



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA
“JÚLIO DE MESQUITA FILHO”
Campus de Ilha Solteira

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA MECÂNICA

**“A influência do patamar de cura térmica sobre a
resistência dos concretos auto-adensáveis elaborados com
diferentes tipos de cimento: avaliação pelo método da
maturidade”**

Liane Ferreira dos Santos

Ilha Solteira - SP

Abril de 2010



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA
"JÚLIO DE MESQUITA FILHO"
Campus de Ilha Solteira

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA MECÂNICA

**“A influência do patamar de cura térmica sobre a
resistência dos concretos auto-adensáveis elaborados com
diferentes tipos de cimento: avaliação pelo método da
maturidade”**

Liane Ferreira dos Santos

Orientador: Prof. Dra. Mônica Pinto Barbosa

Dissertação apresentada à Faculdade de
Engenharia - UNESP – Campus de Ilha
Solteira, para obtenção do título de Mestre
em Engenharia Mecânica.

Área de Conhecimento: Materiais e
Processos de Fabricação.

Ilha Solteira - SP

Abril de 2010

FICHA CATALOGRÁFICA

Elaborada pela Seção Técnica de Aquisição e Tratamento da Informação
Serviço Técnico de Biblioteca e Documentação da UNESP - Ilha Solteira.

- S237i Santos, Liane Ferreira dos.
A influência do patamar de cura térmica sobre a resistência dos concretos auto-adensáveis elaborados com diferentes tipos de cimento: avaliação pelo método da maturidade / Liane Ferreira dos Santos. -- Ilha Solteira : [s.n.], 2010
280 f. : il.
- Dissertação (mestrado em Engenharia Mecânica) - Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira. Área de Conhecimento: Materiais e Processos de Fabricação, 2010
- Orientador: Mônica Pinto Barbosa
Inclui bibliografia
1. Concreto auto-adensável. 2. Resistência à compressão. 3. Cura térmica.
4. Método de maturidade. 5. Temperatura de cura. 6. Energia de ativação.



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA

CAMPUS DE ILHA SOLTEIRA

FACULDADE DE ENGENHARIA DE ILHA SOLTEIRA


CERTIFICADO DE APROVAÇÃO

TÍTULO: A INFLUÊNCIA DO PATAMAR DE CURA TÉRMICA SOBRE A RESISTÊNCIA DOS CONCRETOS AUTO-ADENSÁVEIS ELABORADOS COM DIFERENTES TIPOS DE CIMENTO: AVALIAÇÃO PELO MÉTODO DA MATURIDADE

AUTORA: LIANE FERREIRA DOS SANTOS
ORIENTADORA: Profa. Dra. MONICA PINTO BARBOSA

Aprovada como parte das exigências para obtenção do Título de MESTRE em ENGENHARIA MECÂNICA, Área: MATERIAIS E PROCESSOS DE FABRICAÇÃO, pela Comissão Examinadora:


Prof. Dra. MONICA PINTO BARBOSA
Departamento de Engenharia Civil / Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira


Prof. Dr. CASSIO ROBERTO MACEDO MAIA
Departamento de Engenharia Mecânica / Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira


Prof. Dr. OSWALDO CASCUDO MATOS
Escola de Engenharia Civil / Universidade Federal de Goiás

Data da realização: 26 de abril de 2010.

Aos meus pais, Ademir dos Santos

e Eni Ferreira dos Santos

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer a todos que direta ou indiretamente contribuíram para a realização deste trabalho.

Primeiramente a Deus que me tem proporcionado todas as condições de trabalho e saúde, e que creio ser o responsável pelo sucesso em todas as etapas desse trabalho.

Aos meus pais, Ademir dos Santos e Eni Ferreira dos Santos e minhas irmãs Aline e Liara, pelo imenso amor e amizade eterna.

Ao meu noivo, o engenheiro civil Camilo Mizumoto, um eterno apaixonado pela profissão e que me apóia e auxilia em todos os aspectos da minha vida.

