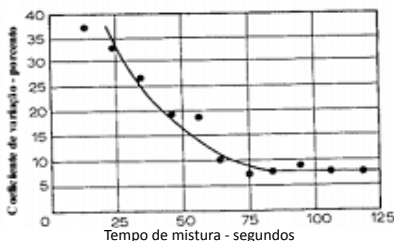


Figura 3.22: Relação entre coeficiente de variação da resistência e tempo de mistura (Neville, 1997).

De Schutter (2012) em *Construction process*, em relação à influência do tempo de mistura levando-se em consideração a energia aplicada ao processo de mistura e a fluidez obtida para o CAA, apresenta gráfico que pode ser visualizado na Figura 3.23, onde se identifica a faixa ótima a ser aplicada. Por outro lado, De Schutter (2012) apresentou gráfico que pode ser visualizado na Figura 3.24, com os resultados obtidos a partir da utilização de dois tipos de misturadores existentes no *Laboratory Magnel* da *UNIVERSITEIT GENT*: o primeiro do tipo com movimento planetário e o segundo do tipo misturador intensivo. Verificou-se que o misturador intensivo resulta numa melhor qualidade da mistura, com menor variação na densidade do concreto fresco, teor de água, proporção de pó, e resistência ao desgaste entre diferentes amostras de um lote de concreto.

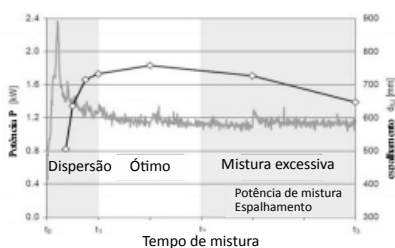


Figura 3.23: Influência do tempo de mistura (De Schutter, 2012).

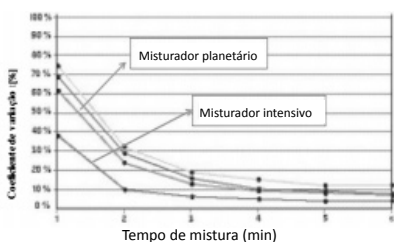


Figura 3.24: Influência do tipo de equipamento (De Schutter, 2012).

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).

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

Neville (1997) também chamou 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, pg. 200). 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. O fator de compactação diminui até cerca de 0.1 durante o período de uma hora a partir da mistura.

Neville (1997) afirmou 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.

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) orientou 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 C94 - C94M (2015), o tempo disponível para a mistura é limitado a 90 minutos; já BS 5328: Parte 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.

Calado *et al.* (2013) em *Placing and Curing Self-Compacting Concrete in Hot Climates*, apresentaram estudo com pasta de CAA com a seguinte composição: 360g de cimento CPV ARI; 40g de metacaulim; 32ml de superplastificante; 32ml de plastificante e 180g de água. A relação água/ligante (cimento + metacaulim) foi de 0,45. Foi aplicado ensaio com Cone Marsh atendendo a Norma EN 445 (2008), para as temperaturas de 25, 32, 38 e 45°C, com objetivo de estabelecimento do comparativo de comportamento de fluidez da pasta de CAA para as quatro temperaturas ensaiadas, com repetição de três amostras por ensaio em cada uma das temperaturas. O procedimento adotado no ensaio foi de realização de medição do tempo de fluidez no cone Marsh a cada 15 minutos de intervalo até que não fosse mais possível a passagem da pasta através do referido cone. A Figura 3.25 apresenta gráfico com os resultados obtidos.

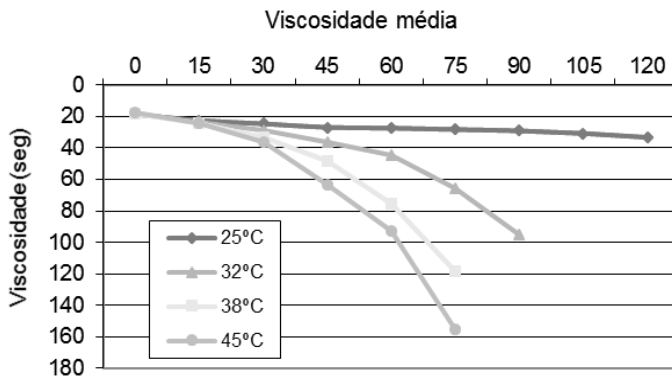


Figura 3.25 Gráfico com os resultados de Cone Marsh (Calado *et al.*, 2013)

Foi então possível observar no estudo de Calado *et al.* (2013) que a trabalhabilidade do CAA decresceu com o aumento da temperatura conforme mostrado na Figura 3.25, o que pode ser considerado como redução do desempenho dos aditivos químicos aplicados na composição, ao longo do tempo, bem como aceleração das reações de hidratação com o aumento da temperatura.

Griesser (2002) considerou 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 (N_a^+ , 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 3.26.

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, Arrebola *et al.* (2012) desenvolveram 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.

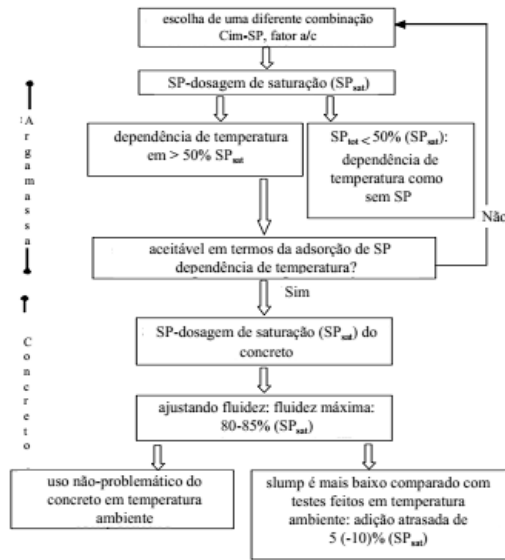


Figura 3.26: Diretrizes para o uso de concretos com superplastificantes em várias temperaturas (Griesser, 2002).

Segundo Arrebola *et al.* (2012), o método do funil de Marsh adaptado por Aïtcin, 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.

Tabela 3.2 – Composições das pastas estudadas (Arrebola *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 Arrebola *et al.* (2012) ao aplicarem o método do funil de Marsh adaptado por Aïtcin.

Tabela 3.3 – Tempos de escoamento no funil de Marsh (Arrebola *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 3.27 mostra a representação gráfica dos resultados obtidos por Arrebola *et al.* (2012), constantes na Tabela 3.3 acima.

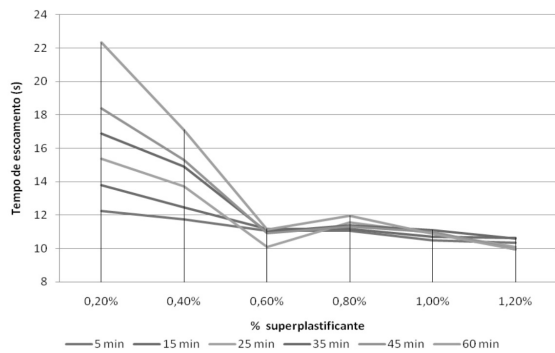


Figura 3.27: Gráfico para análise pelo método de Aïtcin (Arrebola *et al.*, 2012).

Aïtcin (2000) *apud* Arrebola *et al.* (2012) indicaram 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.

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 atuam 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% 0,25% 0,50% 1,0% 2,0% 3,0% 4,0%	-	
20%	-		-	
40%	-		-	
60%	-		-	
100%	-		-	
-	40%		-	
-	100%		-	
0	-	-	0,15% 0,25% 0,50%	1,0%
40%	-	-		2,0%
100%	-	-		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 3.28 a 3.31 apresentam gráficos com a perda de fluidez para cinco percentagens estudadas.

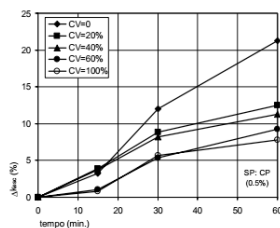


Figura 3.28: CV com SP CP (0.5%) (Camões, 2005).

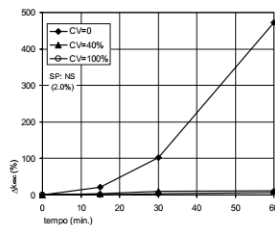


Figura 3.29: CV com SP NS (2.0%) (Camões, 2005).

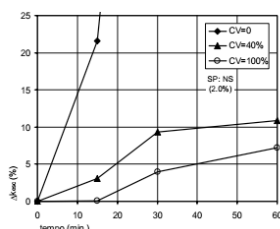


Figura 3.30: CV com SP NS (2.0%) (Camões, 2005).

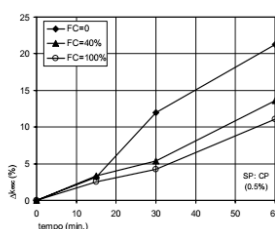


Figura 3.31: FC com SP CP (0.5%) (Camões, 2005).

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;

- d) 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).

3.4.3 – 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 Golaszewski e Szwabowski, mostram 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 (δ_o) e diminuir a viscosidade plástica inicial ($\mu(t=0)$).

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 na fase pó. 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) colocaram 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 δ_0 e μ e as variações da tensão de escoamento e viscosidade plástica de micro argamassas baseadas em composições de concreto auto-adensável (CAA).

Nehdi e Al 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, onde o clima quente determina a colocação rápida do concreto fresco para prevenir as consequentes 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 adequado aditivo químico 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 melanina 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 Al Martini (2007), a reologia do concreto fresco é fortemente afetada pelas propriedades reológicas da pasta de cimento. Observou-se que essas propriedades 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 mesmo para baixas dosagens, onde alguns aditivos podem agir como aceleradores melhorando o comportamento tixotropico das pastas de cimento a altas temperaturas. No entanto, quando suas respectivas dosagens excederem certo nível limite, eles podem agir como retardadores de pega e reduzir a extensão da tixotropia da pasta de cimento como histerese reversa, ocorrendo normalmente em altas dosagens.

Para comparativo do desempenho de aditivos, Nehdi e Al Martini (2007) utilizaram nos ensaios os do tipo: redutores de água e retardadores (WR); superplastificantes à base de melanina (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 3.32, tem-se a determinação do módulo de cisalhamento para diferentes aditivos com temperatura da pasta igual a 20°C. Na Figura 3.33 tem-se a determinação tensão de escoamento para diferentes aditivos com temperatura da pasta igual a 20°C.

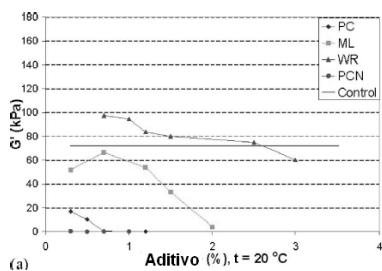


Figura 3.32: Módulo de cisalhamento a 20°C (Nehdi e Al Martini, 2007).

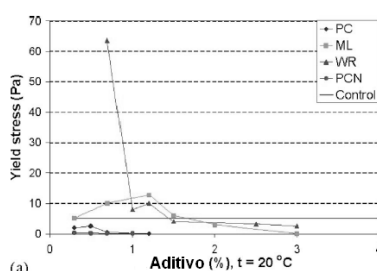


Figura 3.33: Tensão de escoamento a 20°C (Nehdi e Al Martini, 2007).

A Figura 3.34 é similar à Figura 3.32, agora com temperatura da pasta igual a 35°C. A Figura 3.35, é similar à Figura 3.33, agora com temperatura da pasta igual a 35°C.

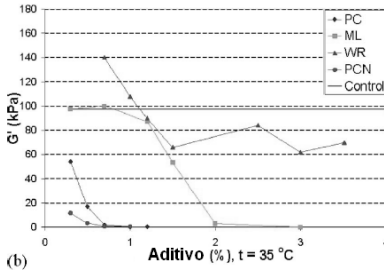


Figura 3.34: Módulo de cisalhamento a 35°C (Nehdi e Al Martini, 2007).

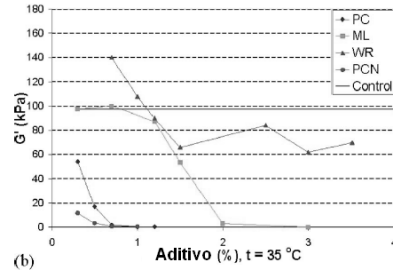


Figura 3.35: Tensão de escoamento a 35°C (Nehdi e Al Martini, 2007).

A Figura 3.36 é similar à Figura 3.34, agora com temperatura da pasta igual a 45°C. A Figura 3.37 é similar à Figura 3.35, agora com temperatura da pasta igual a 45°C.

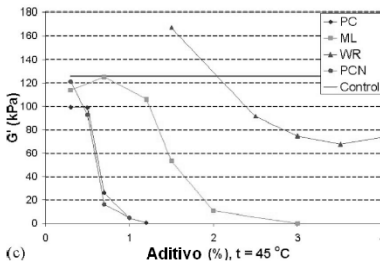


Figura 3.36: Módulo de cisalhamento a 45°C (Nehdi e Al Martini, 2007).

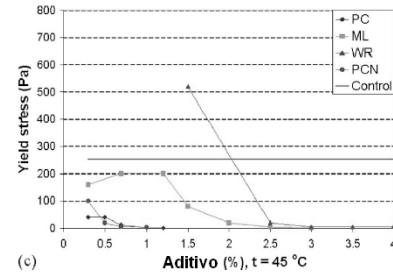


Figura 3.37: Tensão de escoamento a 45°C (Nehdi e Al Martini, 2007).

Após a análise dos resultados, Nehdi e Al 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;
- 6) Os resultados apresentados são válidos para as composições estabelecidas e aplicadas. Evidente que outras situações de composições podem se comportar de forma diferente.

O efeito conjunto do tempo e temperatura sobre as propriedades reológicas de pastas de cimento incorporando vários superplastificantes foi estudado por Al 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), melanina 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 3.38 a 3.43, os resultados obtidos por Al 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.

Na Figura 3.38 tem-se aditivo PC com dosagem de saturação 0,3%, e na Figura 3.39 a saturação foi de 0,4%.

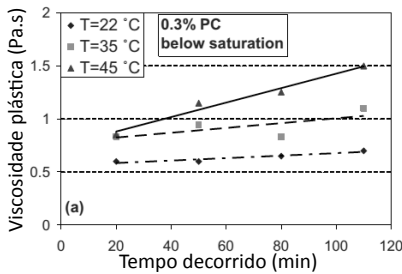


Figura 3.38: Superplastificante PC a 0,3% (Al Martini e Nehdi, 2009).

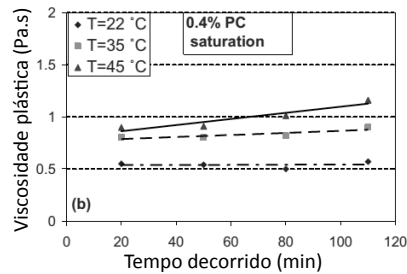


Figura 3.39: Superplastificante PC a 0,4% (Al Martini e Nehdi, 2009).

Na Figura 3.40 tem-se aditivo ML com dosagem de saturação 2,0%, e na Figura 3.41 a saturação foi de 2,8%.

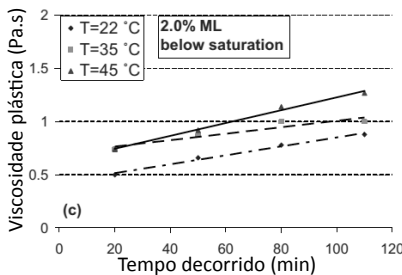


Figura 3.40: Superplastificante ML a 2,0% (Al Martini e Nehdi, 2009).

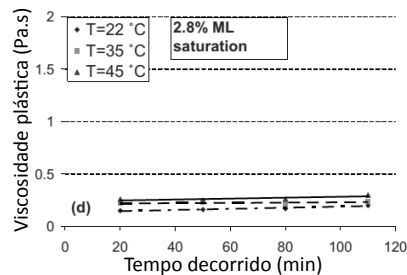


Figura 3.41: Superplastificante ML a 2,8% (Al Martini e Nehdi, 2009).

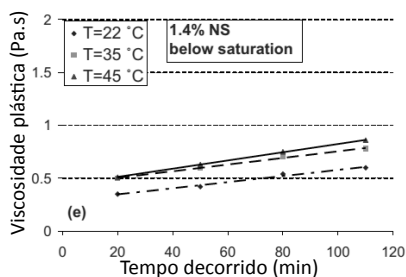


Figura 3.42: Superplastificante NS a 1,4% (Al Martini e Nehdi, 2009).

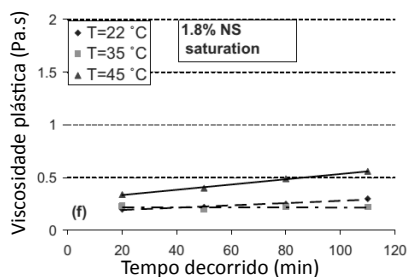


Figura 3.43: Superplastificante NS a 1,8% (Al Martini e Nehdi, 2009).

Al 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 tixotropico 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.

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.* (2007) 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.

A organização australiana *Cement Concrete & Aggregates Australia* (CCAA) (2004) publicou o documento *Hot-Weather*

Concreting, 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 referida publicação.

A Figura 3.44 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.

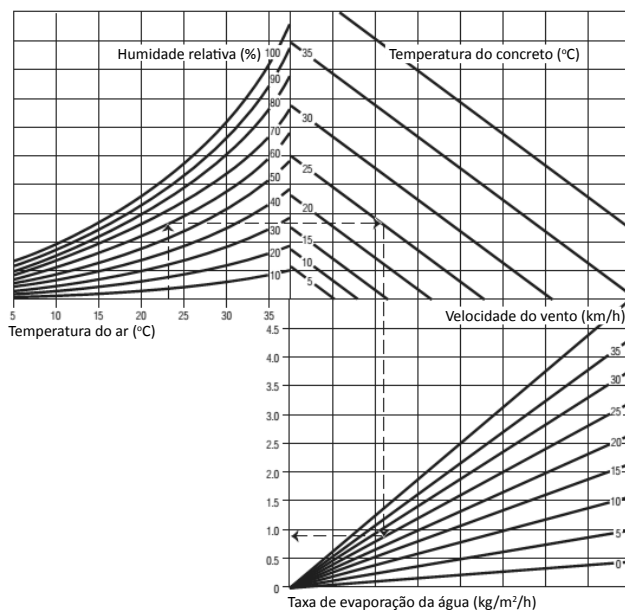


Figura 3.44: Estabelecimento da taxa de evaporação da água ($\text{kg/m}^2/\text{h}$) (CCAA, 2004).

A Figura 3.45 apresenta gráfico com curva da influência da temperatura do ar no tempo de pega do concreto de cimento Portland.

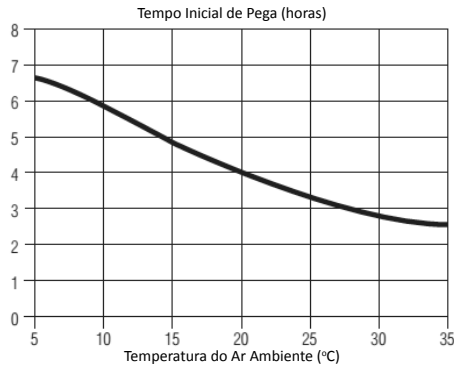


Figura 3.45: Influência da temperatura do ar no tempo de pega do concreto (CCAA, 2004).

A Figura 3.46 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 3.47 apresenta gráfico com o efeito da alta temperatura de cura sobre a resistência à compressão do concreto convencional (CCAA, 2004).

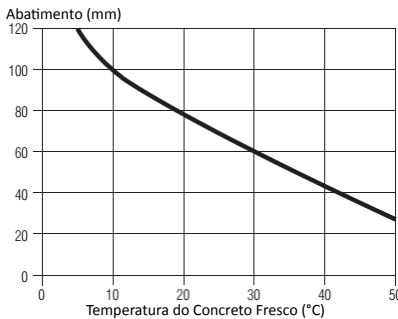


Figura 3.46 Trabalhabilidade com diferentes temperaturas (CCAA, 2004).

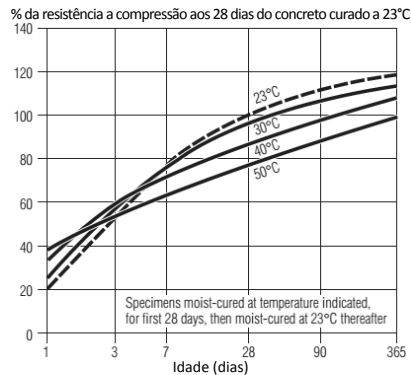


Figura 3.47 Resistência à compressão com diferentes temperaturas (CCAA, 2004).

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 não confinada, substancial aumento na taxa de fluxo ou viscosidade plástica por inferência, 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 taxa de fluxo, 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 não confinada similar, taxa de fluxo ou viscosidade plástica por inferência, 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 (Ghafoori e Diawara, 2010).

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) procurou 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.

A Figura 3.48 mostra desenho esquemático da metodologia de estudo do concreto pronto, onde o concreto fresco tem seu processo de mistura desde a central de fabricação até o canteiro da obra, onde será recepcionado, lançado, e adensado na forma.

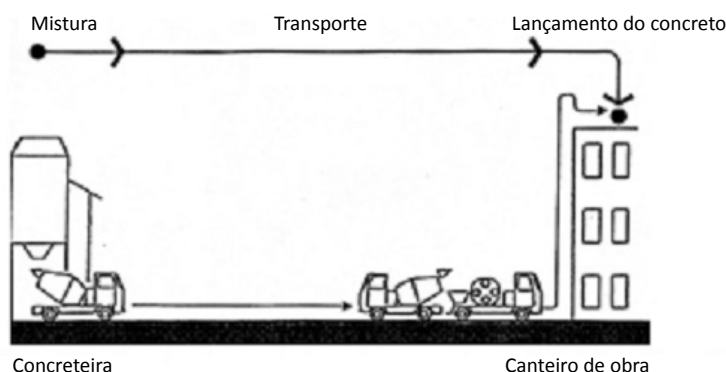


Figura 3.48: Desenho esquemático das etapas do concreto fresco (Sampebulu, 2012).

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) apresentou as seguintes recomendações:

- 1) Aplicar composição com maior abatimento para CC ou espalhamento para CAA, preferencialmente fazendo uso de aditivos redutores de água;
- 2) 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%;
- 3) Redosar a mistura adicionando água ou superplastificantes, ou os dois, com objetivo de restaurar a consistência inicial do concreto;
- 4) Concretar durante as partes mais frias do dia, ou seja, durante as tardes ou noites.

O ACI 305.1-06 (2007) indicou requisitos para concretagem em climas quentes aplicáveis a qualquer projeto de construção, para serem mencionadas nas especificações do projeto. O documento inclui 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.

3.4.4 – Pressão lateral sobre as formas

É no estado fresco onde as diferenças entre CAA e CC se evidenciam mais: o CC apresenta abatimento e ao ser lançado na forma requer vibração para adensar, já o CAA apresenta fluidez e ao ser lançado na forma mostra-se com capacidade de se auto-adensar. Para o correto dimensionamento e detalhamento do projeto das formas, necessita-se conhecer as cargas atuantes e a resistência dos materiais empregados. Usualmente, os materiais empregados na confecção das formas são os mesmos para CC e CAA. Portanto, para o projeto, a possível diferença entre as formas para CC e CAA será devido as cargas exercidas pelo concreto fresco sobre elas, com destaque para as pressões laterais provenientes por cada um dos dois concretos.

Torgal e Jalali (2010) constataram que os empuxos do CAA possuem valores elevados, e são transmitidos às formas, que devem suportá-los enquanto o concreto estiver no estado fresco. Dessa forma, para melhor dimensionamento das formas, faz-se necessário o desenvolvimento de estudos tais como: influência entre o empuxo e a composição do CAA; sua consistência; o tipo de concretagem, se pelo topo ou pela base; densidade de armadura no elemento estrutural a concretar; material utilizado na fabricação e montagem das formas. Destaca-se ainda a importância do controle da velocidade de lançamento do CAA no elemento estrutural, assim como o monitoramento contínuo dos empuxos na forma.

Quanto à composição do CAA na influência do valor do empuxo sobre a forma, Torgal e Jalali (2010) constataram, a partir de vários trabalhos, que maior quantidade de finos associado a menor quantidade de agregados leva a menor viscosidade interna, contribuindo para maior mobilidade interna do concreto, o que

leva a empuxo maior do concreto fresco sobre a forma. Quanto à consistência, Torgal e Jalali (2010) apresentaram resultados obtidos através do ensaio de espalhamento de 550 mm, 650 mm e 750 mm. A composição de menor consistência (550 mm) foi a que apresentou menor empuxo, aproximadamente 75% do empuxo hidrostático. Já as composições com maior consistência registraram empuxos proporcionalmente superiores, conforme visualizado na Figura 3.49, onde os valores do *slump* foram determinados no fim do registro dos empuxos. A influência da consistência deve-se ao fato de que valores maiores reduzem a possibilidade de formação de uma estrutura interna contínua. Também há de se considerar a influência do aumento da quantidade de superplastificantes na redução do fenômeno da formação das estruturas internas, confirmado por outros autores.

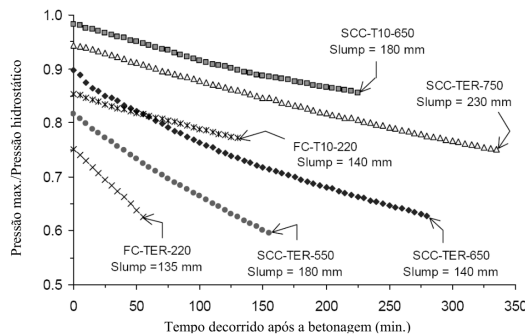


Figura 3.49: Gráficos de empuxos sobre a forma com referência à pressão hidrostática (Torgal e Jalali, 2010).

Quanto à metodologia de concretagem, se pelo topo ou pela base, Torgal e Jalali (2010) citaram autores onde se tem algumas constatações: o lançamento do CAA a partir da base apresenta empuxos por vezes maiores que o empuxo hidrostático, pelo fato do concreto à saída da válvula na base da forma ter de exceder a pressão do concreto já aplicado e contido na forma; outro fato relevante é que a operação de lançamento do CAA a partir da base não deve ser interrompida pelo fato disso poder provocar a formação de aglomerados de partículas.

Quanto a densidade de armadura dentro da forma, Perrot *et al. apud* Torgal e Jalali (2010), a partir de estudos desenvolvidos para estabelecer a influência das armaduras na redução do valor do empuxo do CAA sobre a forma, dentre outras, concluiu que para uma percentagem de armadura de 0,5% com diâmetro de 10 mm, haverá redução do empuxo na forma para 50% do que existiria sem as referidas armaduras.

Quanto ao material utilizado para a confecção da forma, Torgal e Jalali (2010) após estudarem pesquisas de outros autores, apresentaram as seguintes constatações: a) as formas de aço apresentam em média empuxo 32% superior à forma de madeira de pinho seca, onde se entende então que o empuxo é maior em formas com menor rugosidade, já que estas utilizam menor esforço por atrito na interface forma/concreto do que as formas mais rugosas; b) a prática adotada pelos construtores de molhar a forma de madeira antes do lançamento do concreto para evitar que ela absorva a água do concreto, contribui para o aumento do empuxo sobre a forma, fenômeno que tem a ver com a dilatação da madeira durante a absorção referida da água; c) foi possível constatar que a utilização de óleo para facilitar a desforma contribui para aumento do empuxo do concreto sobre a forma devido à redução do atrito entre o concreto e a forma.

Quanto ao aspecto do monitoramento e controle do empuxo, Torgal e Jalali (2010) chamaram a atenção da possibilidade de assegurar-se que o empuxo máximo para o qual a forma foi estruturalmente dimensionada não seja ultrapassado a partir da utilização de sensores que permitam o monitoramento contínuo do empuxo. Recomenda-se que esses sensores tenham diâmetro maior que a dimensão máxima do agregado utilizado na composição do CAA.

Segundo Khayat e Omran (2011), em composições de CAA têm-se incluído medições de avaliação final da diminuição da pressão em coluna instrumentada ou avaliação da tixotropia, onde tixotropia pode ser definida como a diminuição da viscosidade plástica ao longo do tempo onde o material esteja sujeito a cisalhamento constante ou taxa de cisalhamento, seguido por uma recuperação gradual quando a tensão ou taxa de cisalhamento é removida. A diminuição da pressão é inicialmente afetada principalmente pelo aumento na acumulação

estrutural do concreto, que é reversível. Num momento posterior, tanto a tixotropia quanto a hidratação do cimento, que é não reversível, afetam a diminuição da pressão.

Silva e Brito (2010), consideraram que a pressão lateral exercida pelo CAA nas formas de elementos verticais pode ser comparável à pressão hidrostática de um líquido com a massa volúmica do concreto. No entanto, após análise de alguns resultados práticos de medições realizadas em formas monitoradas, concluíram que, em alguns casos, os pressupostos iniciais não eram verificados, tendo mesmo sido observados resultados em que a pressão exercida por um CAA seria igual ou até inferior a um CC. Atribuíram à tixotropia do CAA o fator determinante na pressão do mesmo sobre as formas, constatando que quanto mais tixotropico for o CAA, menor será a pressão exercida sobre as paredes da forma, uma vez que quando em repouso ganha coesão/consistência de forma rápida. Quanto à temperatura ambiente e do concreto na etapa de concretagem, observaram que para temperaturas iniciais mais elevadas houve redução da pressão sobre a forma, devido ao fato do processo de hidratação e endurecimento ser mais rápido por conta do desenvolvimento de maior coesão, diminuindo dessa forma o tempo que leva à diminuição da pressão. Observe-se que o aspecto negativo da redução da trabalhabilidade do concreto fresco em temperaturas mais elevadas, torna-se positivo do ponto de vista de diminuição da pressão lateral sobre a forma em menor tempo, aproximadamente até 25% de redução.

O entendimento de que a pressão exercida sobre a forma pelo CAA está intimamente relacionada com suas propriedades reológicas, mais especificamente nível de tixotropia e coesão, também foi obtido por Kawashima *et al.* (2013). Eles estudaram a influência de nano argilas na coesão de pastas de cimento, uma vez que a coesão deverá afetar a transferência de tensão para a parede da forma e consequentemente a pressão sobre a forma, através de ensaios de aderência com pequenas adições de argilas, até 0,5% em massa de cimento, e 50% em massa de cimento por cinzas volantes.

McCarthy e Silfwerbrand (2010) mediram a pressão do CAA sobre as formas através de três maneiras: medição da pressão lateral sobre a forma; medição da força de tração nos tirantes que prendem

as formas; medição da deflexão das formas entre dois dos tirantes que as prendem. Após análise dos resultados, eles concluíram que qualquer dos métodos pesquisados pode ser utilizado para estimar a carga atuante na forma.

Calado *et al.* (2015) em *Estudo de Viabilidade e Durabilidade de Concreto Auto-Adensável em Canteiro de Obra. Caso da Arena Pernambuco*, na pesquisa desenvolvida no canteiro da obra da Arena Pernambuco, puderam comprovar que as formas industrializadas utilizadas para aplicação do CAA foram as mesmas especificadas para aplicação do CC, sofrendo apenas reforço que permitisse suportar as maiores pressões laterais do CAA. Essas formas foram estruturadas com aço associado a painéis de madeira compensada nas faces em contato com o concreto. Esses painéis tiveram melhor isolamento das juntas de ligação a fim de evitar fuga de finos da argamassa, porém, registram-se algumas ocorrências de abertura da forma nas juntas, bem como fuga de finos. No entanto, essas ocorrências não foram representativas e não comprometeram a aplicação do CAA dentro dos prazos estabelecidos para a obra.

Pode-se, portanto, apresentar algumas conclusões das pesquisas acima referidas (Torgal e Jalali, 2010; Khayat e Omran, 2011; Silva e Brito, 2010; Kawashima *et al.*, 2013; Mc Carthy e Silfwerbrand, 2010; Calado *et al.*, 2015):

- a) Composições de menor consistência apresentam menor empuxo que as de maior consistência que reduzem a possibilidade de formação de estrutura interna contínua;
- b) A metodologia de concretagem pela base provoca maiores empuxos, aproxima-se da pressão hidráulica, que a concretagem pelo topo;
- c) A maior densidade de armadura dentro da forma contribui para redução do empuxo;
- d) As formas de aço apresentam maiores empuxos que as formas de madeira;
- e) O nível de tixotropia e taxa de lançamento de CAA tem

influência significativa sobre a pressão lateral exercida pelo CAA sobre as formas. Concreto com tixotropia pode apresentar uma diminuição acentuada do valor da pressão lateral. Menores taxas de lançamento do concreto reduzem a pressão lateral sobre as formas.

Entende-se então que as formas especificadas para aplicação do CAA podem ser compatíveis com àquelas usualmente aplicadas para o CC, desde que sejam projetadas e compatibilizadas com as composições a serem utilizadas, bem como a logística executiva destacando-se a taxa de lançamento do concreto.

3.4.5 – Bombeamento

Quanto à bombeabilidade do concreto fresco, para que ocorra bem, há de se considerar, principalmente, a composição do traço do concreto, relação a/c e conteúdo de finos; o tipo de agregado utilizado, origem (britado, natural) e absorção do agregado; e a linha de bombeamento.

De Schutter (2012) em *Construction process*, desenvolveu estudos de bombeamento de CAA em escala real, com objetivo de pesquisar a influência da reologia desse tipo de concreto nas operações de bombeamento, concluindo que a viscosidade influencia as pressões de bombeamento de forma significativa, ao contrário da tensão de escoamento. Dessa forma, como o CAA tem, em geral, viscosidade mais elevada que o CC, as pressões de bombeamento são mais elevadas para o CAA, especialmente quando se aplica descargas elevadas. De Schutter (2012) considerou que isso poderia ter sido causado por três fenômenos: (a) efeito geométrico da parede, (b) tixotropia do material, (c) segregação dinâmica.

Segundo Neville (1997), bombeamento é economicamente viável se for possível ser aplicado sem interrupção, devido às operações de limpeza necessárias ao final de cada operação. Ressalte-se também que tubos de alumínio não devem ser utilizados porque o alumínio reage com os álcalis do cimento e geram hidrogênio. Esse gás introduz vazios no concreto endurecido com consequente redução da resistência, a não ser que o concreto seja lançado em um espaço confinado. O

bombeamento traz vantagens a exemplo de operar em locais de acesso difícil, locais confinados, bem como poder levar o concreto diretamente do misturador para a forma, facilitando seu lançamento. A maior parte do concreto pronto que chega à obra é lançado através de bombeamento.

3.5 – ENSAIOS APLICADOS

3.5.1 – Ensaios aplicados às pastas

3.5.1.1 – Considerações iniciais

Segundo Camões (2003), 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, 2003).

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 concreto fresco 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 3.50, para $n = 10$.

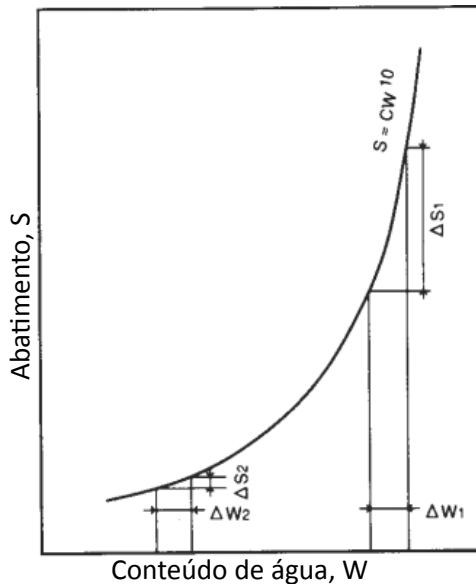


Figura 3.50: Relação entre slump e quantidade de água da mistura (Soroka, 2004).

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 nas Figuras 3.51 e 3.52, 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 3.51 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 redução aproximada de 25 mm no abatimento foi provocada por aumento de 10°C na temperatura do concreto.

Na Figura 3.52 está indicado que a água necessária aumenta de 6 a 5 kg/m^3 para aumento de 10°C na temperatura do concreto.

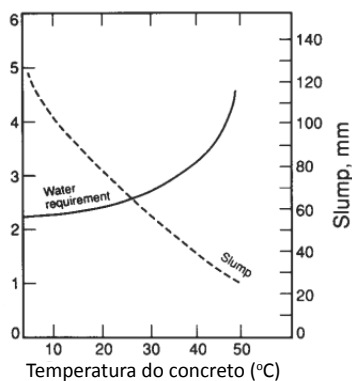


Figura 3.51: Efeito da temperatura do concreto no slump e quantidade de água necessária (Soroka, 2004).

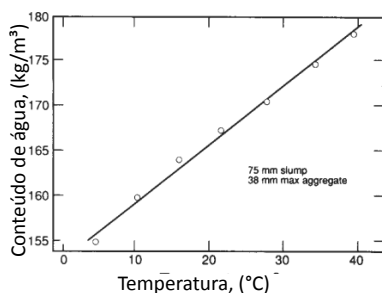


Figura 3.52: Efeito da temperatura do concreto sobre a quantidade de água necessária (Soroka, 2004).

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 (*setting*) 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.

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, porém, acima de cerca de 30°C pode ser observado efeito de sentido inverso. Para baixas temperaturas, a pega é retardada.

As principais Normas aplicadas para a medição do tempo de pega são: a) as normas brasileiras ABNT NBR NM 65 (2003) e ABNT NBR NM 43 (2003); b) a norma europeia EN 196-3+A1 (2008); c) e a norma americana ASTM C191-13 (2013).

Segundo a ABNT 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.

As Figuras 3.53 e 3.54 apresentam fotos de aparelhos utilizados para realização de ensaios de determinação do tempo de pega através da Agulha de Vicat.



Figura 3.53: Foto de um aparelho e acessórios.

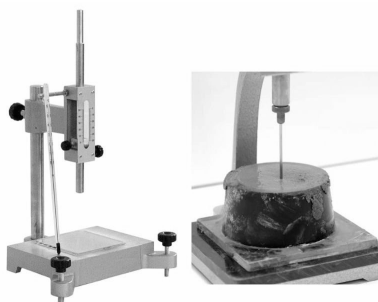


Figura 3.54: Foto de um aparelho e da realização de um ensaio.

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 ABNT NBR 7681-2 (2013); b) a norma europeia EN 445 (2008); c) e a norma americana ASTM C939-10 (2010).

As Figuras 3.55 e 3.56 mostram fotografias de cone Marsh aplicados aos ensaios para medição da fluidez da pasta de cimento.

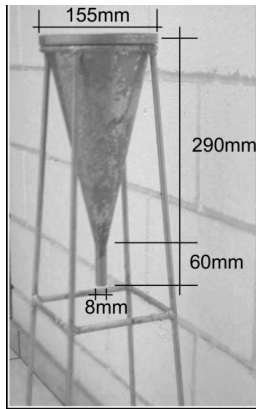


Figura 3.55: cone Marsh (Castro e Libório, 2005).

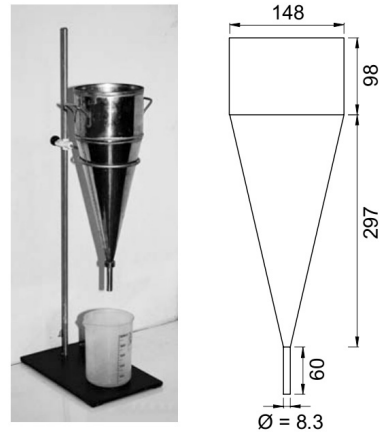


Figura 3.56: tipo de cone Marsh (Camões, 2005).

Castro e Libório (2005) realizaram programa experimental de pesquisa com objetivo de otimização da pasta de cimento e/ou aglomerantes. Para tanto utilizou 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 $23^{\circ}\text{C} \pm 3^{\circ}\text{C}$.

A Figura 3.57 mostra o método aplicado por Castro e Libório (2005) para determinação do teor ótimo de superplastificante. A Figura 3.58 mostra os resultados da aplicação do método para os dois tipos de cimento e o superplastificante empregado na pesquisa.

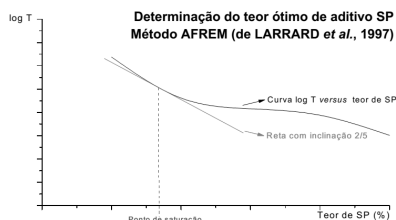


Figura 3.57: método para obtenção teor ótimo SP (Castro e Libório [77]).

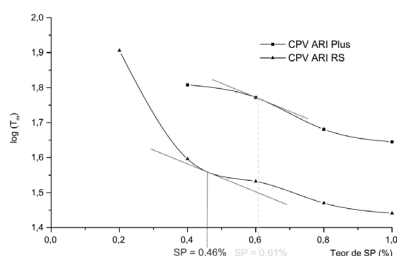


Figura 3.58: aplicação do método na pesquisa (Castro e Libório [77]).

Castro e Libório (2005) 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. As Figuras 3.59 e 3.60 mostram fotografias obtidas por Lemos e Melo (2012) quando da realização dos ensaios com cone Marsh.

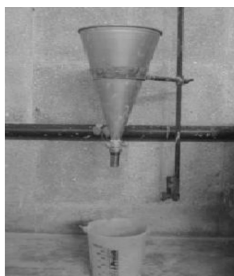


Figura 3.59: cone Marsh pronto para ensaio (Lemos e Melo, 2012).

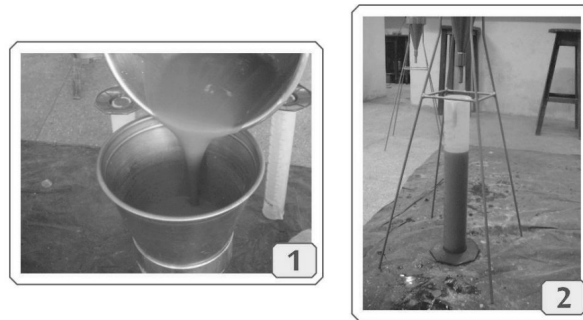


Figura 3.60: cone Marsh durante ensaio (Lemos e Melo, 2012).

Após os resultados obtidos, Lemos e Melo (2012) 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.

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.

A Figura 3.61 mostra fotografias do cone Marsh e sua utilização nos ensaios realizados por Pitangueira *et al.* (2012).



1 – preenchimento do Cone com a pasta; 2 – detalhe da proveta após o escoamento da pasta.

Figura 3.61: Ensaio com o Cone Marsh (Pitangueira *et al.*, 2012).

Pitangueira *et al.* (2012) utilizaram o ensaio de cone Marsh por considerá-lo 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 3.62 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%.

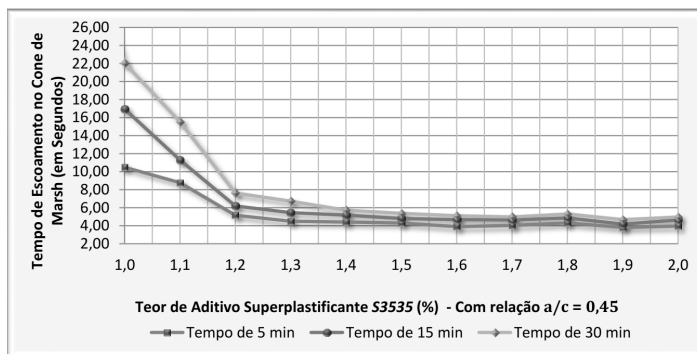


Figura 3.62: resultados dos ensaios com o cone Marsh (Pitangueira *et al.*, 2012).