É necessário explicitar minha gratidão a Prof^a. Dr^a Mônica Pinto Barbosa, pela orientação, amizade, dedicação e pela confiança adquirida ao longo do desenvolvimento deste trabalho.

Ao Prof. Geraldo Freitas Maciel, pela dedicação e disposição diante das sugestões para o enriquecimento do trabalho.

A minha eterna e estimada amiga, Glaicy Kelly Machado Gonçalves, pelo apoio e amizade ao longo da nossa jornada.

Aos professores da UFMS – Universidade Federal do Mato Grosso do Sul – campus Campo Grande-MS, em especial a Prof^a. Sandra Bertocini e ao Prof. Ricardo Nakao pela amizade e participação no decorrer da minha carreira acadêmica.

Ao engenheiro Flávio Moreira Salles do LCEC - Laboratório CESP de Engenharia Civil, pela competência, profissionalismo e, principalmente por demonstrar sua paixão pela profissão e pelo concreto.

Ao Prof. Cássio Roberto M. Maia, pela dedicação e disposição nas correções da dissertação para o enriquecimento do trabalho.

Aos técnicos do LCEC - Laboratório CESP de Engenharia Civil, a Joaquim Aparecido de Lima, Gilmar Dias dos Santos, Ademir de Jesus (Branco), Jorge Gomes da Costa e Sergio Roberto Souza Firmino, José Antônio Michelin, Francisco Eduardo Mendes e Carlos Roberto Santos Feitosa, Anderson Rodrigues e Valdemir Izidoro Pascoalim, Luiz Delfino Vieira Bertolucci e Sumie Okajima Watanabe cuja dedicação destes possibilitou a realização dos ensaios desenvolvidos neste trabalho de mestrado.

Aos colegas de mestrado, Lucas Giroto, João Felipe Reis, Bruno do Vale, Felipe Sakae Bertolucci, Marcos Vita, e aos alunos de iniciação científica Felipe Mansur, Alysson Tavares, Kleber Lemos, Jean Felix Cabette, Ricardo Franco, Marcelo (Xobi), João Ricardo, Natyara, Igor, Robson e todos aqueles que contribuíram de alguma maneira para a realização deste trabalho.

Aos técnicos do Laboratório de Engenharia Civil da UNESP, Mario, Gilson Cavassano e Ronaldo.

Ao prof. Milton Dall'Aglio Sobrinho e ao aluno Eduardo Boisa pelo auxílio na utilização do equipamento de cura térmica.

A banca examinadora de qualificação e defesa: eng. Flávio Moreira Salles, prof. Dr. Cássio Roberto M. Maia, prof. Dr. Antônio João Diniz e ao prof. Dr. Oswaldo Cascudo.

A empresa Holcim do Brasil, que forneceu o cimento utilizado na fabricação dos concretos. A SIKA, pelo fornecimento do superplastificante utilizado na pesquisa. A ABCP pela análise da granulometria a laser do fíler.

“Se vi mais longe, foi por estar de pé sobre ombros de gigantes.”

Carta para Robert Hooke (15 de Fevereiro de 1676).

Isaac Newton

RESUMO

O concreto auto-adensável (CAA) é um material que representa um dos maiores avanços na tecnologia do concreto das últimas décadas. O desenvolvimento do CAA propiciou eficiência e melhora nas condições de trabalho em canteiro de obras e na indústria de pré-moldados. Do ponto de vista reológico, o CAA é uma mistura fluida que proporciona diferenças de comportamento quando comparado ao concreto convencional. Neste contexto, a proposta desta pesquisa foi estudar, num primeiro plano, as características reológicas nas fases de pasta, argamassa e concreto do CAA no estado fresco e seu comportamento no estado endurecido. Para isso, optou-se por empregar a metodologia de Repette e Melo (2005), que considera a resistência à compressão como ponto de partida para a composição do traço do CAA e que estuda os aspectos reológicos envolvidos nas diferentes fases de sua dosagem. Os materiais empregados para estudo de dosagem foram o fíler basáltico como adição, areia média, brita 19 mm, aditivo superplastificante e dois tipos de cimento. Foram elaborados dois concretos, com cimentos distintos, ambos com mesma classe de resistência igual a 40 MPa. Num segundo plano, foi realizado um estudo da avaliação da resistência à compressão desses concretos quando submetidos à cura térmica a vapor, variando-se as temperaturas de cura (entre 65°C e 80°C), assim como o patamar isotérmico de cura em 4 h, 6 h e 8 h para cada temperatura. A avaliação das propriedades mecânicas dos concretos foi realizada empregando o Método da Maturidade. No emprego da maturidade foram utilizados as funções de Nurse e Saul e a proposta por Freiesleben-Hansen e Pedersen (FHP). As análises comparativas foram realizadas em função do tipo de cimento empregado, temperatura de cura e tempo de patamar isotérmico.