Gomes *et al.* (2012) desenvolveram estudo com objetivo de pesquisar 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 3.63 mostra figura com a identificação do ponto de saturação a partir dos resultados dos ensaios com cone Marsh.

Concreto auto-adensável (CAA), mais do que alternativa ao concreto convencional (CC)

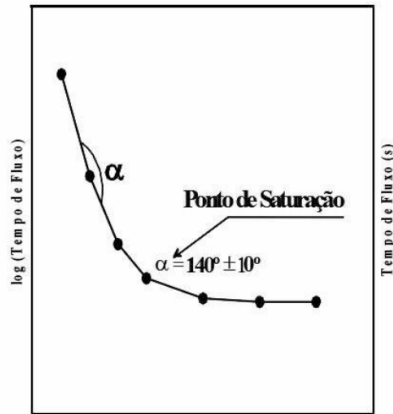


Figura 3.63: curva $\log T \times sp/c$ (%) (Gomes *et al.*, 2012).

3.5.1.4 – Calorimetria

Fracalossi *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 3.64. 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 3.64: Calorímetro semi-adiabático AdiaCal (Fracalossi *et al.*, 2012).

A Figura 3.65 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* Fractalossi *et al.* (2012).

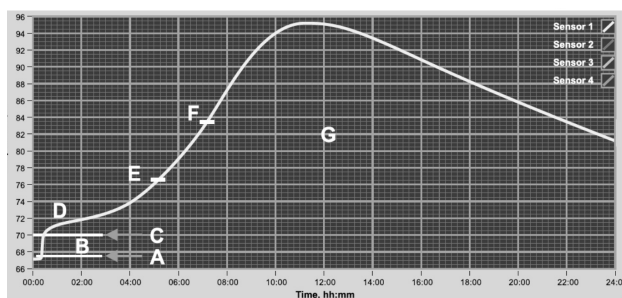


Figura 3.65: Modelo de curva calorimétrica (Fracalossi *et al.*, 2012).

A Figura 3.66 apresenta gráfico com a determinação do pico de temperatura máxima, e a Figura 3.67 apresenta gráfico com a determinação da taxa de calor liberado.

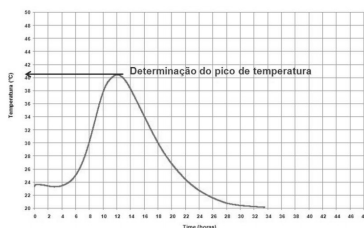


Figura 3.66: Pico de temperatura (Fracalossi *et al.*, 2012).

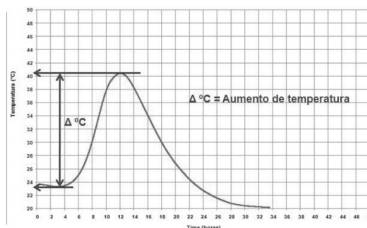


Figura 3.67: Aumento de temperatura (Fracalossi *et al.*, 2012).

Fracalossi *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 levaram 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 foram investigados baseados em parâmetros relacionados com o início e fim da pega e revelaram o significado desses parâmetros quando se avaliou a hidratação de misturas auto compactadas com técnicas de ultrassons contínuas (Desmet *et al.*, 2011).

3.5.1.5 – Reômetro

Segundo Nehdi e Al 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 melanina, base policarboxilato e nova geração de

superplastificantes nas propriedades reológicas da pasta de cimento a várias temperaturas, foram estudadas.

Ensaios através do reômetro no modo oscilatório tem o potencial de fornecer informações mais precisas. A Figura 3.68 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.

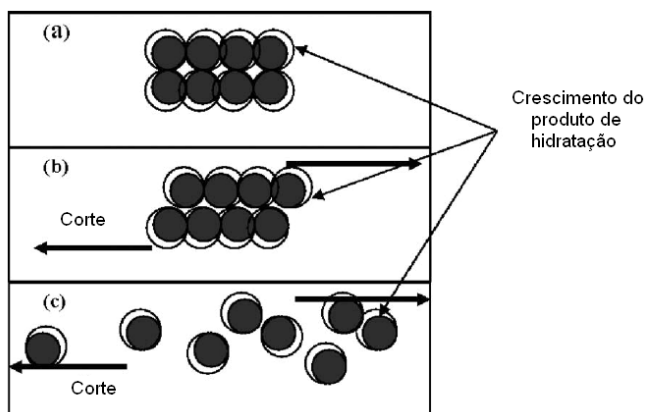


Figura 3.68: Representação esquemática do cisalhamento aplicado à pasta de cimento (Nehdi e Al Martini, 2007).

As Figuras 3.69 (a), (b) e (c), mostram fotos e desenho esquemático do reômetro e do misturador da pasta de cimento utilizados na pesquisa de Nehdi e Al Martini (2007).

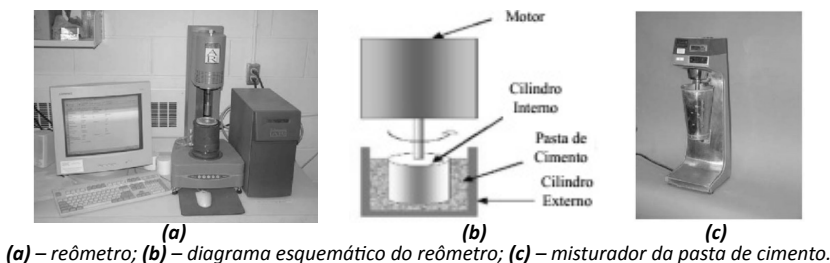
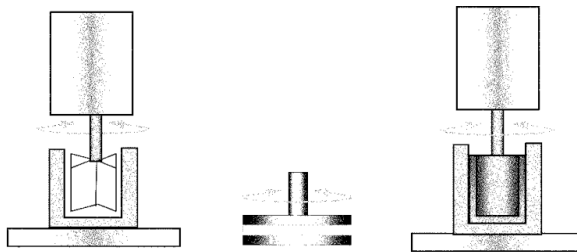


Figura 3.69: fotos e desenho esquemático de reômetro cilindro coaxial e do equipamento misturador (Nehdi e Al Martini, 2007).

Nehdi e Al 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.

O efeito da geometria da superfície de atrito e dos acessórios de teste sobre as propriedades reológicas de pastas de cimento fez parte de trabalho de pesquisa desenvolvido por Nehdi e Rahman (2004), a partir da identificação do crescente interesse de conhecimento a cerca da reologia da pasta de cimento. O percurso de escoamento da pasta de cimento dentro do concreto fresco, entretanto, não é de fácil previsão. Para simular diversos percursos de escoamento nos ensaios reológicos em pastas de cimento, vários níveis de testes de geometria e atrito de superfícies de cisalhamento foram considerados. Quatro grupos de pastas de cimento com diferentes adições minerais, aditivos químicos e relação água/ligante foram ensaiados utilizando reômetro no modo oscilatório com diferentes geometrias de teste incluindo cilindros coaxiais (lisos e com palhetas) e pratos paralelos (lisos e serrados).

A Figura 3.70 apresenta ilustração de três tipos de geometria de reômetros aplicados aos ensaios.



À esquerda: rotor de palhetas; centro: pratos paralelos; à direita: cilindros coaxiais.

Figura 3.70: tipos de geometria de reômetros (Nehdi e Rahman, 2004).

Geralmente, para a mesma pasta de cimento e espessura da amostra, os valores de resistência e tensão crítica medidos com os pratos paralelos foram significativamente menores comparados com os

resultados obtidos através dos cilindros coaxiais lisos e de palhetas. Os pratos serrados, com relativa capacidade de atrito elevado, mediram resultados mais altos de resistência e tensão crítica comparada aos valores com aqueles dos pratos lisos, indicando significativo efeito de escorregamento nos resultados dos pratos lisos. Para todas as pastas de cimento, cilindros coaxiais mediram valores mais elevados de resistência comparado com aqueles do rotor de palhetas para baixa relação água/ligante. Para valores mais elevados da relação água/ligante, entretanto, como se tornou escorregamento mais significativo para cilindros coaxiais lisos, uma tendência oposta foi observada. Os resultados indicaram que a geometria dos equipamentos de testes e o nível de atrito da superfície de cisalhamento devem ser cuidadosamente levados em consideração ao analisar-se criticamente os resultados dos ensaios de reologia em pastas de cimento (Nehdi e Rahman, 2004). Entendeu-se aqui que houve possíveis variações nos resultados a partir do tipo de equipamento adotado. Portanto, comparativos de desempenho de pastas de cimento deverão levar em conta essas variáveis.

Em outro trabalho de pesquisa, Rahman e Nehdi (2003) estudaram os efeitos da geometria, abertura, e superfície de atrito dos equipamentos de ensaios sobre as propriedades reológicas medidas das pastas de cimento. Destaca-se a conclusão sobre o efeito da variação da abertura entre os pratos paralelos sobre a tensão de escoamento e viscosidade dependerem do atrito da parede de cisalhamento e da composição da pasta de cimento. As propriedades reológicas medidas foram significativamente afetadas não apenas pela composição da pasta de cimento, mas também pela geometria do reômetro aplicado e o atrito e a abertura entre as superfícies de corte.

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 necessitar 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 3.71 mostra o fluxograma da determinação da relação entre as respostas através da resistividade e do tempo de pega.

Os ensaios desenvolvidos por Zongjin *et al.* (2007) aplicaram para a medição da resistividade elétrica, aparato patenteado por Z. Li e 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 (2010). 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; CaCl_2 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 $20\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 2\text{ }^{\circ}\text{C}$. 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).

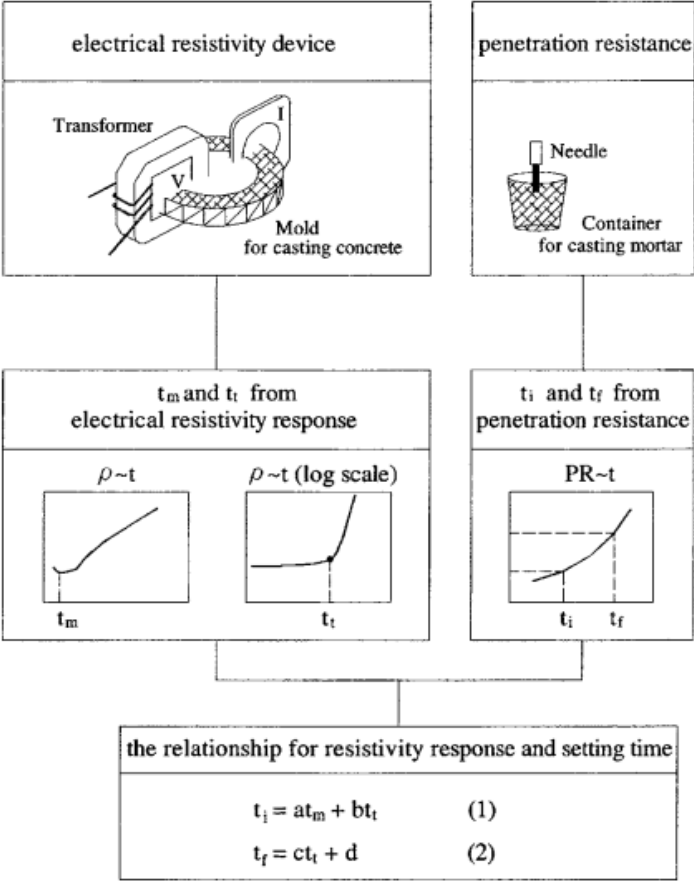


Figura 3.71: determinação entre a relação das respostas de resistividade e tempo de pega (Zongjin *et al.*, 2007).

A Tabela 3.5 mostra as proporções dos constituintes aplicados nas misturas de concreto por metro cúbico (kg/m^3).

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).

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 Cimento CV	190	475	602	1.070			

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

Nº da composição	Nome	Resultados resistividade		Tempo de pega (ASTM C 403)	
		Ponto P _m (τ _m) (h)	Ponto P _t (τ _t) (h)	Inicial (τ _i) (h)	Final (τ _f) (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 Cimento CV	0,73	8,03	3,83	7,83

Segundo Zongjin *et al.* (2007), o ponto P_m , como mostrado na Figura 3.72, 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 3.73 mostra a relação ($\rho - t$) 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.

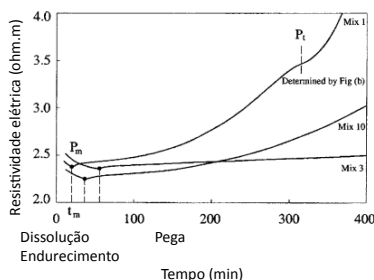


Figura 3.72: Ponto mínimo P_m (Zongjin *et al.*, 2007).

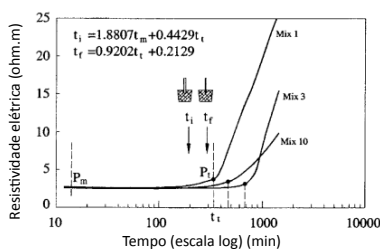


Figura 3.73: Ponto de transição P_t (Zongjin *et al.*, 2007).

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 3.72, 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_p , e as novas tendências no tempo de pega (t_i , t_f) são as mesmas daquelas observadas nas respostas de resistividade (t_m , t_p) 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_t). Baseados nos seus estudos, eles propõem a seguinte equação de correlação para estabelecimento de t_i :

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

Onde t_i = tempo inicial de pega (h); t_m e t_t = 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_t fica próximo do tempo final de pega. As Figuras 3.71 e 3.72 mostraram a correlação de t_p , t_f medidas com ensaios de resistência à penetração e t_m , t_t 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_t está próximo a t_p , Zongjin *et al.* (2007) propõem que a relação quantitativa seja obtida pela seguinte equação:

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

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_p , t_f) e o cálculo de (t_i , t_f) com as equações, indicou que uma boa correlação pode ser estabelecida conforme mostrado na Figura 3.74.

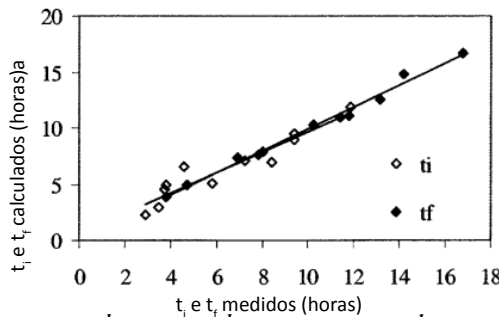


Figura 3.74: variação dos tempos de pega entre os valores medidos e calculados (Zongjin *et al.*, 2007).

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 $0,0016 \text{ m}^3$ de concreto fresco, enquanto que o método de penetração necessita pelo menos de $0,01 \text{ m}^3$ 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.

Calado (2014) em *Study of the available workability time of self-compacting concrete (SCC), in hot climate regions*, apresentou aparato original que permitiu a medição da resistividade de diferentes pastas de concreto em diferentes temperaturas, conforme pode ser visto nas Figuras 3.75 e 3.76. A Figura 3.77 apresenta o diagrama elétrico esquemático para o cálculo da resistividade elétrica, com tensão aplicada em volt (V) e intensidade da corrente elétrica em miliampere (mA) obtida através da leitura do multímetro conectado.

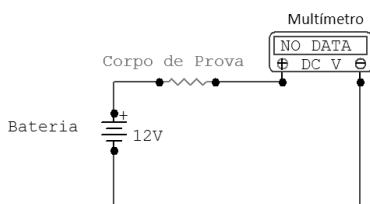


Figura 3.75: CAPS de PVC (Calado, 2014)

Figura 3.76: Aparato para os ensaios (Calado, 2014)

Figura 3.77: Diagrama elétrico (Calado, 2014)

Para o comparativo com a pesquisa de Zongjin *et al.* (2007), foram ensaiadas no aparato acima visualizado, em atendimento à ABNT NBR 9204 (2012), na temperatura de 32°C , três tipos de pastas: cimento (500g) + água (150g); cimento (500g) + água

(150g) + superplastificante (5,5g); e cimento (500g) + água (150g) + plastificante(4,6g). O cimento aplicado foi o CP-V ARI. Também foram feitos ensaios de Agulha de Vicat nas três referidas pastas.

Com os resultados de resistividade obtidos dos ensaios realizados, o tempo t_t encontrado para cada uma das pastas foi estabelecido a partir do tempo de ensaio identificado pela interseção de duas retas. Essas retas foram obtidas por regressão linear, uma para cada trecho do gráfico. O primeiro trecho corresponde ao período onde a variação da resistividade permaneceu praticamente inerte, com pequena variação. O segundo trecho corresponde ao período onde a variação de resistividade cresceu de forma acentuada.

A Figura 3.78 apresenta o gráfico com os resultados da resistividade calculada aplicando-se o modelo de análise para a pasta de cimento + água, onde foi possível estabelecer o tempo t_t igual a 3,90 horas.

A Figura 3.79 apresenta o gráfico com os resultados da resistividade calculada aplicando-se o modelo de análise para a pasta de cimento + água + superplastificante, onde foi possível estabelecer o tempo t_t igual a 11,14 horas.

A Figura 3.80 apresenta o gráfico com os resultados da resistividade calculada aplicando-se o modelo de análise para a pasta de cimento + água + plastificante, onde foi possível estabelecer o tempo t_t igual a 9,15 horas.

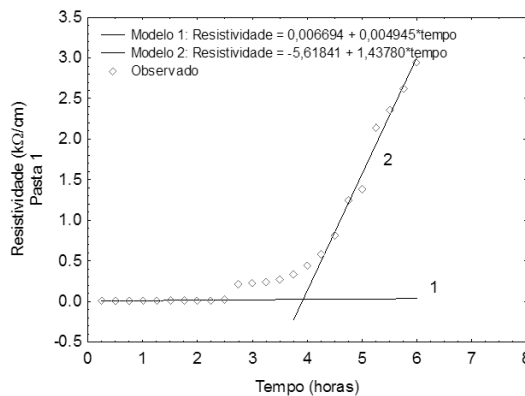


Figura 3.78: Interseção entre as retas 1 e 2 obtidas por regressão linear (Calado, 2014)

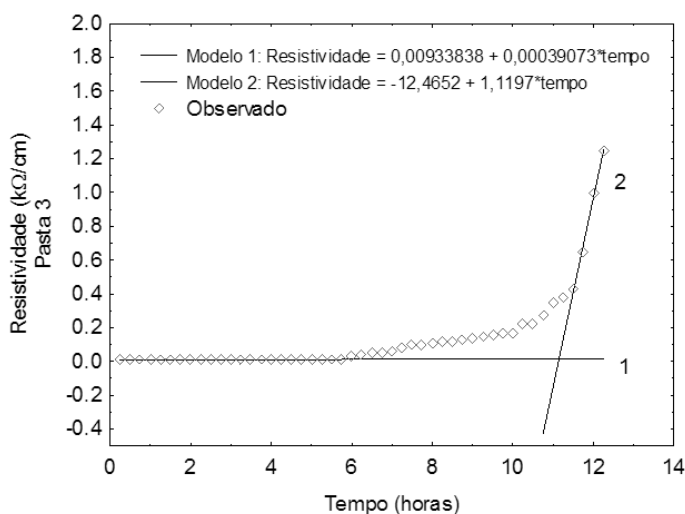


Figura 3.79: Interseção entre as retas 1 e 2 obtidas por regressão linear (Calado, 2014)

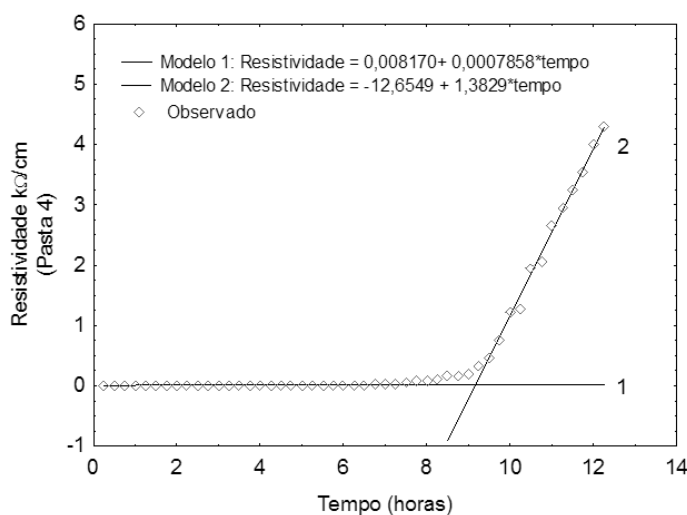


Figura 3.80: Interseção entre as retas 1 e 2 obtidas por regressão linear (Calado, 2014)

A Figura 3.81 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) e Calado (2014).

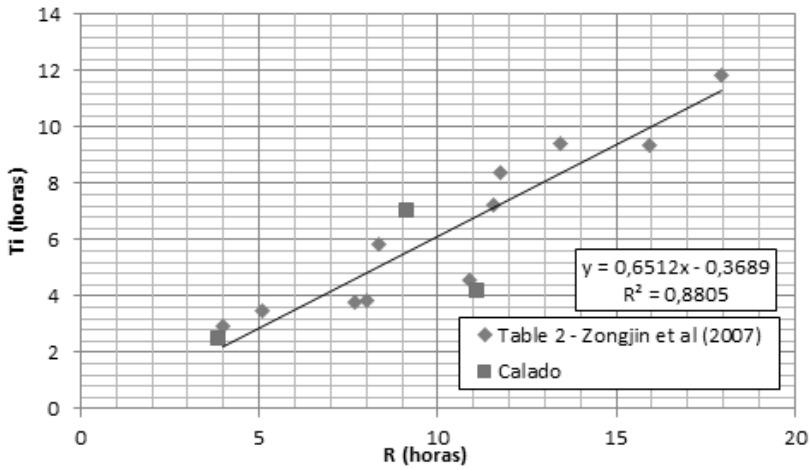


Figura 3.81: Tempo ensaio de resistividade t_r x tempo ensaio de Vicat T_i (Calado, 2014)

Calado (2014) concluiu ser possível confirmar a metodologia de correlacionar os resultados de resistividade elétrica com tempo de início de pega por Vicat, conforme metodologia de Zongjin *et al.* (2007), mesmo usando um aparato simples para determinação do tempo de início de pega através da medição da resistividade elétrica.

Topçu *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. Os ensaios foram feitos à temperatura ambiente. As resistências à compressão das amostras foram também pesquisadas com e sem corrente elétrica. Após a aplicação dos estudos, Topçu *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.

Gams e Trtnik (2013) estudaram um novo procedimento de medidas ultrassônicas (US) para determinação do período de pega de pastas de cimento, argamassas e concretos, ou seja, a transição de diferentes materiais cimentícios do estado líquido para o estado sólido. O método baseou-se na relação entre amplitudes máximas de duas faixas dominantes de frequência que aparecem no espectro de frequência dos equipamentos de ondas ultrassônicas, chamada parâmetro TG. Correlação clara e sem ambiguidades entre pontos característicos na evolução do parâmetro TG e da resistência à penetração no tempo estabelecido sobre as amostras compostas com diferentes materiais durante o processo inicial de hidratação. A correlação indicou que o parâmetro TG detectou o desenvolvimento das ligações rígidas entre

as partículas de cimento hidratado. A capacidade e precisão do método para determinar o período de pega não é afetado pelos materiais da composição. A natureza não destrutiva e insensibilidade do método para o tamanho dos agregados representa vantagem sobre os métodos de penetração na determinação do tempo de pega, sejam para pastas de cimento, argamassas, ou mesmo concretos.

A Figura 3.82 mostra representação esquemática da evolução do parâmetro TG no tempo e estado do material. A Figura 3.83 mostra exemplo de resultado de ensaio com a relação entre o parâmetro TG e a resistência à penetração d_{pv} de uma pasta de cimento.

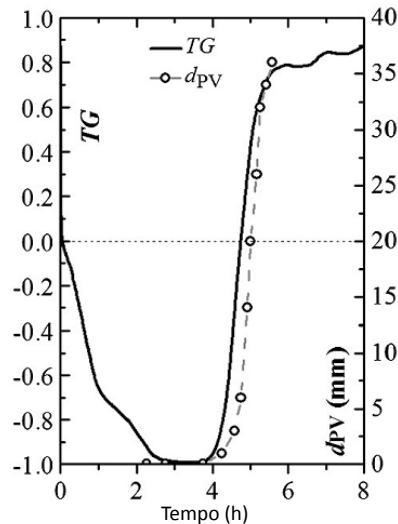
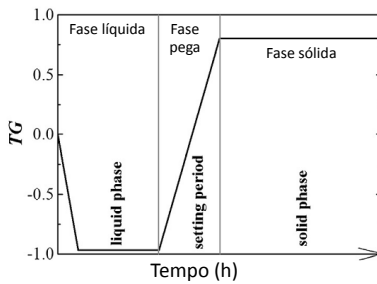


Figura 3.82: representação esquemática
TG (Gams e Trtnik, 2013).

Figura 3.83: relação entre TG e d_{pv}
(Gams e Trtnik, 2013).

Xiao e Li (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.

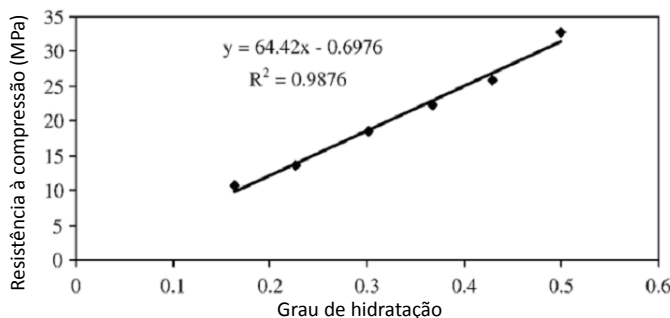


Figura 3.84: relação entre grau de hidratação e resistência à compressão para 01 e 02 dias (Xiao e Li, 2008)

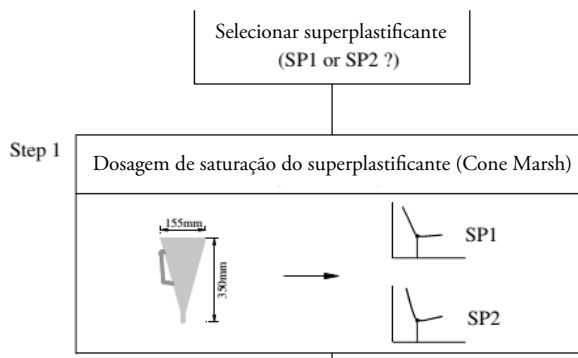
Através da Figura 3.84, Xiao e Li (2008) mostraram a relação linear entre o grau de hidratação e a resistência à compressão, demonstrando que o grau de hidratação é um indicador direto da resistência à compressão e foi independente da incorporação de cinzas volantes. A curva desenvolvida com os resultados das medições de resistividade elétrica reflete a cinética de hidratação do concreto fresco.

Xiao *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 3.85.

Segundo Xiao *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 3.86 e 3.87 mostram os resultados gráficos da comparação entre SP1 e SP2.



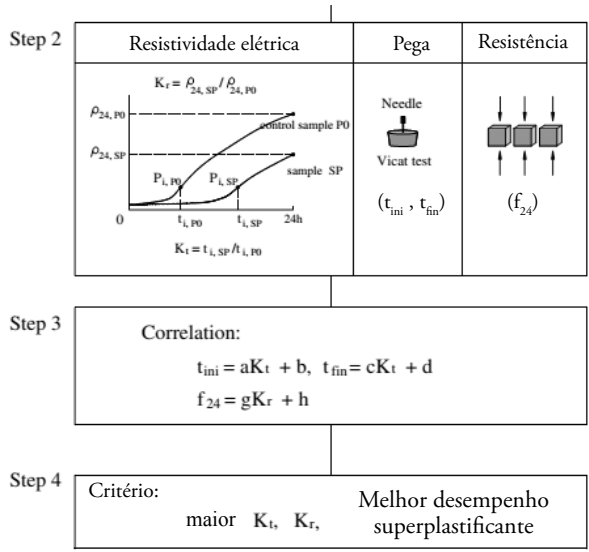


Figura 3.85: apresentação esquemática para seleção do adequado superplastificante (Xiao et al., 2007).

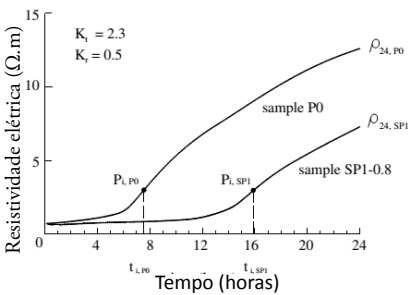


Figura 3.86: superplastificante SP1-0.8 (Xiao et al., 2007)

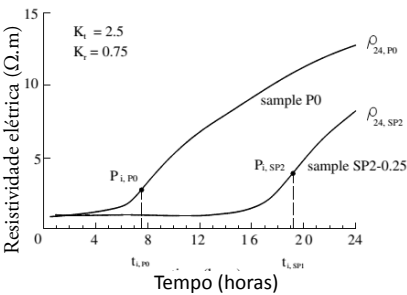


Figura 3.87: superplastificante SP2-0.25 (Xiao et al., 2007)

Assim, Xiao 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 – Ensaio de abatimento (*slump test*)

Segundo Neville (1997) trata-se de ensaio bastante aplicado nos canteiros de obras em todo o mundo. O ensaio de abatimento, *slump test*, não mede a trabalhabilidade do concreto, embora o ACI 116R-90 (2000) o descreva como medida de consistência, 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 ABNT NBR NM 67 (1998); b) na norma europeia EN 12350-2 (2009); c) na norma americana ASTM C143/C143M-12 (2010). Ao se realizar o ensaio, três resultados podem ocorrer: na primeira situação, a esperada, o abatimento ocorre e é possível medir seu valor de modo a classificar sua consistência; na segunda situação, há a ocorrência de formação de plano inclinado, como numa queda de cisalhamento e o ensaio deve ser repetido, e persistindo, pode ser o caso de misturas ásperas, indicando falta de coesão na mistura, o que impede sua boa aplicação; na terceira situação a amostra colapsa e não apresenta condições de aplicação. 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 3.88 mostra duas fotos dos equipamentos aplicados nos ensaios de *slump test*.

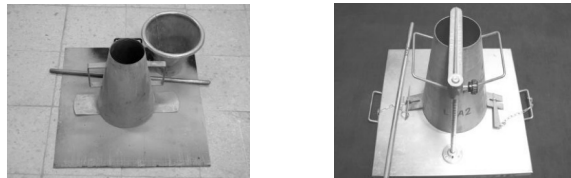


Figura 3.88: Fotografias de equipamentos aplicados para ensaios de *slump test*.

A Figura 3.89 mostra desenhos esquemáticos de três possíveis situações de resultados ao se aplicar os ensaios de *slump test*: abatimento, cisalhamento, colapso.

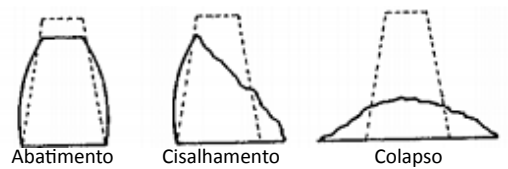


Figura 3.89: Desenho esquemático de três possíveis resultados após abatimento (Neville, 1997).

A Figura 3.90 mostra uma foto da realização de ensaio de *slump test*, ilustrada por um desenho esquemático representativo.

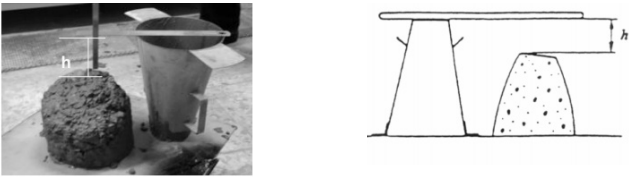


Figura 3.90: Fotografia e desenho esquemático da realização de ensaio de abatimento.

A NP EN 206-1 (2007) 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 (NP EN 206-1, 2007).

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

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.

Conforme apresentado (ver Seção 2.3), existem nas Normas brasileira, portuguesa / europeia e americana, os ensaios aplicados para classificação do concreto auto-adensável fresco. Esses ensaios procuram avaliar se o concreto é auto-adensável para a estrutura; caso não apresente auto-adensabilidade, ajustar a proporção dos materiais para que ela seja obtida; e caracterizar os materiais empregados. Eles também levam em conta as características de fluidez, viscosidade, habilidade passante e coesão. Alencar (2008) considerou que essas propriedades não são independentes e se relacionam entre si, então alguns métodos de ensaio avaliam várias propriedades de forma simultânea.

As Seções 3.5.2.2 a 3.5.2.6 a seguir contemplam os ensaios aplicados ao CAA e apresentam os equipamentos que são utilizados para cada um dos ensaios relacionados, assim como as principais características de cada um desses ensaios.

3.5.2.2 - 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 3.91 e 3.92 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 ABNT NBR 15823-2 (2010) e NP EN 12350-8 (2010), esse ensaio também é normalizado pela ASTM C1611/C1611M-14 (2014).



Figura 3.91: equipamentos



Figura 3.92: 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 fluência 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

3.5.2.3 - Viscosidade plástica aparente pelo funil V

O ensaio é normalizado pela ABNT 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 3.93 mostra desenho do equipamento e indica suas dimensões padronizadas.

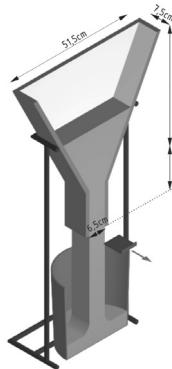


Figura 3.93: Funil V (sob fluxo confinado) (Alencar, 2008).

3.5.2.4 - Habilidade passante pela caixa L

O ensaio é normalizado pela ABNT 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 H_1 e H_2 , e calcular a habilidade passante (HP). O valor de (HP) é igual à razão entre as alturas H_2/H_1 .

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 3.94 mostra desenho do equipamento e indica suas dimensões padronizadas.

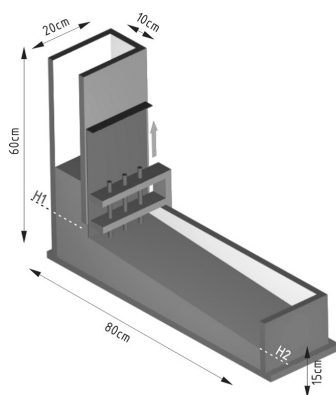


Figura 3.94: Caixa L (sob fluxo confinado) (Alencar, 2008).

3.5.2.5 - Habilidade passante pelo anel J

O ensaio é normalizado pela ABNT NBR 15823-3 (2010), NP EN 12350-12 (2010) e ASTM C1621/C1621M-14 (2014). O ensaio baseia-se no espalhamento do concreto fresco.

A Figura 3.95 mostra desenho do equipamento e indica suas dimensões padronizadas.

Concreto auto-adensável (CAA), mais do que alternativa ao concreto convencional (CC)

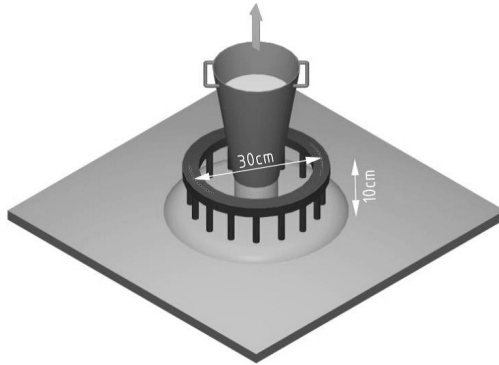


Figura 3.95: Anel J (sob fluxo livre) (Alencar, 2008).

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 3.96 mostra foto da realização de ensaio com o anel J.

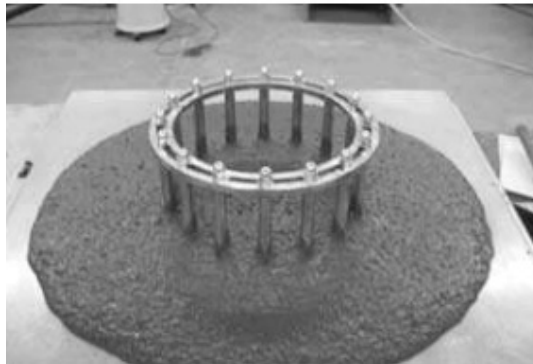


Figura 3.96: Foto de ensaio com anel J (Desnerck, 2012).

3.5.2.6 - Resistência à segregação pela coluna de segregação

O ensaio é normalizado pela ABNT NBR 15823-6 (2010), e ASTM C1610/C1610M-14 (2014).

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 C1610/C1610M-14 (2014) 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 3.97 mostra desenho do equipamento e indica suas dimensões padronizadas.

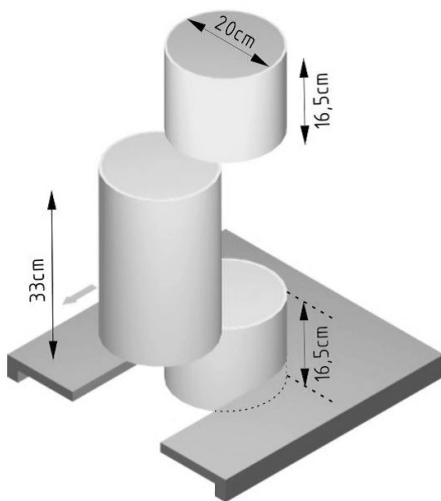


Figura 3.97: Coluna de segregação (Alencar, 2008).

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 (j_{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 ABNT 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; Diagramas 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 ABNT NBR 12655 (2006). Também, em função do planejamento executivo, torna-se necessário o controle sistemático do módulo de elasticidade do concreto, conforme a Norma ABNT NBR 8522 (2008), para determinadas idades de interesse específico.

Ensaio para obtenção de informações específicas podem ser exigidos a exemplo de determinação da massa específica, extração de testemunhos, conforme a ABNT NBR 7680 (2007), ensaios de esclerometria, conforme a ABNT NBR 7584 (2012), ultrassom, conforme a ABNT NBR 8802 (2013), raio-x, por exemplo.

As resistências mecânicas exigidas para o CC deverão, também, ser atendidas quando da utilização do CAA. Simonetti *et al.* (2012),

desenvolveram 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. Destacou-se então no estudo de Simonetti *et al* (2012) as seguintes conclusões: a) O CAA apresentou comportamento similar ao CC, podendo serem aplicadas a ele as mesma 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) em *Engineering Properties of self-compacting concrete*, 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-MPS (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/m^3 . 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.

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.

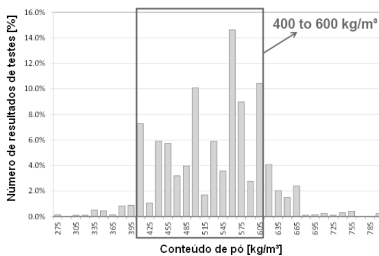


Figura 4.1: Relação água/ligante (a/l) (Desnerck, 2012).

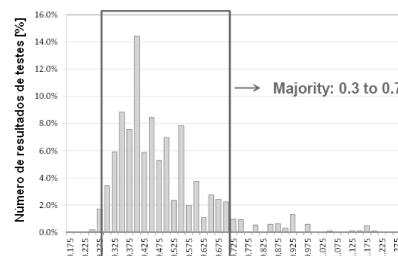


Figura 4.2: Conteúdo de pó nas composições (Desnerck, 2012).

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 – Retração e fluência

Na avaliação da fluência levando-se em consideração o conteúdo de pó, Desnerck (2012) constatou valores mais elevados do coeficiente de fluência, na maioria dos casos, quando aumenta o conteúdo em pó, ficando a diferença frequentemente entre 5 e 10%. Também é importante chamar a atenção para pesquisa desenvolvida por Bazant *et al.* (2011). A partir de banco de dados compilados ao longo de grande

período, de numerosos casos de grandes vãos de pontes protendidas construídas em balanços sucessivos, verificou-se alarmante tendência quanto à fluência excessiva ao longo do tempo, demonstrando que as formulações atuais para cálculo podem estar insuficientes. Em todos os casos analisados por Bazant *et al.* (2011), as estruturas foram feitas com CC. Assim, a substituição do CC pelo CAA nesse tipo de obra deve ser objeto de maior cuidado levando-se em conta os estudos existentes a exemplo dos de Desnerck (2012) e Bazant *et al.* (2011).

Segundo Soroka (2004), a deformação lenta ou fluência pode ser definida como o aumento da deformação com o tempo, à exceção de retração, submetido a uma tensão constante. O comportamento à deformação lenta do concreto é essencialmente similar ao comportamento da pasta porque o agregado dificilmente apresenta qualquer deformação. Por outro lado, a concentração e propriedades dos agregados afetam quantitativamente a fluência e, nesse contexto, existe uma significativa diferença entre a deformação lenta da pasta de cimento em relação ao concreto. A deformação lenta é usualmente medida pelas alterações de comprimento do elemento estrutural de concreto, expressada quantitativamente pela correspondente deformação por unidade de tensão.

O concreto ao ser carregado apresenta deformação instantânea que é geralmente considerada elástica, ou seja, a peça de concreto volta à sua condição inicial após a retirada do carregamento. Quando o carregamento é mantido constante, a deformação aumenta, a uma taxa gradualmente decrescente, e pode atingir valores duas a três vezes maiores que as deformações elásticas. Caso o concreto seja submetido à perda de água enquanto carregado, a retração ocorrerá simultaneamente à fluência. Contrariamente à fluência e à retração, a deformação elástica diminui com o tempo, devido ao aumento do módulo de elasticidade do concreto que é associado ao aumento da resistência do concreto. Por outro lado, a umidade relativa do ar e a temperatura ambiente afetam a fluência do concreto.

Em relação à retração, Soroka (2004) verificou que a diferença observada entre CAA e CC foi devido ao volume de pasta, onde CAA com diferentes volumes de pasta apresentou relação linear com a retração, bem como agentes redutores de retração para o CC também

podem ser aplicados ao CAA. Ainda, em relação à fissuração por retração, ela ocorre quando a tensão de retração excede a resistência à tração. A retração plástica do CAA é tão elevada quanto a do CC, no entanto, seria mais suscetível à fissuração, o que resulta em contradição. Verificou-se que a adição de calcário pode incrementar o tempo para início da fissuração.

O CAA, em relação ao CC, tem duas características destacadas, apresenta em sua composição alto teor de finos e adição de superplastificantes, sabendo-se que a retração plástica é considerada a perda de água do concreto no estado fresco, onde a cura ainda não ocorreu e as partículas sólidas podem se mover dentro da pasta, ocorrendo redução de volume. De Vita *et al.* (2012) verificaram que a influência do vento sobre a fissuração é realmente um fator preponderante, e que as adições de diferentes finos no CAA provocaram comportamentos diferentes na fissuração.

Para as altas temperaturas, o CAA responde de forma diferente em relação ao CC devido ao elevado conteúdo de pó e volume de pasta. Há aumento na possibilidade de fragmentação devido a elevada densidade da microestrutura do CAA, o que frequentemente torna necessárias medições especiais, conforme Desnerck (2012). Silva e Battagin (2012), em relação à temperatura do concreto e às condições ambientais no momento da concretagem, constataram perda precoce de abatimento para o CC e de capacidade de espalhamento para o CAA, com redução de resistências iniciais e retração plástica ou fissuração do concreto endurecido.