Palavras-chave: *Concreto auto-adensável, resistência à compressão, cura térmica, método da maturidade, temperatura de cura, energia de ativação.*

ABSTRACT

The self-compacting concrete (SCC) is a material that represents one of the greatest advances in concrete technology in recent decades. The development of SCC has resulted in improved efficiency and working conditions at the construction site and the precast industry. Rheological point of view, the SCC is a fluid mix that provides behavior differences when compared to conventional concrete. In this context, the proposal of this research was to study, in the foreground, the rheological phases of paste, mortar and concrete of SCC in the fresh state and its behavior in the hardened state. For this, we chose to employ the methodology Repette e Melo (2005), which considers the compressive strength as a starting point for the composition of the trace of SCC and studying the rheological aspects involved in the different stages of their dosage. The materials used to study the dosage was basalt fillers such as addition, medium sand, gravel 19 mm, superplasticizer additive and two types of cement. We prepared two concretes with different cements, both with the same strength class of 40 MPa. In the background, a study assessing the compressive strength of concrete when subjected to steam curing, varying the curing temperatures (between 65°C and 80°C) as well as the level of isothermal cure at 4 h, 6 h and 8 h for each temperature. The evaluation of mechanical properties of concrete was carried out using the Maturity Method. Employment of maturity was used to Nurse e Saul function, as well as function proposed by Freiesleben-Hansen and Pedersen (FHP). Comparative analysis were performed according to the type of cement used, curing temperature and isothermal plateau.

Key-words: *Self Compacting Concrete, compressive strength, steam curing, maturity method, curing temperature, apparent activation energy.*

LISTA DE FIGURAS

| | | |
|---------------------|--|----|
| Figura 1.1: | Simpósio de 1999 na Suécia: Visita técnica a uma ponte com laje concretada com CAA. | 32 |
| Figura 1.2: | Modelo ilustrativo do mecanismo de bloqueio do agregado graúdo. | 33 |
| Figura 1.3: | Relação básica de curvas de escoamento | 38 |
| Figura 1.4: | Comportamento reológico do concreto em função de sua utilização. | 38 |
| Figura 1.5: | Reômetros de Geometrias Rotacionais Típicos. | 39 |
| Figura 1.6: | Representação esquemática do teste em <i>Vane</i> | 40 |
| Figura 1.7: | (a) Reômetro R/S instalado no Laboratório de Hidrologia e Hidrometria – FEIS/UNESP, (b) “ <i>Spindles</i> ” | 41 |
| Figura 1.8: | Ensaio de espalhamento (<i>slump flow</i>): (a) concreto, (b) argamassa | 43 |
| Figura 1.9: | Aspecto Visual do CAA | 44 |
| Figura 1.10: | V-funnel: (a) concreto, (b) argamassa. | 46 |
| Figura 1.11: | Ensaio de Funil em V | 47 |
| Figura 1.12: | Corte esquemático do <i>L-box</i> ou caixa-L | 48 |
| Figura 1.13: | Equipamento para Ensaio do <i>L-box</i> ou caixa-L.(a) Caixa L preenchida com concreto e (b) Determinação das alturas H1 e | 49 |
| Figura 1.14: | Desenho esquemático do <i>Column technique</i> | 50 |