4.1.3 – Tensão de aderência

Quanto à tensão de aderência, Desnerck (2012) em *Engineering Properties of self-compacting concrete*, verificou que, para mesmo f_c , ela apresentou-se maior para o CAA em relação ao CC e que o diâmetro das barras das armaduras tem influência na tensão de aderência, melhorando para diâmetros superiores a 16 mm. Désir *et al.* (2012) pesquisaram o desempenho de aderência do CAA através de ensaio de arrancamento de uma barra de aço em um maciço de concreto conforme recomendações RILEM-CEB-FIP e afirmaram que ao aplicar-se o CAA a aderência concreto – aço deve ser alcançada apenas pela composição do concreto, pois não ocorre ajuda de equipamentos

de vibração que eliminem vazios e melhorem o envolvimento do concreto em torno das armaduras. Mesmo assim, concluíram com seus estudos que a máxima força de arrancamento da barra de aço para o CAA foi significativamente maior do que para o CC, porém, o CAA mostrou ruptura mais brusca do que o CC.

El Debs *et al.* (2013) avaliaram o comportamento da aderência entre barras de aço e concreto utilizando CAA e CC e fazendo comparativo de desempenho entre os dois tipos de concreto. O estudo se desenvolveu através de simulação numérica utilizando o método de elementos finitos, comparando os resultados com os obtidos através de estudo experimental realizado. A análise experimental apresentou resultados similares da resistência de aderência entre o CAA e o CC, sendo que o CAA apresentou melhor comportamento em alguns casos demonstrando melhor desempenho. A mesma conclusão foi obtida através do estudo com simulação numérica, com boa concordância com os ensaios realizados utilizando tanto CAA quanto CC, especialmente na fase de pré-pico do diagrama força *versus* deslizamento e força *versus* deslocamento.

4.1.4 – 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.

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) colocaram 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) chamaram 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.

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 TC89-FMT, 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) concluíram 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-89FMT. 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) confirmaram os resultados obtidos pelos outros autores citados.

4.1.5 – Efeitos da temperatura na resistência

Neville (1997) chamou 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/espaco, levando a menores resistências ao comparar-se com concretos menos porosos. Embora tenha sido lentamente hidratado, a pasta de cimento acabará por alcançar maiores taxas de gel/espaco. 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, 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.

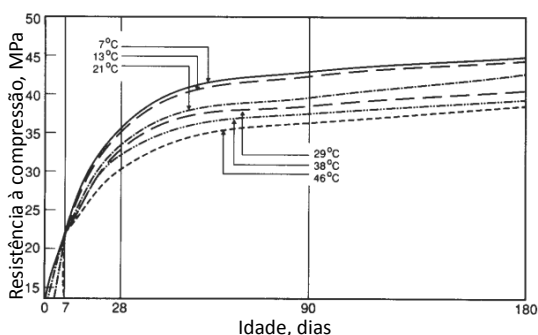


Figura 4.3: Desenvolvimento da resistência de ligação pasta-agregado com diferentes temperaturas (Soroka, 2004).

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. Assim, pretendeu-se no presente capítulo compreender os meios disponíveis para o correto projeto de uma estrutura de concreto com foco na resistência e durabilidade do concreto endurecido, mas, sem perder de vista que a durabilidade do concreto endurecido será consequência de todas as etapas, iniciando-se pelo projeto e suas especificações, pelos constituintes, pela mistura na central de fabricação e pelo concreto na fase fresca nas suas etapas de aplicação: transporte, lançamento, adensamento e cura. Segundo Neville (1997) olhando-se para a estrutura do cimento hidratado, verifica-se que muitas das propriedades mecânicas do cimento e do concreto endurecidos, não parecem depender muito da composição química do cimento hidratado tanto quanto da estrutura física dos produtos de hidratação, visto no nível de dimensões coloidais. 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, a partir de 2003 com a entrada em vigor da nova norma NBR 6118 (2014) na sua versão mais atual, 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) em *Durability*, no que concerne análise de durabilidade do concreto auto-adensável (CAA) em relação ao concreto convencional vibrado (CC), constatou que para o CC existia muito conhecimento sobre durabilidade, mas existiam 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 lançou 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.

Na Figura 4.4, De Schutter (2012) mostra gráfico com os principais fatores identificados que contribuíram para as falhas de estruturas, com base em pesquisas de vários autores desenvolvidas na Europa e Estados Unidos, com resumo estatístico dos resultados apresentado no Boletim 53 – Projeto de Estruturas Duráveis de Concreto, publicado pela Federação Internacional do Concreto – (FIB) em 2010.

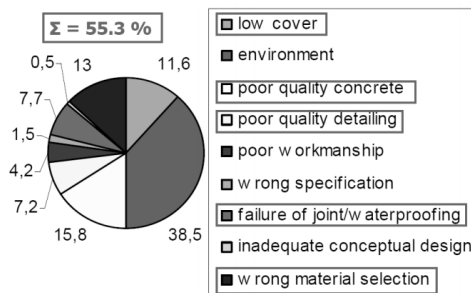


Figura 4.4: Principais fatores que contribuíram para as falhas de estruturas (De Schutter, 2012).

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-sílica 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 a preocupação seja 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. Por outro lado, se os poros são descontínuos ou caso contrário não efetivo com respeito ao transporte, então a permeabilidade do concreto é baixa, mesmo a porosidade sendo 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 pressão. 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 cloreto, 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 4.5 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. A Figura 4.6 mostra o efeito da temperatura e relação água/cimento na permeabilidade da pasta de concreto na idade de 28 dias.

Concreto auto-adensável (CAA), mais do que alternativa ao concreto convencional (CC)

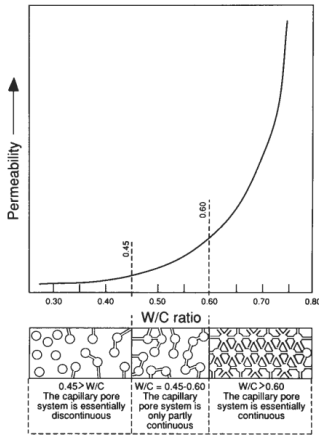


Figura 4.5: Efeito da relação (a/c) (Soroka, 2004).

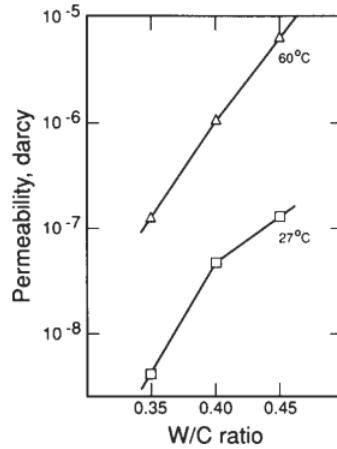


Figura 4.6: Efeito da temperatura (Soroka, 2004).

Na Figura 4.7 visualiza-se o efeito da temperatura sobre a permeabilidade de argamassas de cimento (1:2) com relação água/cimento de 0,65, feitas com diferentes tipos de cimento: OPC = cimento Portland comum; BFC = cimento de escória de alto forno; FAC = cimento de cinzas volantes. Na Figura 4.8 visualiza-se o efeito da temperatura na percentagem do volume de poros tendo raio inferior a $1000\text{\AA}$ em argamassas de cimento contendo 62,5% de escória.

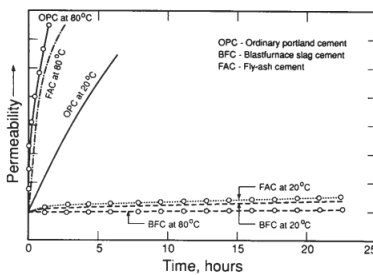


Figura 4.7: Efeito temperatura x permeabilidade (Soroka, 2004).

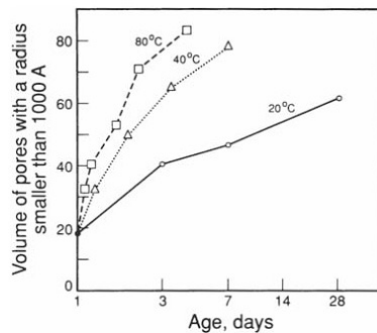


Figura 4.8: Efeito temperatura x volume de poros (Soroka, 2004).

De Schutter (2012) apresentou 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 visualização através da Figura 4.9, 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). A Figura 4.10 mostra a relação entre a porosidade capilar e o coeficiente de permeabilidade da água para CAA e CC, com visualização da diferença de comportamento entre os concretos.

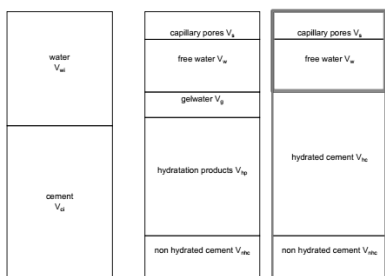


Figura 4.9: Esquema da hidratação do cimento (De Schutter, 2012).

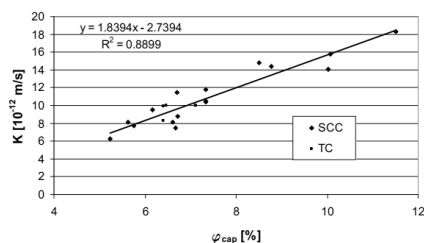


Figura 4.10: Porosidade x permeabilidade da água (De Schutter, 2012).

A Figura 4.11 mostra a relação entre a porosidade capilar e o coeficiente de difusão do vapor de água para CAA e CC. Já a Figura 4.12 mostra a relação entre a porosidade capilar e a permeabilidade do gás tanto para CAA quanto para CC.

Concreto auto-adensável (CAA), mais do que alternativa ao concreto convencional (CC)

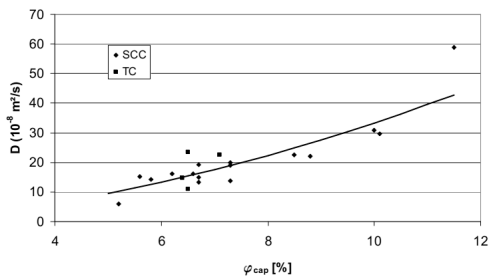


Figura 4.11: Porosidade x difusão vapor da água (De Schutter, 2012).

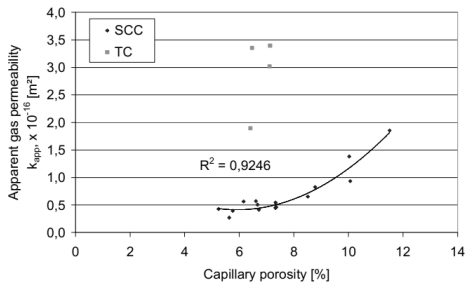


Figura 4.12: Porosidade x permeabilidade do gás (De Schutter, 2012).

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; resistência à carbonatação; e resistência à corrosão induzida. 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 _{c28} (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 dos ensaios de absorção de água aplicados 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 (kg/m ² /min ^{0,5})			
<u>CAA 1</u>	<u>CAA 2</u>	<u>CAA 3</u>	<u>CAA 4</u>
0,122	0,109	0,115	0,094
<u>CC 1</u>	<u>CC 2</u>	<u>CC 3</u>	<u>CC 4</u>
0,137	0,126	0,122	0,109

A Figura 4.13 apresenta gráfico com os resultados do coeficiente de carbonatação em função da relação (a/c). A Figura 4.14 apresenta gráfico dos resultados da difusão de cloretos para as composições aplicadas de CAA e CC.

Concreto auto-adensável (CAA), mais do que alternativa ao concreto convencional (CC)

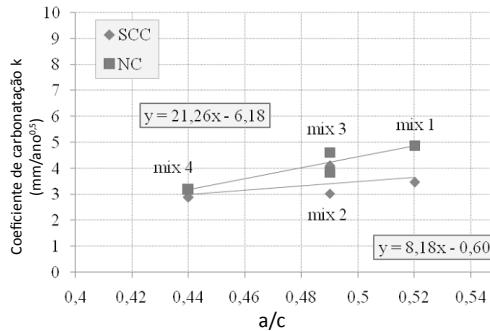


Figura 4.13: Resultados coeficiente carbonatação (Anagnostopoulos e Sideris, 2010).

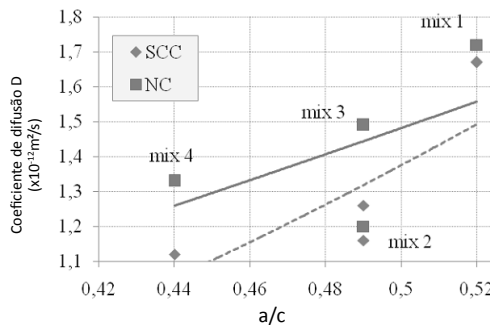


Figura 4.14: Resultados difusão de cloretos (Anagnostopoulos e Sideris, 2010).

Anagnostopoulos e Sideris (2010) apresentaram as seguintes conclusões: a) CAA pareceu ter melhores características de durabilidade em comparação ao CC; b) para menores relações água/cimento (a/c), os valores que caracterizam durabilidade se tornam mais próximos para CAA e CC; c) absorção de água apresentou ligeira sensibilidade para avaliar a durabilidade do concreto, a fim de expressar a diferença entre CAA e CC; d) coeficiente de carbonatação foi o mais representativo método de ensaio para comparar a durabilidade de CAA e CC, pelo menos para as composições adotadas; e) uma combinação desses métodos de ensaios a fim de avaliar o potencial de durabilidade de concretos, referidos a diferentes fatores de impacto pode ser um campo interessante para pesquisa.

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 Na_2SO_4 , $10\text{H}_2\text{O}$ 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 e resultados de ensaios de resistência (Kelifa *et al.* [114]).

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%	-	-
$R_{7\text{dias}}$ (MPa)	16,1	23,3	24,0	32,8
$R_{28\text{dias}}$ (MPa)	18,1	29,6	27,9	38,0

Tabela 4.3 – Composições e resultados de ensaios de resistência (Kelifa *et al.* [114]).

	CEMII/59	CEMII/49	CEMI/59	CEMI/49
Porosidade (%) $\pm 0,5\%$	13,8	12,0	10,5	8,7
$R_{28\text{dias}}$ (MPa) $\pm 1 \text{ MPa}$	18,8	29,6	27,9	38,0

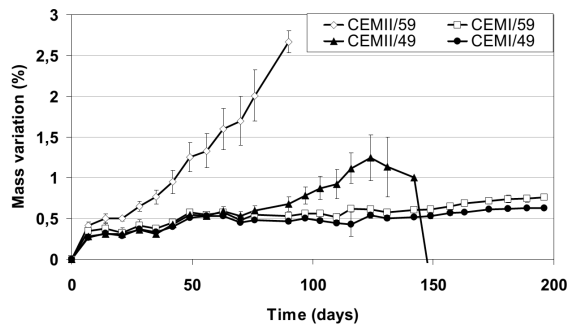


Figura 4.15: Gráfico da variação de massa em completa imersão (Kelifa *et al.*, 2010).

A Figura 4.16 mostra fotografias das amostras CEM II/49 que foram submetidas à completa imersão. A Figura 4.17 mostra gráfico da variação de massa das amostras submetidas a ciclos de imersão e secagem a 60°C. A Figura 4.18 mostra fotografias das amostras CEM II/49 que foram submetidas a ciclos de imersão e secagem a 60°C.

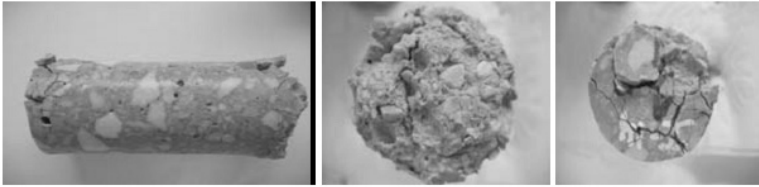


Figura 4.16: Fotos das amostras CEM II/49 em completa imersão (Kelifa et al., 2010).

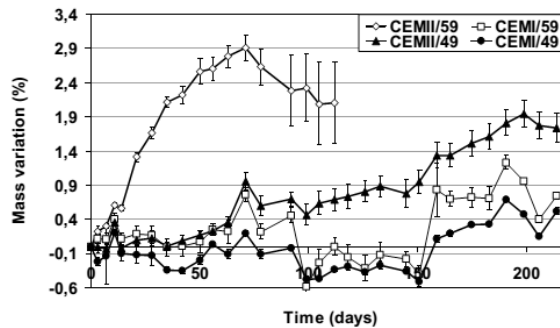


Figura 4.17: Gráfico da variação de massa em ciclos de imersão e secagem a 60°C (Kelifa et al., 2010).

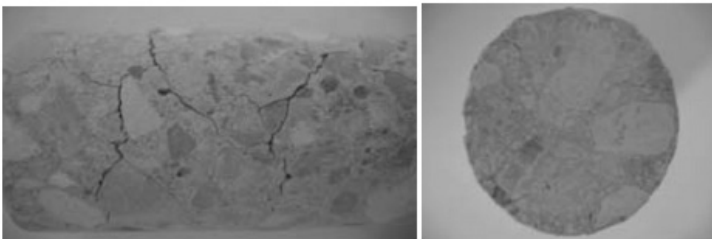


Figura 4.18: Fotos das amostras CEM II/49, ciclos de imersão e secagem a 60°C (Kelifa et al., 2010).

Khelifa *et al.* (2010) concluíram 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. A Tabela 4.6 mostra as composições e respectivos indicadores de trabalhabilidade de cada uma delas.

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

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

Tabela 4.6 – Composições e indicadores de trabalhabilidade (Loser e Leemann, 2010).

Comp.	Agg.	s/g	CEM I HS (kg/m ³)	CEM I (kg/ m ³)	CEM II/B (kg/ m ³)	V (kg/ m ³)	Água (kg/ m ³)	a/c (kg/ m ²)	SP (kg/ m ³)	VOP (l/ m ³)	Flow (cm)
C1-35	1934	0,54	380				131	0,35	3,4	256	38
C1-45	1927	0,54	335				150	0,45	1,3	260	51
C1-60	1929	0,54	280				168	0,60	-	263	57
S1-35	1679	1,00	515				177	0,35	6,2	346	60
S1-45	1678	1,00	450				200	0,45	3,2	347	67
C2-35	1936	0,54		380			131	0,35	3,4	256	35
C2-45	1929	0,54		335			150	0,45	1,3	260	47
C2-60	1930	0,54		280			168	0,60	-	263	57
S2-45	1680	1,00		450			200	0,45	3,2	347	58
C3-35	1930	0,54			370		127	0,35	3,3	257	52
C3-45	1928	0,54			325		145	0,45	1,3	262	49
C3-60	1923	0,54			275		164	0,60	-	264	43
S3-35	1675	1,00			500		171	0,35	6,0	347	67
S3-45	1672	1,00			440		195	0,45	3,1	349	60
C4-35	1935	0,54		252		108	124	0,35	3,2	254	38
C4-45	1933	0,54		222		95	141	0,45	1,3	256	48
C4-60	1934	0,54		187		80	160	0,60	-	261	59
S4-45	1670	1,00		303		130	192	0,45	3,0	349	69

A Tabela 4.7 mostra sumário dos resultados obtidos.

Tabela 4.7 – 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.

Loser e Leemann (2010) concluíram que: a) a resistência ao sulfato deve ser avaliada apenas pela medição da tensão; b) apesar de maior absorção de sulfato pelo CAA comparado ao CC devido ao maior volume de pasta, a medição de tensão 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 tensão 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.

Holman *et al.* (2013) desenvolveram estudo do comportamento de CAA nos aspectos mecânicos e durabilidade, a partir de pesquisas experimentais de várias amostras elaboradas com CAA e CC. Ambos os concretos tiveram amostras fabricadas para atingir resistências de 41,4 MPa (6 ksi) e 68,9 MPa (10 ksi), com adição de filer calcário. Vamos avaliar os resultados obtidos por Holman *et al.* (2013) para os ensaios de durabilidade de penetração de cloretos nas amostras de diferentes composições de CAA e CC.

A Tabela 4.8 apresenta os resultados obtidos para o ensaio de penetração de cloretos nas amostras de CAA (S6-48L e S10-48L) e CC (C6-58L e C10-58L).

Tabela 4.8 – Resultados obtidos (Holman et al., 2013).

	C6-58L	S6-48L	C10-58L	S10-48L
Carga passante média (Coulomb)	3,505	3,832	4,406	2,564
Classe de permeabilidade	Moderada	Moderada	Alta	Moderada

Holman *et al.* (2013) concluíram que para a resistência de 41,4 MPa, tanto CAA quanto CC obtiveram comportamento similar com classe de permeabilidade moderada conforme ASTM C1202-12 (2012). Para a resistência de 68,9 MPa, o CC foi classificado como de elevada permeabilidade e o CAA foi classificado como de moderada permeabilidade. Trata-se de resultado diferente do esperado, uma vez que maiores resistências deveriam promover menores permeabilidades.

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, 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, resistência elétrica, e penetrabilidade de cloretos.

A Tabela 4.9 mostra os constituintes e suas proporções aplicadas nas composições adotadas, em (kg/m³).

Tabela 4.9 – 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
Calcário em pó	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
Adição/ligante (%)	ad/l	0,0	6,9	10,6	14,0	0,0	6,9	10,6	14,0

Tabela 4.10 – Ensaios 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 espalhamento(s)	t_{500}	2,0	0,6	1,4	1,6	2,1	1,1	1,5	1,5
Viscosidade 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
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
Habilidade de passagem		PA2	PA2	PA2	PA2	PA2	PA2	PA2	PA1

As Figuras 4.19 a 4.22 apresentam os resultados dos ensaios de durabilidade.

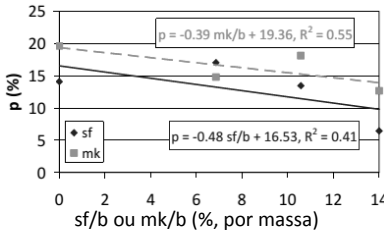


Figura 4.19: Porosidade (Sfikas et al., 2013).

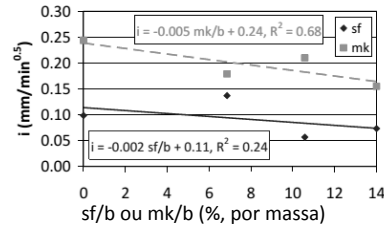


Figura 4.20: Absorção de água (Sfikas et al., 2013).

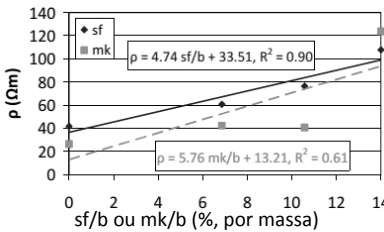


Figura 4.21: Resistividade elétrica (Sfikas et al., 2013).

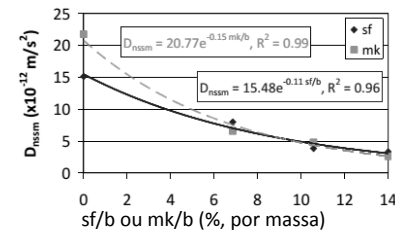


Figura 4.22: Migração de cloretos (Sfikas et al., 2013).

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.

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, comprometendo 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 4.11 apresenta as proporções das composições dos concretos pesquisados.

Tabela 4.11 – Composições e suas proporções aplicadas aos concretos (kg/m³) (Siad et al. [118]).

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
CAA70LF	450	70	-	-	840	171	687	183	9,7	0,4	32,5
CAA70PZ	450	-	70	-	832	170	681	188	10,5	0,4	31,1
CAA70FA	450	-	-	70	826	168	676	188	11,5	0,4	30,9
CC50	350	-	-	-	777	159	936	182	0,9	0,52	48,7
CAA50LF	350	170	-	-	814	166	666	198	6,7	0,52	51,1
CAA50PZ	350	-	170	-	790	161	647	214	6,0	0,52	50,9
CAA50FA	350	-	-	170	775	158	634	214	4,0	0,52	50,3
CC30	260	-	-	-	830	171	1000	183	0,9	0,7	69,9
CAA30LF	260	260	-	-	807	164	661	199	2,9	0,7	71,8
CAA30PZ	260	-	260	-	782	159	640	215	3,7	0,7	71,2
CAA30FA	260	-	-	260	758	155	620	215	3,8	0,7	70,8

A Figura 4.23 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.

Concreto auto-adensável (CAA), mais do que alternativa ao concreto convencional (CC)

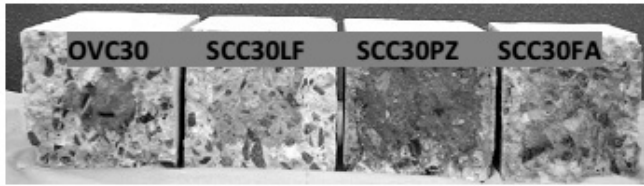


Figura 4.23: Frente de carbonatação acelerada (Siad et al., 2013).

Na sequência, a Figura 4.24 apresenta gráfico com a evolução da frente de carbonatação. Os resultados são para concreto classe 30 MPa de resistência e bem demonstra o efeito positivo da pozzolana natural e da cinza volante no comportamento do CAA contra a carbonatação acelerada.

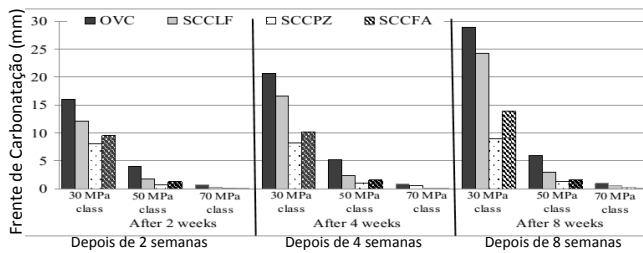


Figura 4.24: Evolução da frente de carbonatação (Siad et al., 2013).

Os resultados dos ensaios de porosidade por intrusão de mercúrio são mostrados através da Figura 4.25 a partir das curvas de distribuição da porosidade como função dos tamanhos dos poros. Os concretos aplicados foram de classe 30 MPa. A baixa carbonatação observada nas composições contendo adições em comparação com a composição de referência sem adições está de acordo com outras pesquisas desenvolvidas.

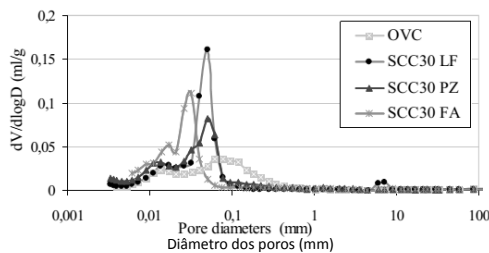


Figura 4.25: Comparação da distribuição dos tamanhos dos poros (Siad et al., 2013).

As diferenças das alterações de comprimento entre os resultados de sulfatos e meios de controle estão mostrados na Figura 4.26, com as expansões das amostras de concreto imersas em solução 5% de Na_2SO_4 . Conforme pode ser observado, verifica-se melhor desempenho para as composições de CAA em comparação com as composições de CC.

Siad *et al.* (2013) concluíram:

- O CAA com adição de pozolana 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 pozolana natural como adição ao CAA é muito benéfica para a durabilidade desses concretos em meio a 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.

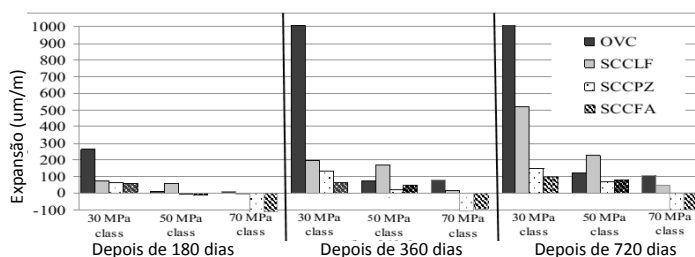


Figura 4.26: Expansão das amostras de concreto (Siad *et al.*, 2013).

Calado *et al.* (2015) em *Durability Indicators Comparison for SCC and CC in Tropical Coastal Environments*, desenvolveram pesquisa com objetivo de encontrar indicadores de durabilidade que permitissem estabelecer comparativo entre CAA e CC em ambientes

tropicais marinhos. Para tanto estabeleceram metodologia experimental com ensaios de resistividade elétrica, difusão de íons cloreto, carbonatação acelerada, absorção de água por capilaridade e índice de vazios, realizados em laboratório de pesquisa. Foram utilizadas duas composições com similaridade entre elas, uma de CAA e outra de CC, com mesma relação água/ligante, mesma relação cimento/finos, bem como uso dos mesmo constituintes nas duas composições. A Tabela 4.12 apresenta as duas composições aplicadas na pesquisa.

Tabela 4.12 – Composições de CAA e CC utilizadas nos ensaios da pesquisa (Calado et al., 2015)

Constituintes	Unidade	CAA	CC
Cimento CEM I 42,5	kg/m ³	419	416
Metacaulim	kg/m ³	36	36
Areia	kg/m ³	947	661
Agregado 1 (12,5mm)	kg/m ³	227	-
Agregado 2 (19,1mm)	kg/m ³	529	1028
Água	kg/m ³	205	203
Superplastificante	kg/m ³	5	-
Plastificante	kg/m ³	4,2	2,6
Água/ligante	-	0,45	0,45
Cimento/fino	-	0,92	0,92
Espalhamento	mm	700	-
Abatimento	mm	-	120

A seguir a Tabela 4.13 apresenta os resultados encontrados por Calado *et al.* (2015) após aplicação dos ensaios realizados num ambiente com temperaturas médias anuais de 29,1°C, umidade relativa do ar de 79,8%, precipitação pluviométrica de 2417,6mm e 2550,7 horas de sol.

Tabela 4.13 – Resumo dos resultados dos ensaios de durabilidade (Calado *et al.*, 2015)

Ensaio	Unidade	Idade	CAA	CC
Resistividade elétrica	$\rho(k\Omega cm)$	03 dias	11,0	9,7
		07 dias	17,8	16,5
		28 dias	37,3	34,2
		56 dias	53,6	45,0
		90 dias	64,8	60,4
Difusão de íons cloreto	(C)	28 dias	900	1517
		90 dias	828	1250
Carbonatação acelerada	(cm)	28 dias	0,26	0,89
		90 dias	0,88	1,40
Absorção de água por capilaridade	(g/cm^2)	03 horas	0,038	0,043
		06 horas	0,302	0,289
		28 dias 24 horas	0,500	0,519
		48 horas	0,670	0,698
		72 horas	0,821	0,821
		03 horas	0,141	0,179
		06 horas	0,160	0,226
		90 dias 24 horas	0,274	0,415
		48 horas	0,406	0,556
		72 horas	0,490	0,670
Índice de vazios	(%)	28 dias	4,31	6,00
		90 dias	13,07	14,97

Os resultados encontrados por Calado *et al.* (2015) demonstraram que, mesmo em ambientes de atmosfera tropical marinha, os indicadores obtidos a partir dos ensaios de durabilidade aplicados aos dois concretos pesquisados, mostraram que o CAA apresentou melhor desempenho que o CC de composição similar.

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 ABNT NBR 15577-1 (2008) e ABNT 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, 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 as 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 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.

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.

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, simplificada, segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes, conforme apresentado na Tabela 4.14.

Tabela 4.14 – 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 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 4.15 apresenta a tabela 7.1 (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 ABNT NBR 8953 (2011), a partir da classe de agressividade do ambiente no qual a obra está situada (ver Tabela 4.14).

Na sequência, a Tabela 4.16 apresenta a tabela 7.2 (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 4.14) no qual a obra está situada.

Tabela 4.15 – Classe de agressividade e qualidade do concreto (Tabela 7.1) (NBR 6118, 2014).

Concreto	Tipo	Classe de agressividade (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
	CP	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe de concreto (ABNT NBR 8953, 2011)	CA	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$
	CP	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$

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

Tabela 4.16 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento 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
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto armado	Laje ⁽²⁾	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
Concreto protendido ⁽¹⁾	Todos	30	35	45	55

- (1) Cobrimento nominal da armadura passiva que envolve a bainha ou os fios, cabos e cordoalhas sempre superiores ao especificado para o elemento de concreto armado, devido aos riscos de corrosão fragilizante sob tensão.
- (2) Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contra piso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros tantos, as exigências desta tabela podem ser substituídas por 7.7.4.5, respeitado um cobrimento nominal $\geq 15 \text{ mm}$.
- (3) Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, a armadura deve ter cobrimento 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.

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 4.17.

Tabela 4.17 – Classes de exposição (Quadro 1) (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		

Tabela 4.17 – Classes de exposição (Quadro I) (NP EN 206-1, 2007).
(continuação)

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.	

De forma simplificada, apresenta-se a Tabela 4.18 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.

Tabela 4.18: Limites para as características do concreto (NP EN 206-1, 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	-	280 kg/m ³	0,60	C30
	XF2 ⁽⁵⁾			0,55	
	XA1 ⁽⁴⁾		340 kg/m ³	0,50	C35
	XA2 ⁽⁴⁾	-	360 kg/m ³		
	XA3 ⁽⁴⁾		380 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
CEM IV/A; CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B ⁽⁴⁾ ; CEM II/A-D	XF2 ⁽⁵⁾			0,50	
	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		320 kg/m ³	0,55	C30
	XA2	-	340 kg/m ³	0,50	
	XA3		360 kg/m ³	0,45	C35

Tabela 4.18: Limites para as características do concreto (NP EN 206-1, 2007).
(continuação)

- (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%.

A Tabela 4.19 apresenta as classes de teor de cloreto que deverão ser respeitadas com base na utilização desse concreto e na classe de exposição ambiental ao qual será submetido.

Tabela 4.19: 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.

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, ele 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 2500 psi = 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 4.20.

Tabela 4.20: 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	S0	Solução de sulfato (SO_4) em solo, percentual em massa ⁽¹⁾ .	Sulfato dissolvido em água (SO_4), ppm ⁽²⁾ .
	Moderada	S1	$SO_4 < 0.10$	$SO_4 < 150$
	Severa	S2	$0.10 \leq SO_4 < 0.20$	$150 \leq SO_4 < 1500$
	Muito severa	S3	$0.20 \leq SO_4 \leq 2.00$	Água do mar $1500 \leq SO_4 \leq 10,000$
			$SO_4 > 2.00$	$SO_4 > 10,000$

Tabela 4.20: Classes e categorias de exposição (Tabela 4.2.1) (ACI 318-11, 2011). (continuação)

P Exigências de baixa impermeabilidade	Não aplicável	P0	Em contato com água onde baixa impermeabilidade não é exigida.
	Exigida	P1	Em contato com água onde baixa impermeabilidade é exigida.
C Proteção contra a corrosão das armaduras	Não aplicável	C0	Concreto seco ou protegido de umidade.
	Moderada	C1	Concreto exposto à umidade, mas não a fonte externa de cloretos.
	Severa	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.

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, ele 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 2500 psi = 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 4.20.

Tabela 4.20: Classes e categorias de exposição (Tabela 4.2.1) (ACI 318-11, 2011).

A Tabela 4.21, 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 4.21: 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 (< 70) (HS) + pozolana ou escória ⁽⁵⁾	HS + pozolana ou escória ⁽⁵⁾	Sem permissão

Tabela 4.21: Exigências para o concreto por classes de exposição (Tabela 4.3.1)
(ACI 318-11, 2011).
(continuação)

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 pesquisa, 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 (2007), como Classe I de

agressividade ambiental, agressividade fraca, com insignificante risco de deterioração da estrutura, para construções em meio rural ou submersa.

Pela 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 (2014).

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.

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 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 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 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 4.22 a seguir, apresenta-se quadro comparativo das recomendações da NBR 6118 (2014), EN 206-1 (2007) e ACI 318 (2011), contendo: a relação a/c; classe do concreto segundo a NBR 8953 (2015); cobrimento nominal (mm); dosagem de cimento mínima, para a 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 4.22: Quadro comparativo entre a NBR 6118 (2014), 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	EN 206	ACI 318	NBR 6118	EN 206	ACI 318	NBR 6118	EN 206	ACI 318	NBR 6118	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
Cobrimento (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 cobrimento 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 4.27 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 4.20. Cumpre ressaltar que o ACI 318-11 (2011) não indica relação máxima água/cimento exigida para a classe S0 de agressividade ambiental.

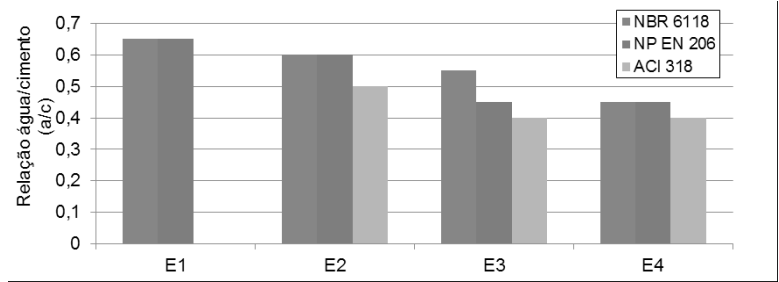


Figura 4.27: Representação gráfica do comparativo da relação água/cimento

A Figura 4.28 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.

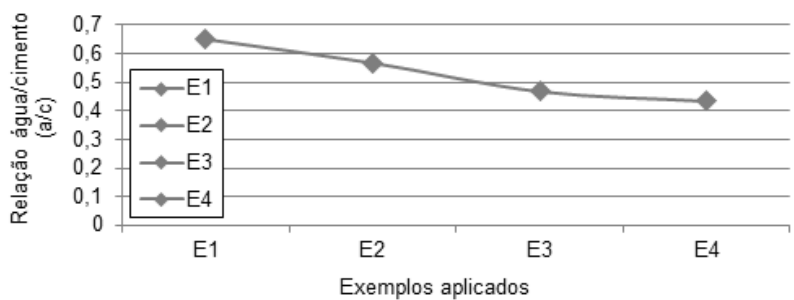


Figura 4.28: Representação gráfica do comparativo da relação (a/c) com valores médios.

A Figura 4.29 apresenta através de gráfico a classe de resistência, em função da classe de agressividade ambiental, para cada uma das Normas, conforme a Tabela 4.20, considerando-se a resistência à compressão do concreto em MPa.

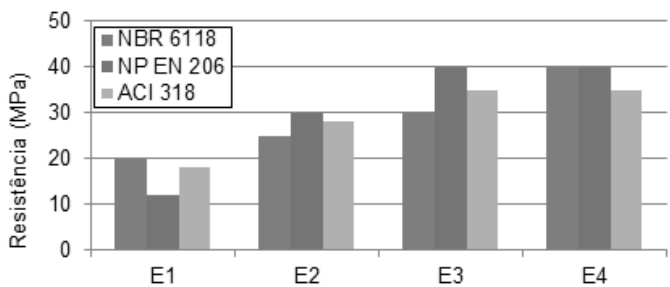


Figura 4.29: Representação gráfica do comparativo da resistência à compressão em MPa.

A Figura 4.30 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.

Concreto auto-adensável (CAA), mais do que alternativa ao concreto convencional (CC)

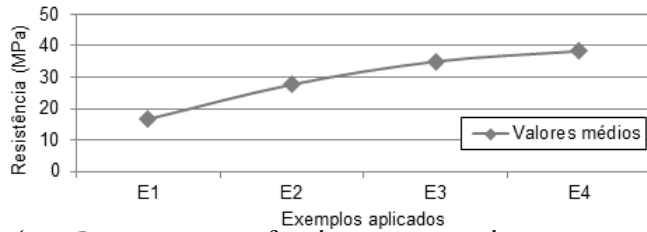


Figura 4.30: Representação gráfica do comparativo da resistência com valores médios.

A Figura 4.31 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 4.20, considerando-se a resistência à compressão do concreto em MPa.

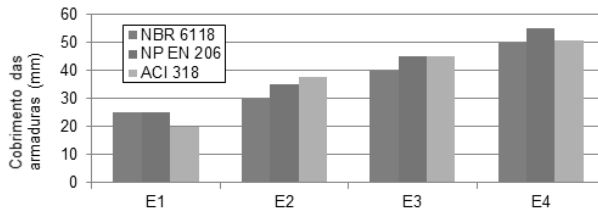


Figura 4.31: Representação gráfica do comparativo do cobrimento das armaduras.

A Figura 4.32 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.

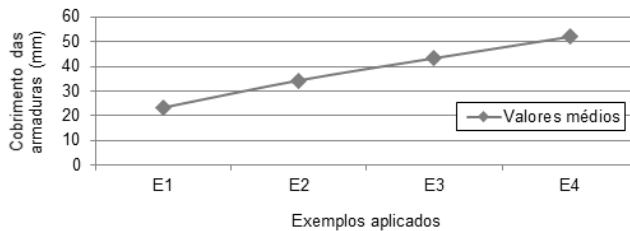


Figura 4.32: Representação gráfica comparativo cobrimento das armaduras - valores médios.

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 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 (2014) e 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 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 – ESTUDOS DE VIABILIDADE ECONÔMICA

Aviabilidade 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 5.1 apresenta os dados com a economia de energia quando se muda a produção utilizando CAA comparativamente ao CC.

Tabela 5.1 – 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 5.1 mostra em forma de gráfico os resultados apresentados na Tabela 5.1.

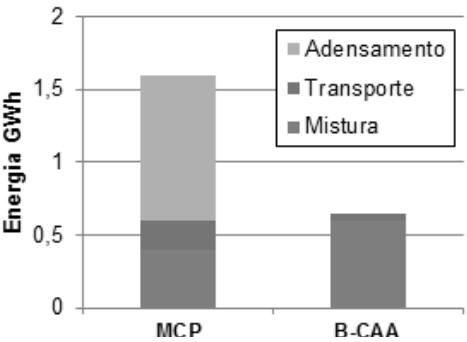


Figura 5.1 Gráfico dos resultados obtidos na Tabela 5.1 (De Schutter, 2013).

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.

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 5.2 apresenta os resultados de resistência, relação água/cimento e consumo real de cimento para cada uma das composições aplicadas no estudo.

Tabela 5.2 – 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 5.3 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 5.3 – 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* nº 111 de junho de 2006, trabalho da Escola de Engenharia Civil da UFG, conforme a Tabela 5.4 a seguir.

Tabela 5.4 – Comparativo de custos entre CAA e CC (Vaquero y Mayor, 2009).

ITEM	Custos percentuais para 1 (m ³) fck = 20 MPa			Custos percentuais para 1 (m ³) 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 (2009) 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 5.5 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 5.5 – Comparativo de custos (em Euros) entre composições de CAA e CC (Alencar, 2008).

Concreto		f _{ck28} (MPa)	Materiais								
			Cimen-to ARI	Metac.	Areia rosa	Filer	B ₁	B _{1/2}	PC1	PC2	Total
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

Tabela 5.5 – Comparativo de custos (em Euros) entre composições de CAA e CC (Alencar, 2008). (continuação)

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

A Figura 5.2 apresenta o gráfico com os resultados do custo global dos materiais, em Euros/m³, obtidos e mostrados na Tabela 5.5.