| | | |
|---------------------|--|----|
| Figura 1.15: | Equipamento de ensaio de <i>Column Technique</i> | 52 |
| Figura 1.16 | Desenho esquemático do <i>U-box</i> ou Caixa U. | 53 |
| Figura 1.17: | Desenho esquemático do <i>J-ring</i> . | 54 |
| Figura 1.18: | Desenho esquemático do <i>U-pipe</i> ou Tubo em U. | 55 |
| Figura 1.19: | Ação do aditivo no concreto. a) Repulsão eletrostática, b) Repulsão estérica. | 57 |
| Figura 1.20: | Equipamento para determinação do teor de saturação do superplastificante. (a) <i>Cone de Marsh</i> ; (b) <i>Mini-slump</i> | 58 |
| Figura 1.21: | Fluxograma do método de dosagem Repette e Melo | 60 |
| Figura 1.22: | Fluxograma de dosagem para obtenção do CAA | 66 |
| Figura 1.23: | Fluxograma das etapas do Método de dosagem de Okamura | 67 |
| Figura 1.24: | Fluxograma das etapas para dosagem do CAA | 68 |
| Figura 1.25: | Seqüência geral de tomadas de decisão para o proporcionamento dos materiais do traço médio para o CAA com adição | 71 |
| Figura 1.26 | Diagrama que descreve o método de dosagem | 73 |
| Figura 2.1: | Relação entre a resistência em determinado tempo com relação ao $f_{c_{28}}$ curado em câmara úmida. | 76 |
| Figura 2.2: | Ciclo típico de cura a vapor. | 80 |
| Figura 2.3: | Adaptação de uma representação gráfica da hidratação de cimento pelo método da calorimetria | 82 |
| Figura 2.4: | Imagens em MEV das amostras de concreto fraturadas aos 28 dias. a) Cura térmica com ciclo longo, b) Cura Normal | 83 |

| | | |
|---------------------|---|-----|
| Figura 2.5: | O “efeito cruzado” devido a diferentes temperaturas nas primeiras idades do concreto durante o desenvolvimento das relações de resistência-maturidade | 87 |
| Figura 2.6: | Evolução esquemática do calor de hidratação do cimento | 89 |
| Figura 2.7: | Influência da temperatura no desenvolvimento da resistência à compressão para uma mistura de concreto com fator $a/c = 0,30$ | 90 |
| Figura 2.8: | Perfil de energia durante as reações. | 96 |
| Figura 2.9: | Gráfico $1/S_T \times 1/t$ | 103 |
| Figura 2.10: | Gráfico $S_T/(S_{uT} - S_T)$ | 104 |
| Figura 2.11: | Gráfico $\ln(k_T) \times 1/T$ | 104 |
| Figura 3.1: | Perfil granulométrico da areia média. | 111 |
| Figura 3.2: | Perfil granulométrico da brita basáltica. | 113 |
| Figura 3.3: | Ensaio de Kantro. (a) Instante de retirada do molde, (b) Medida do espalhamento da pasta com paquímetro. | 119 |
| Figura 3.4: | Misturador mecânico utilizada nos ensaios. | 120 |
| Figura 3.5: | Comportamento do cimento CP II E-32 aos 28 dias. (a) relação a/c x resistência à compressão, (b) consumo de cimento x resistência à compressão. | 122 |
| Figura 3.6: | Comportamento do cimento CP II 40 RS aos 28 dias. (a) relação a/c x resistência à compressão, (b) consumo de cimento x resistência à compressão | 123 |
| Figura 3.7: | Determinação do teor de saturação dos aditivos. (a) Cone de Marsh, (b) Tempo de fluidez e (c) Medição da temperatura. | 126 |
| Figura 3.8: | Ensaio reométrico. (a) Colocação da pasta no cilindro, (b) Inserção do <i>spindle</i> no cilindro e (c) Fixação do conjunto para iniciar o ensaio. | 127 |
| Figura 3.9: | Misturador mecânico utilizado para confecção da argamassa. | 128 |