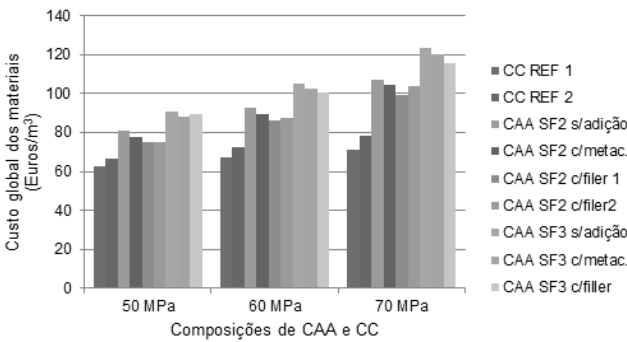


Figura 5.2 Gráfico dos resultados obtidos na Tabela 5.5 (Alencar, 2008).

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 5.6 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 5.6 – Comparativo de custos (em Euros) entre composições de CAA e CC (Tutikian, 2007).

ETAPA	CC		CAA	
	Nº Pessoas	Custo (Euros/ m ³)	Nº Pessoas	Custo (Euros/ m ³)
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.

6 – ESTUDOS DE CASO: EXEMPLOS DE OBRAS COM APLICAÇÃO DE CAA

6.1 – INTRODUÇÃO

Tomando-se por base os resultados obtidos na revisão bibliográfica desenvolvida e apresentada nos Capítulos 2 a 5 do presente trabalho, verificou-se ser possível aplicar CAA em lugar de CC nas mais diversas situações, até mesmo em regiões de clima quente e em ambientes tropicais marinhos. Muitas evidências de viabilidade técnica e econômica do CAA já puderam ser demonstradas. Mas, percebe-se a necessidade de encontrar referências de emprego do CAA em lugar do CC em obras reais, com volumes representativos de aplicação de CAA e CC, de modo a permitir estabelecimento de comparativo de viabilidade técnica do CAA frente ao CC.

As obras escolhidas para atenderem aos objetivos do presente capítulo foram o estádio multiuso Arena Pernambuco e a ponte sobre o Rio Negro em Manaus-AM, em face de suas importâncias e características, bem como da primeira situar-se numa região tropical costeira de clima quente e ambiente marinho, a cidade do Recife, e a segunda situar-se no coração da floresta amazônica, a cidade de Manaus, com clima quente e elevada umidade relativa do ar.

6.2 – A OBRA DA ARENA PERNAMBUCO

6.2.1 – Introdução e principais características da obra

A Arena Pernambuco, estádio de futebol multiuso, foi construída no município de São Lourenço da Mata na Região Metropolitana do Recife, com objetivo de sediar os jogos de futebol da Copa das Confederações de 2013 e da Copa do Mundo de 2014, que foram programados e realizados no Estado de Pernambuco.

Segundo Calado *et al.* (2015) em *Self-Compacting Concrete and Conventional Concrete in the Arena Pernambuco: Comparative Study of Durability Indicators and Economic Feasibility*, a Arena Pernambuco

foi projetada e construída com área total de aproximadamente 128.000 m², para capacidade máxima de público de 46.105 pessoas. A estrutura foi constituída de elementos em concreto armado em todos os seis níveis de piso da edificação. As fundações foram executadas através de sapatas apoiadas diretamente sobre o terreno resistente ou estacas do tipo raiz moldadas *in situ*. A obra utilizou elementos de concreto armado pré-moldados e moldados no local com uso de formas e escoramento. O volume total de concreto aplicado foi de 58.000 m³ sendo 60 % (34.800 m³) de concreto convencional vibrado (CC) e 40% (23.200 m³) de concreto auto-adensável (CAA). O CAA foi utilizado preferencialmente nos pilares e paredes (de contenção, de reservatórios e de rampas de acesso) moldados no local e nos elementos estruturais pré-moldados da arquibancada, vigas jacaré e degraus. A Figura 6.1 mostra desenho com corte vertical transversal no setor oeste, indicando seis níveis de piso e estrutura metálica estaiada da marquise de cobertura das arquibancadas.

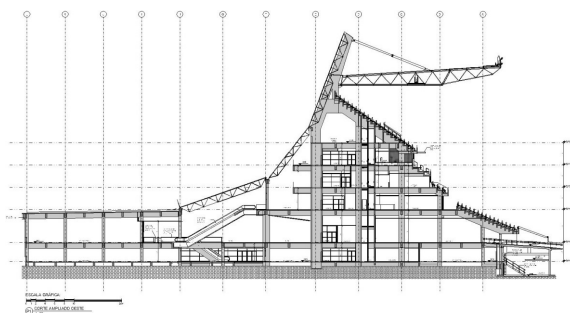


Figura 6.1 – Corte transversal no setor oeste indicando seis níveis de piso e coberta metálica estaiada (Calado et al., 2015).

A Figura 6.2 mostra fotografia onde destaca-se a conclusão da montagem das arquibancadas inferiores do setor sudeste e parte do leste, executadas com CAA. A Figura 6.3 destaca a conclusão das rampas de acesso às arquibancadas localizadas no setor Sudeste, onde todas as paredes foram executadas com CAA. As duas fotografias foram obtidas em Junho de 2012.



Figura 6.2 Rampa de acesso, fachada leste (Calado *et al.*, 2015)



Figura 6.3 Arquibancada inferior e superior (Calado *et al.*, 2015)

Do conjunto de composições de CAA e CC aplicadas em todas as etapas da obra, três de CAA e duas de CC foram escolhidas por terem apresentado os maiores volumes de concreto aplicado, mesma resistência de 40 MPa, além da utilização dos mesmos constituintes, conforme apresentado na Tabela 6.1 (Calado *et al.*, 2015).

Para desenvolvimento do programa experimental de estudos no canteiro da obra da Arena Pernambuco, Calado *et al.* (2015) escolheram as duas mais representativas composições aplicadas: CAA-009 e CC-012 (ver Tabela 6.1). Ambas as composições tinham a mesma relação água/cimento (a/c), mesmo tipo de cimento CP-II F 32 (CEM II/A-L), mesmo tipo de agregados e aditivos químicos, assim como os maiores volumes de concreto aplicados na obra.

Tabela 6.1 – Composições de CAA e CC aplicadas e estudadas (Calado *et al.*, 2015)

	Composições				
	CAA - 009	CAA - 017	CAA - 024	CC - 012	CC - 019
Cimento	CP-II F 32	CP-IV 32 RS	CP-II F 32	CP-II F 32	CP-IV 32 RS
Consumo de cimento	499	525	532	451	476
Areia	856	778	732	815	681
Agregado 19 mm	830	798	-	917	946
Agregado 12.5 mm	-	-	778	-	-
Água	199	236	215	180	214
Relação (a/c)	0.40	0.45	0.40	0.40	0.45
Plastificante	3.44 ⁽¹⁾	4.83 ⁽²⁾	-	3.12 ⁽¹⁾	4.38 ⁽²⁾

Tabela 6.1 – Composições de CAA e CC aplicadas e estudadas (Calado et al., 2015)
(continuação)

Superplastificante	4.94 ⁽³⁾	5.78 ⁽⁴⁾	4.13 ⁽³⁾	1.98 ⁽³⁾	2.09 ⁽⁴⁾
Resistência $f_{ck,28}$ (MPa)	40	40	40	40	40
Espalhamento/ Abatimento (mm)	> 700	> 700	> 700	140 ± 20	140 ± 20
Aplicações	Paredes e pilares	Paredes e pilares	Pré- moldados	Vigas	Fundações

Cimentos: CP-II F 32 equivalente ao CEM II/A-L; CP-IV 32 RS equivalente ao CEM IV/B 32.5

Unit: kg/m³

Plastificante: ⁽¹⁾SIKAMENT PF 175; ⁽²⁾VIAMIX 261R

Superplastificante: ⁽³⁾VISCOCRET 5800; ⁽⁴⁾VIAFLUX 2200

Os estudos aplicados foram idênticos para ambas as composições, CAA-009 e CC-012, para obtenção de melhor comparativo de desempenho entre os dois concretos. Foram moldados dois tipos de corpos de prova: tipo 1 (CP) moldado conforme as recomendações das Normas e armazenados em condições de laboratório, visualizados na Figura 6.4; tipo 2 (TE) extraídos de placas que simularam as mesmas condições de moldagem e cura dos concretos lançados nos elementos estruturais da obra, visualizados na Figura 6.5.

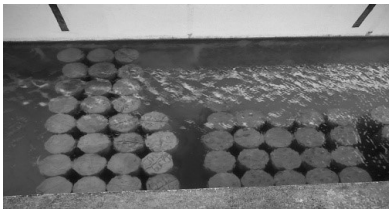


Figura 6.4 Corpos de prova tipo 1 (CP) (Calado et al., 2015)



Figura 6.5 Corpos de prova tipo 2 (TE) (Calado et al., 2015)

6.2.2 – Resultados obtidos

Os resultados obtidos através do controle tecnológico aplicado entre os meses de Maio a Julho de 2012, onde os valores médios de cada grupo de resultados são apresentados baseados no números de corpos de prova ensaiados. Segundo Calado *et al.* (2015), a temperatura inicial foi medida na central de concreto, enquanto que a temperatura

final foi medida no momento da aplicação. O controle principal do concreto fresco foi feito através de ensaios de espalhamento para CAA e abatimento para CC. Os resultados estão apresentados na Tabela 6.2.

Tabela 6.2 – Resultados das medições das temperaturas, espalhamento e abatimento (Calado et al., 2015)

Mês (2012)	No de corpos de prova	Temperatura inicial (°C)	Temperatura final (°C)	Espalhamento/abatimento (mm)
Composição: CAA – 009 (Volume aplicado = 2763 m³)				
Maio	27	34.4	33.8	700
Junho	90	32.8	33.1	702
Julho	81	32.1	32.8	705
Composição: CAA – 017 (Volume aplicado = 1084 m³)				
Maio	22	34.2	35.0	699
Junho	30	33.1	33.9	703
Julho	34	31.8	31.9	706
Composição: CAA – 024 (Volume aplicado = 2198 m³)				
Maio	01	35.6	-	750
Junho	24	31.5	33.7	710
Julho	161	30.2	-	730
Composição: CC – 012 (Volume aplicado = 6106 m³)				
Maio	78	33.9	37.3	159
Junho	152	32.4	32.7	160
Julho	235	31.4	31.6	158
Composição: CC – 019 (Volume aplicado = 2526 m³)				
Maio	04	34.9	-	158
Junho	95	32.0	32.2	158
Julho	153	30.8	31.2	157

A Figura 6.6 apresenta gráfico com os resultados das resistências para sete (7) e 28 dias, incluindo a visualização gráfica dos resultados da análise estatística aplicada, para as composições CAA-009, CAA-017, CAA-024, CC-012 e CC-019 (Calado et al., 2015).

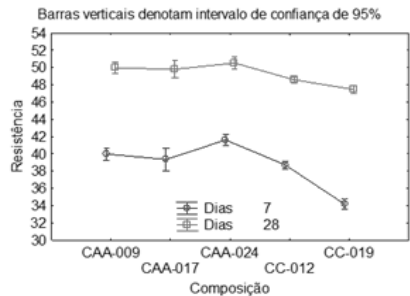


Figura 6.6 – Resistência à compressão (MPa) versus composição e dias (Calado et al., 2015).

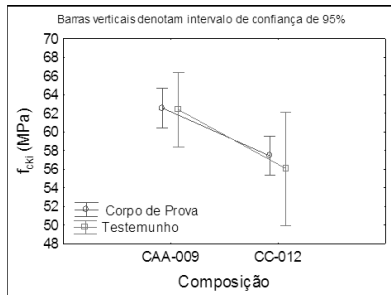


Figura 6.7 – Resultados de f_{ck} em função da composição e do tipo de amostra (Calado et al., 2015)

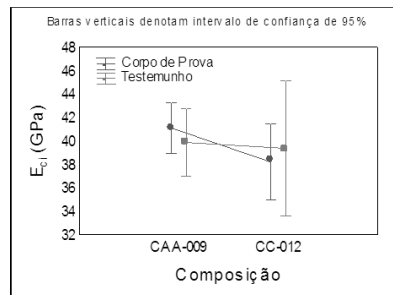


Figura 6.8 – Resultados de E_{ci} em função da composição e do tipo de amostra (Calado et al., 2015)

A seguir, as Figuras 6.9, 6.10 e 6.11, apresentam os resultados dos ensaios de durabilidade de difusão de íons cloreto, absorção de água e índice de vazios, respectivamente, realizados por Calado et al. (2015) no canteiro da obra da Arena Pernambuco.

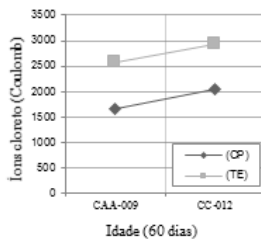


Figura 6.9 – Difusão de íons cloreto (Calado et al., 2015)

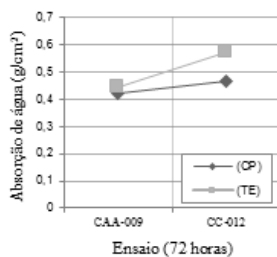


Figura 6.10 – Absorção de água (Calado et al., 2015)

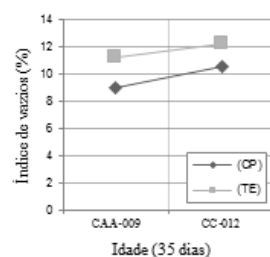


Figura 6.11 Índice de vazios (Calado et al., 2015)

6.2.3 – Conclusões

Conforme Calado *et al.* (2015), a decisão para aplicação do CAA na obra foi dos construtores e não devido a exigências dos projetos estrutural ou arquitetônico. A decisão levou em consideração o atendimento às necessidades de colocação e compactação do concreto nas estruturas devido a grande densidade de armaduras, principalmente nos pilares, além da possibilidade de realização de concretagens em alturas mais elevadas, entre 4 e 6 metros, entre outros fatores. A trabalhabilidade do CAA fresco precisou ser mantida até o limite de 90 minutos, o que exigiu cuidadoso controle tecnológico, permitindo que as operações de concretagem não apresentassem problemas. Quanto ao aspecto das formas, houve necessidade de reforço em relação às usualmente aplicadas para o CC, a fim de adaptação para as maiores pressões laterais provocadas pelo CAA por ser mais fluido. O projeto estrutural não sofreu análise complementar devido ao fato da substituição do CC pelo CAA, onde houve controle sistemático dos resultados de resistência à compressão e controle assistemático dos resultados do módulo de elasticidade. Os resultados demonstraram que o desempenho do CAA foi um pouco superior ao CC, o que pode ser observado nos gráficos das Figuras 6.7 e 6.8. Quanto aos ensaios de durabilidade aplicados, conforme observado nas Figuras 6.9, 6.10 e 6.11, difusão de íons cloreto, absorção de água e índice de vazios, respectivamente, o desempenho do CAA foi compatível e até mesmo um pouco superior em relação ao CC, tanto para os corpos de prova tipo 1 (CP), quanto para os corpos de prova tipo 2 (TE).

Ainda, a utilização do CAA possibilitou também a redução dos prazos executivos de etapas de serviço, a exemplo da montagem da cobertura metálica, o que permitiu a entrega da obra na data exigida para que Pernambuco fosse uma das Sedes da Copa das Confederações em 2013 (Calado *et al.*, 2015).

Dessa forma, o estudo de caso de desenvolvido por Calado *et al.* (2015) na obra da Arena Pernambuco, demonstrou haver viabilidade técnica do uso do CAA em lugar do CC, mesmo em regiões de clima quente e ambientes mais agressivos, de atmosfera marinha.

6.3 – A PONTE SOBRE O RIO NEGRO.

6.3.1 - Principais características da obra

A ponte sobre o Rio Negro, na cidade de Manaus, permitiu a ligação do centro da cidade com a outra margem do rio, onde se encontra o setor sul da região metropolitana de Manaus. Esperava-se com a implantação da ponte induzir o desenvolvimento mais integrado e melhor distribuído espacialmente da região metropolitana da cidade. Segundo Domingues (2009), as premissas adotadas na fase do projeto básico, foram: a) menor distância entre as margens; b) levar em consideração a estrutura viária local mais adequada para a implantação dos acessos à ponte; c) menor impacto ambiental e às propriedades existentes; d) permitir a navegação durante o ano inteiro sem restrições ao calado das embarcações. Para atendimento às premissas consideradas, a Tabela 6.3 apresenta alguns dados gerais representativos do projeto.

Tabela 6.3 – Informações gerais representativas do projeto (Domingues, 2009).

Itens	Quantidades	Itens	Quantidades
Comprimento total	3.595 m	Altura vão central	55 m
Número de vãos	73	Altura do pilone	103,3 m
Extensão trecho estaiado	2 vãos de 200 m	Vigas pré-moldadas	213 unidades
Extensão trecho corrente	3.195 m	Estacas cravadas	246 unidades
Largura trecho estaiado	22,60 m	Volume de concreto	160.395 m ³
Largura trecho corrente	20,70 m	Quantidade de aço	20.025 ton.

6.3.2 – Alguns desafios enfrentados durante a construção da obra

Apresenta-se a seguir algumas das principais dificuldades enfrentadas ao longo da execução da obra, segundo Domingues (2009).

Fundações. Escavações em grandes profundidades em solos diversificados e de espessuras variáveis que chegaram a 60 metros abaixo do leito do rio. Os equipamentos trabalharam no limite operacional em face das estacas terem alcançado comprimento de até 91 m. Por outro lado, o tubo camisa para execução da estaca chegava a 75 toneladas de peso, o que exigia guindastes de 300 toneladas, acarretando flutuantes especiais compatíveis com as cargas atuantes.

Blocos de fundação em presença de água. O bloco central apresentou volume de concreto de 5.000 m³, o que exigiu estudo térmico, agravado pelas características do cimento disponível na região. O bloco tinha altura superior a 5,0m e a concretagem se deu em três etapas. O concreto auto – adensável (CAA) foi especificado por conta da elevada densidade de armadura e por dispensar o uso de vibradores para o adensamento.

Além das dificuldades inerentes ao porte da obra, ocorreu uma cheia histórica do rio Negro, onde o nível das águas subiu acima de 29,5m do seu nível normal. Para que não houvesse comprometimento do cronograma da obra, utilizaram-se blocos casca para permitir concretagem parte em seco e parte submerso (ver Figura 6.12).

Para execução do concreto submerso foi necessário a utilização de aditivos especiais para o CAA. Devido à complexidade da operação, aplicou-se experiência prévia em laboratório através da realização de protótipo, antes da execução em escala real. O concreto foi refrigerado para que a temperatura no lançamento fosse inferior a 20°C através da utilização de 90 kg de gelo por m³ de concreto.

Desafios nas especificações dos materiais. Havia um único fabricante de cimento na região. Os agregados graúdos utilizados foram seixo reativo e brita de custo elevado devido à distância média de transporte de 150 km. O agregado miúdo, foi areia de bancada, fina. O controle de umidade dos agregados era feito diretamente nas baias sobre as balsas. Havia acompanhamento de laboratorista durante as 24 horas do dia. Para os aditivos, foi exigido logística de fornecimento uma vez que os fabricantes estavam muito distantes de Manaus. Foram feitas dosagens experimentais em laboratórios.

Quanto ao transporte, os caminhões betoneiras eram transportados em balsas até o local do lançamento do concreto, o que exigia tempo maior para o início da pega. Houve acompanhamento da temperatura do concreto em todas as suas etapas da fabricação até o lançamento. Houve necessidade de novos estudos de composição do concreto a partir dos dados obtidos através do controle tecnológico de campo.

Pilares deslizantes. Os pilares apresentaram altura média de 40m. Foram concretados ao longo de cinco dias trabalhando-se 24 horas por dia. O concreto aplicado foi o convencional (CC), tendo sido misturado em betoneiras estacionárias ou autobetoneiras e apresentaram abatimento de 30 +/- 10 mm. O controle tecnológico se deu através de moldagem a cada 24 betonadas.

A Figura 6.12 mostra o bloco-casca pré-moldado, utilizado por conta da grande dificuldade executiva e elevado custo de execução de cimbramento para concretagem dos blocos de fundação no leito do rio.



Figura 6.12 Detalhes executivos das estacas e blocos de fundação (Domingues, 2009).

A Figura 6.13 mostra fotografia da execução dos vãos estaiados com detalhe do içamento de aduela pré-moldada.



Figura 6.13 Detalhes executivos dos vãos estaiados (Domingues, 2009).

6.3.3 – Principais composições aplicadas para CAA e CC

A Tabela 6.4 apresenta quatro composições representativas do conjunto de composições aplicadas na obra, sendo duas de CAA e duas de CC, obtidas de documento do acervo técnico da Camargo Corrêa, Construbase e Tecomat (2010).

A composição CAA (72) foi aplicada em vigas travessas de apoio; a composição CAA (73) foi aplicada em laje de travamento de apoio; a composição CC (64) foi aplicada em laje de disparo de apoio; e a composição CC (77) foi aplicada nas aduelas pré-moldadas, tendo por objetivo obtenção de resistência de 30 MPa no prazo de 48 horas após a concretagem.

Tabela 6.4 - Composições de CAA e CC para realização dos ensaios (Camargo Corrêa, Construbase e Tecomat, 2010).

Componentes	Unidade	Consumo			
		CAA (72)	CAA (73)	CC (64)	CC (77)
Cimento: CP II Z 32	kg	465	476	487	475
Areia: 2,36 mm	kg	771	834	715	742
Brita: 19,10 mm	kg	952	873	984	1036
Água	kg	184	186	194	176
Superplastificante	kg	4,19	4,76	1,46	4,75
Plastificante (1)	kg	1,86	3,33	2,44	-
Plastificante (2)	kg	2,33	2,86	1,46	-
Plastificante (3)	kg	0,93	0,38	0,97	-
Relação (água/cimento)		0,39	0,39	0,40	0,37
f_{ck}	MPa	40,0	40,0	40,0	40,0
Espalhamento/ Abatimento	mm	> 600	> 600	160 ± 20	120 ± 20

7 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 – CONCLUSÕES

O presente Capítulo objetivou sintetizar os resultados dos estudos desenvolvidos nos Capítulos 2 a 4 através de revisão bibliográfica. Dessa forma, buscou-se contribuir para alargar o conhecimento e confirmar as vantagens da aplicação de concreto auto-adensável (CAA) em lugar de concreto convencional vibrado (CC), mesmo em regiões de clima quente, tanto do ponto de vista da viabilidade técnica, quanto da viabilidade econômica.

O trabalho 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, bem como condições ambientais mais adversas ao concreto e suas armaduras; 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; 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.

Efetivamente verificou-se que as maiores diferenças entre CAA e CC são evidenciadas na fase fresca do concreto. É determinante para o CAA manter sua capacidade de escoamento ao longo de determinado tempo, sob pena de não mais ser possível contar com a 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.

Através de ensaios aplicados tanto em pastas quanto em concreto fresco, constatou-se que o crescimento da temperatura

provocou decréscimo nos indicadores de trabalhabilidade. Os estudos avaliados contemplaram temperaturas representativas de regiões muito frias e também regiões muito quentes. Ao se avaliar na bibliografia, 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 aplicados às pastas, Agulha de Vicat, Resistividade elétrica, Calorimetria, e Cone Marsh, assim como os ensaios aplicados ao concreto fresco, Espalhamento (*slump flow*), Tempo de espalhamento t_{500} , e Abatimento (*slump*), permitiram avaliação de perda de desempenho de trabalhabilidade nos aspectos de aumento de temperatura e aumento do tempo decorrido após início da mistura dos constituintes.

Nos estudos do concreto endurecido ficou demonstrado que o CAA apresenta resistência à compressão superior ao CC, podendo o módulo de elasticidade ser inferior para o CAA em relação ao CC. Quanto aos aspectos de durabilidade, o CAA demonstrou apresentar ligeira superioridade em relação ao CC. Essa aparente superioridade do CAA pode ser explicada pela diminuição da porosidade, estrutura de poros mais finos, rede de poros mais intrincada dificultando a penetração de agentes atmosféricos agressivos, associada à contínua hidratação do cimento, onde o CAA se apresentaria melhor selado internamente, mais denso e homogêneo que o CC.

Os estudos de viabilidade econômica do CAA evidenciaram que, ao comparar os custos diretos dos materiais, o CAA custa mais caro que o CC. No entanto, ao ser considerado 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 torna-se equivalente. 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 mais vantajoso em relação ao CC.

Finalmente, entende-se que os estudos aqui apresentados, ressalta 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) essa aplicação do CAA em lugar do CC pode ser vantajosa 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 o estudo desenvolvido, haver respondido 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.

7.2 – PERSPECTIVAS.

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 permita 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, por exemplo, podem ser associados ao ensaio de espalhamento do concreto fresco para que o planejamento executivo das operações de concretagem possa seja elaborado com segurança e racionalidade.

Finalmente, o CAA deveria ser considerado como um método executivo e não apenas um material. Como, quando e onde aplicar o CAA, deveria fazer parte do planejamento do processo e do tempo de construção do empreendimento.

8 - REFERÊNCIAS

- ACI 305.1-06 (2007), *Specification for Hot Weather Concreting*.
- ACI 318-11 (2011), *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*.
- ACI, Committee 237 (2007), *Self-Consolidating Concrete*, 237R-07.
- ACI 116R-90 (2000), *Cement and Concrete Terminology*.
- 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. (2009), Concreto Auto-Adensável: 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.
- 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, Anais São Paulo: IBRACON.
- 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, Anais São Paulo: IBRACON.
- 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*. 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.

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, 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: 1222-1230.

Arrebola, D. L. C. C.; Altoé, S. P. S.; Vanderlei, R. D.; Miamonto, S. M.; Silva, K. (2012), *Determination of Superplasticizer Saturation Point by Methods Aï tchin and Gomes*. IBRACON – ISSN 2175-8182, 54º CBC.

ABESC – Associação Brasileira das Empresas de Serviços de Concretagem do Brasil (2007), Manual do Concreto Dosado em Central. São Paulo – SP, Abril.

ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland (2002), Guia básico de utilização do cimento portland. 7.ed. São Paulo, 28p. (BT-106).

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) 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 (Associação Brasileira de Normas Técnicas) 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 (Associação Brasileira de Normas Técnicas) 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 (Associação Brasileira de Normas Técnicas) 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 (Associação Brasileira de Normas Técnicas) 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 (Associação Brasileira de Normas Técnicas) 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 (Associação Brasileira de Normas Técnicas) NBR 13116 (1994), Cimento Portland de baixo calor de hidratação (*Low heat Portland cement – Specification*).

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) 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 (Associação Brasileira de Normas Técnicas) NBR 12989 (1993), Cimento Portland branco - Especificação (*White Portland - Specification*).

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) NBR 9831 (2008), Cimento portland destinado à cimentação de poços petrolíferos – Requisitos e métodos de ensaio (*Oil well cements – Specification and test methods*).

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) NBR 11768 (2011), Aditivos químicos para concreto de cimento Portland – Requisitos (*Chemical admixtures for Portland cement concrete – Requirements*).

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) NBR NM 65 (2003), Cimento Portland – Determinação do tempo de pega (*Portland Cement – Determination of setting times*).

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) NBR NM 43 (2003), Cimento Portland – Determinação da pasta de consistência normal (*Portland Cement – Determination of the normal consistency paste*).

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) 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 (Associação Brasileira de Normas Técnicas) NBR NM 33 (1998), Concreto – Amostragem de concreto fresco (*Concrete – Sampling of fresh concrete*).

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) NBR NM 67 (1998), Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone (*Concrete – Slump test for determination of the consistency*).

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) NBR 6118 (2014), Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (*Design of concrete structures – Procedure*) ICS 91.08.40

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) NBR 12655 (2006), Concreto de cimento Portland – Preparo, controle e recebimento – Procedimento (*Portland cement concrete - Preparation, control and acceptance – Procedure*).

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) NBR 9204 (2012), Concreto endurecido – Determinação da resistividade elétrico-volumétrica-Método de ensaio. (*Hardened concrete – Determination of the electrical-volumetrical resistivity-Test method*).

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) NBR 8522 (2008), Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão (*Concrete – Determination of the elasticity modulus by compression*).

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) NBR 7680 (2007), Concreto – Extração, preparo e ensaio de testemunhos de concreto (*Concrete – Sampling, preparing and testing concrete cores*).

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) 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 (Associação Brasileira de Normas Técnicas) NBR 8802 (2013), Concreto endurecido – Determinação da velocidade de propagação de onda ultrasônica (*Hardened concrete – Determination of ultrasonic wave transmission velocity*).

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) 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 (Associação Brasileira de Normas Técnicas) 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 (Associação Brasileira de Normas Técnicas) NBR 8953 (2015), Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência (*Concrete for structural use – Density, strength and consistentes classification*).

ASTM C494 / C494M-15a (2015), *Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete*.

ASTM C150 / C150M (2015), *Standard Specification for Portland Cement*.

- ASTM C125 – 15a (2015), *Standard Terminology Relating to Concrete and Concrete Aggregates*.
- ASTM C94 / C94M-15a (2015), *Standard Specification for Ready-Mixed Concrete*.
- 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/C143M-12 (2010), *Standard Test Method for Slump of Hydraulic-Cement Concrete*.
- ASTM C1611/C1611M-14 (2014), *Standard Test Method for Slump Flow of Self-Consolidating Concrete*.
- ASTM C1621/C1621M-14 (2014), *Standard Test Method for Passing Ability of Self-Consolidating Concrete by J-Ring*.
- ASTM C1610/C1610M-14 (2014), *Standard Test Method for Static Segregation for Self-Consolidating Concrete Using Column Technique*.
- ASTM C1202-12 (2012), *Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration*.
- BS 5328-3 (1990), *Concrete. Specification for the procedures to be used in producing and transporting concrete*.
- Bazant, Z. P.; Hubler, M. H.; Qiang, Y. (2011), *Excessive Creep Deflections: An Awakening*. Concrete International, August.
- 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.

Calado, C.F.A.; Camões, A.; Jalali, S. (2013), *Placing and Curing Self-Compacting Concrete in Hot Climates*. In Proceedings of the 7th International RILEM Conference on Self-Compacting Concrete and the 1st International Conference on Rheology and Processing of Construction Materials, Paris, France, 1–6 September.

Calado, C.; Camões, A.; Andrade, T.; Barkokébas, B.; Vasconcelos, B. (2015), Estudo de Viabilidade e Durabilidade de Concreto Auto-adensável em Canteiro de Obra. Caso da Arena Pernambuco. IV Congresso Ibero-americano sobre Betão Auto-compactável – BAC2015 FEUP, 6-7 de Julho, Porto, Portugal. ISBN: 978-972-752-179-1. Páginas 571 a 580.

Calado, C. (2014), *Study of the Available Workability Time of Self-Compacting Concrete (SCC), in Hot Climate Regions*. II Workshop PhD Students Civil Engineering, UMinho, Guimarães, Portugal, 22-23 September.

Calado, C.; Camões, A.; Monteiro, E.; Helene, P.; Barkokébas Jr, B. (2015), *Durability Indicators Comparison for SCC and CC in Tropical Coastal Environments*. Materials 2015, 8 1428-1450, ISSN 1996-1944, published: 26 March.

Calado, C.; Camões, A.; Andrade, T.; Ribeiro, J.; Barkokébas, B. (2015), *Self-Compacting Concrete and Conventional Concrete in the Arena Pernambuco: Comparative Study of Durability Indicators and Economic Feasibility*. Romanian Journal of Materials 2015, 45 (4), 402-410, December.

Camargo Corrêa, Construbase, Tecomat (2010), Tabela de Traços de Concreto – Resumida. Revisão 25. Ponte sobre o Rio Negro, Manaus-AM, Maio.

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.

Castro, A. L.; Libório, 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.

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.

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) Session 1: *General Introduction to SCC and constituent materials*. Joint IBRACON-RILEM Course on SCC. Universiteit GENT. Maceió, Brazil, October.

De Schutter, G. (2013), *Towards the Concrete Factory of the Future with SCC*. SCC Chicago.

De Schutter, G. (2012), Session 5: *Hydration and microstructure*. Joint IBRACON-RILEM Course on SCC. Universiteit GENT. Maceió, Brazil, October.

De Schutter, G. (2012), Session 4: *Construction process*. Joint IBRACON-RILEM Course on SCC. Universiteit GENT. Maceió, Brazil, October.

De Schutter, G. Session 6: *Durability*. Joint IBRACON-RILEM Course on SCC. Universiteit GENT. Maceió, Brazil, October.

Desmet, B.; Vantomme, J.; De Schutter, G.; Vandewalle, L. (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), Session 2: *Properties of fresh self-compacting concrete mixes*. Joint IBRACON-RILEM Course on SCC. Universiteit GENT. Maceió, Brazil, October.

Desnerck, P. (2012), Session 7: *Engineering properties of self-compacting concrete*. Joint IBRACON-RILEM Course on SCC. Universiteit GENT. Maceió, Brazil, October.

Domingues, H. (2009), Ponte sobre o Rio Negro. Camargo Correa.

De Vita, M. O.; Barbosa, M. P.; Giroto, L. S.; Repette, W. L. (2012), *Análise da fissuração do concreto auto-adensável nas primeiras idades*. I SILAMCAA, 54º IBRACON, Maceió.

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.

EFNARC, BIBM, CEMBUREAU, ERMCO, EFCA, (2005), *The European Guidelines for Self-Compacting Concrete - Specification, Production and Use*. SCC European Project Group.

EFNARC (2006), *Guidelines for Viscosity Modifying Admixtures for Concrete*. September.

EN 480-1 (2014), *Admixtures for concrete, mortar and grout – Test methods – Part 1: Reference concrete and reference mortar for testing*.

EN 445 (2008), *Grout for prestressing tendons – Test methods*.

EN 196-3+A1 (2008), *Methods of testing cement – Part 3: Determination of setting times and soundness*.

EN 12350-2 (2009), *Testing fresh concrete – Part 2: Slump-test*.

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, June, p. 499-512 ISSN 1983-4195.

Fracalossi, R.; Hartmann, C.; Damke Junior, S.; Masuero, A. B. (2012), *Evaluation of Polycarboxylate Based Admixture on Setting Time and Slump Retention in Portland Cement Paste*. IBRACON – ISSN 2175-8182, 54º CBC.

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.

Griesser, A. (2002), *Cement-Superplasticizer Interactions at Ambient Temperatures*. PhD thesis, Swiss Federal Institute of Technology – Zurich.

Ghafoori, N. and Diawara, H. (2010), *Influence of temperature on fresh performance of self-consolidating concrete*. Construction and Building Materials 24, 946-955.

Gams, M.; Trtnik, G. (2013), *A new US procedure to determine setting period of cement pastes, mortars, and concretes*. Cement and Concrete Research 53, 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, 54º IBRACON, Maceió.

Holman, K. R., Myers, J. J., Volz, J. S. (2013), *Mechanical and Durability Behavior of Self-Consolidating Concrete (SCC)*. SCC Chicago.

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.

Khayat, K. H., Omran, A. F. (2011), *Field validation of SCC formwork pressure prediction models*. *Concrete International*, June, Pg. 33 to 39.

Kawashima, S.; Chaouche, 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, Montreal, Canada.

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.

Lemos, 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.

McCarthy, 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. (Pg. 805 – 822).

Metha, P. K.; Monteiro, P. J. M. (2008), *Concreto: estrutura, propriedades e materiais*. São Paulo: IBRACON.

Marques, A. C. (2011), *Concreto auto-adensável: caracterização da evolução das propriedades mecânicas e estudo da sua deformabilidade por solicitação mecânica, retração e fluência*. Tese de Doutorado, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo – São Paulo.

Mikanovic, N.; Jolicoeur, C. (2008), *Influence of superplasticizers on the rheology and stability of limestone and cement pastes*. Cement and Concrete Research, 38, 907-919.

Neville, A. M. (1997), *Properties of concrete – Fourth and Final Edition*. Longman Group Limited, England, ISBN 0-582-23070-5.

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*. Belo Horizonte: Monografia de Curso de Especialização em Construção Civil. 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*).

Okamura, H. (1997), *Self-Compacting High Performance*. Concrete International, Vol. 19, Nº. 7, pp. 50-54, ACI, July.

Petit, J-Y.; Wirquin, E.; Kayat, K. H. (2010), *Effect of temperature on the rheology of flowable mortars*. Cement & Concrete Composites 32, 43-53.

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. 54º CBC.

Phan, T. H.; Chaouche, M.; Moranville, M. (2006), *Influence of organic admixtures on the rheological behavior of cement pastes*. Cement and Concrete Research, 36, 1807-1813.

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.

Ribeiro, D. V., Helene, P. R. L. (2013), *Corrosão em Estruturas de Concreto: Teoria, Controle e Métodos de Análise*. Elsevier, 240.

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, 21-32.

Silva, P., Brito, J. (2010), A pressão exercida pelo betão auto-compactável (BAC) nas cofragens. 2º 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. Artigo publicado na Revista Concreto & Construções do Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON, Ano XXXIX, nº 65, São Paulo-Brasil.

Shehata, L. C. D.; Coutinho, B. S.; Shehata, I. A. M. (2012), *Structural behavior of self-compacting concrete*. I SILAMCAA, 54º IBRACON, Maceió.

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.

Tutikian, B. F. (2004), Método para dosagem de concretos auto-adensáveis. Porto Alegre: 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. Setembro.

Torgal, F. P., Jalali, S. (2010), Considerações sobre o impulso dos BAC's no dimensionamento de cofragens verticais. 2º Congresso Ibérico Betão Auto-Compactável, 1 e 2 de Julho, Guimarães, Portugal.

Topçu, I. B.; Uygunoglu, T.; Hocaoglu, I. (2012), *Electrical conductivity of setting cement paste with different mineral admixtures*. Construction and Building Materials 28, 414-420.

Vaquero Y Mayor, A. (2009), Concreto auto-adensável – impacto do concreto auto-adensável na construção e na durabilidade. 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.

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.; Li, Z.; Wei, X. (2007), *Selection of superplasticizer in concrete mix design by measuring the early electrical resistivities of pastes*. Cement & Concrete Composites 29 350-356.

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.

Carlos Fernando Calado



Carlos Fernando Calado Possui graduação em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Pernambuco (1974), especialização em Estruturas pela Universidade Federal do Rio de Janeiro (1977) e especialização em concreto protendido na Compagnie Francaise D'Etudes Et de Construction, França (1979). Exerceu o cargo de Diretor da Escola Politécnica da Universidade de Pernambuco. Como também o cargo de Pró-Reitor de Planejamento (UPE).

Exerceu o cargo de Reitor da Universidade de Pernambuco (2007). Escreveu o livro Diretrizes para soluções dos problemas relacionados aos prédios construídos em alvenaria resistente na região metropolitana do Recife.Co-Autoria. Lançamento em 01 de Setembro de 2009. Professor homenageado do Prêmio Odebrecht de Engenharia em parceria com o Conselho Regional de Engenharia e Agronomia de Pernambuco – CREA-PE, edição 2011, Recife-PE.Homenageado com a Medalha do Mérito 2015 pelo Conselho Federal de Engenharia e Agronomia – CONFEA. A Medalha foi instituída pela Resolução nº 118 do CONFEA, em 11 de dezembro de 1958.Homenageado com a Medalha do Mérito Lauro Borba, em 2015, pelo Conselho de Engenharia e Agronomia de Pernambuco, CREA-PE, pela contribuição com o aprimoramento e desenvolvimento tecnológico da engenharia. Medalha do Congresso Nacional

Aires Camões

Aires Camões é Licenciado em Engenharia Civil pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto – FEUP – (1985/1990), Mestre em Estruturas de Engenharia Civil pela FEUP (1993) e Doutorado em Engenharia Civil pela Universidade do Minho (2002). Atualmente é Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade do Minho. É membro do Centro de Investigação CTAC – Centro de Território, Ambiente e Construção – e acumula mais de 20 anos de carreira na área da docência e, também, da investigação. Os principais temas de interesse estão relacionados com os materiais de construção eco-eficientes, com especial enfoque nos concretos, designadamente no concreto auto-adensável, no concreto de elevado volume de cinzas volantes, no concreto com reduzido teor de cimento, nas adições minerais em misturas cimentícias e na durabilidade de estruturas de concreto. Participou na publicação de 11 livros ou capítulos de livros, é autor ou coautor de 85 artigos publicados em revistas internacionais (incluindo 27 indexadas no ISI/Scopus) e congressos internacionais, e 81 artigos em revistas e congressos nacionais. É coautor de 2 patentes de invenção e participou em cerca de 15 projetos de investigação nacionais. Foi orientador científico de 4 pós-doutorados, 9 doutorados (5 em curso) e 34 teses de mestrado.



Said Jalali



Licenciado em Engenharia Civil pela Faculdade de Engenharia de Teerão, Irão; Mestre em Geotecnia pela Universidade Nova de Lisboa, Portugal; Doutorado em Engenharia Civil pela University of Coventry, Reino Unido. Atualmente é Professor Catedrático Aposentado do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade do Minho. É investigador do Centro de Investigação CTAC – Centro de Território, Ambiente e Construção.

Área de investigação relaciona-se com Construção Sustentável e Desenvolvimento de Materiais de Construção Eco Eficientes. É co-autor de 6 livros nacionais e 3 livros internacionais. É autor ou coautor de mais de 300 artigos publicados, dos quais 63 indexados no ISI/Scopus. É coautor de 3 patentes de invenção e participou em cerca de 20 projetos de investigação nacionais e internacionais.

Béda Barkokebas Júnior

Graduado em Engenharia Civil pela Universidade de Pernambuco (UPE) (1984); graduado em Licenciatura Plena em Educação Física pela UPE (1983); especialização em Engenharia de Segurança do Trabalho pela Universidade Federal de Pernambuco (1987); especialização em Seguridad Integral pela Fundación Mapfre, Madri, Espanha (1989); especialização em Engenharia Municipal pela Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, Espanha (1992); mestrado em Engenharia Civil pela Universidade Federal da Paraíba (1990) e doutorado em Enginyeria de Camins, Canals i Ports pela Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, Espanha (1994). Atualmente é Professor Associado da Escola Politécnica da UPE e Professor Adjunto da Universidade Católica de Pernambuco (UNICAP). Professor Permanente do Mestrado em Construção Civil da UPE. Líder do grupo de pesquisa Ergonomia, Higiene e Segurança do Trabalho, registrado no CNPq e Coordenador do Laboratório de Segurança e Higiene do Trabalho (LSHT) da UPE. Consultor ad hoc do CNPq e consultor do Sindicato da Indústria da Construção Civil do Estado de Pernambuco (SINDUSCON-PE). Prêmios: Medalha Conselheiro João Alfredo Corrêa de Oliveira, na Categoria Mérito Judiciário, concedida pelo Tribunal Regional do Trabalho da Sexta Região, em Recife, 13 de maio de 2013; Medalha Comemorativa dos 70 anos da Consolidação das Leis do Trabalho (CLT), concedida pelo Tribunal Superior do Trabalho, em Brasília, 20 de setembro de 2013; Medalha Pioneiros da Segurança, concedido pela Agência Brasil de Segurança, em 2011. Desenvolve pesquisas nas áreas de gestão de segurança e saúde do trabalho; segurança e saúde do trabalho na construção civil; segurança e saúde no trabalho, procedimentos e componentes de construção; ergonomia; higiene ocupacional; riscos elétricos; segurança no lar.



Este livro foi composto em Adobe Garamond Pro
pela Editora Universidade de Pernambuco e
impresso em papel offset 90 g/m².