| | | |
|---------------------|--|-----|
| Figura 3.10: | Espalhamento da argamassa. a) Fôrma tronco cônica para espalhamento sobre a mesa de consistência, (b) Medida do espalhamento da argamassa e aferição do diâmetro de abertura | 130 |
| Figura 3.11: | Ensaio de Fluidez. (a) Funil em V utilizado para argamassas, (b) Funil em V preenchido com argamassa. | 131 |
| Figura 3.12: | Desenho da hélice do <i>Vane</i> e a hélice suspensa no reômetro utilizado no ensaio reométrico. | 132 |
| Figura 3.13: | Betoneira utilizada na produção do concreto. | 133 |
| Figura 3.14: | Mistura do CAA na betoneira (a) e (b) Aspecto no tempo final de mistura. | 135 |
| Figura 3.15: | Ensaio de espalhamento com o CAA. | 136 |
| Figura 3.16: | Ensaio de Funil-V com o CAA. | 136 |
| Figura 3.17: | (a) Concreto em repouso por 60 segundos, (b) Concreto na iminência da realização do ensaio, (c) Concreto escoando da caixa vertical para a caixa horizontal e (d) Estabilização do fluxo para iniciar a aferição das alturas | 138 |
| Figura 3.18: | (a) Aparato com as seções unidas com fita adesiva, (b) Concreto em repouso, (c) Topo retirado (d) Concreto retirado da seção e (e) Amostra de concreto sendo lavada na peneira de 5 mm | 139 |
| Figura 3.19: | Ruptura dos corpos-de-prova. | 140 |
| Figura 3.20: | (a) e (b) Moldes dos corpos-de-prova cúbicos para argamassa | 142 |
| Figura 3.21: | Câmara térmica. | 143 |
| Figura 3.22: | (a) Equipamento de banho térmico e (b) Ruptura do corpo-de-prova | 144 |
| Figura 3.23: | Leitor digital do equipamento de cura térmica | 145 |

| | | |
|---------------------|--|-----|
| Figura 3.24: | Equipamento de cura térmica, (a) Vista geral e (b) Posicionamento dos corpos-de-prova no equipamento | 146 |
| Figura 3.25: | (a) corpos-de-prova de CAA vedados com filme plástico (fixado com fita adesiva) e (b) temperatura sendo monitorada por multímetros | 147 |
| Figura 3.26: | Multímetros conectados nos corpos-de-prova para monitoramento da temperatura | 148 |
| Figura 3.27: | (a) corpos-de-prova de CAÀ curados em câmara úmida e (b) temperatura monitorada por termopares (termopares protegidos em caixa de isopor). | 151 |
| Figura 4.1: | Espalhamento em função do tempo de hidratação – cimento CP II E-32. | 154 |
| Figura 4.2: | Espalhamento em função do tempo de hidratação – cimento CP III 40-RS | 154 |
| Figura 4.3: | Espalhamento em função do tempo de hidratação – cimento CP II E-32 | 155 |
| Figura 4.4: | Espalhamento em função do tempo de hidratação – cimento CP III 40-RS | 156 |
| Figura 4.5: | Espalhamento em função do tempo de hidratação – cimento CP II E-32 | 157 |
| Figura 4.6: | Espalhamento em função do tempo de hidratação – cimento CP III 40-RS. | 157 |
| Figura 4.7: | Ponto de saturação do aditivo – mistura com 20% de fíler. | 161 |
| Figura 4.8: | Ponto de saturação do aditivo – mistura com 25% de fíler | 162 |
| Figura 4.9: | Ponto de saturação do aditivo – mistura com 30% de fíler | 162 |
| Figura 4.10: | Ensaio de cone de Marsh para o tempo de 5 minutos. | 163 |
| Figura 4.11: | Ensaio de cone de Marsh para o tempo de 15 minutos | 164 |
| Figura 4.12: | Ensaio de cone de Marsh para o tempo de 30 minutos. | 164 |
| Figura 4.13: | Ensaio reológico – 20% de fíler | 165 |

| | | |
|---------------------|---|-----|
| Figura 4.14: | Ensaio reológico – 25% de fíler. | 166 |
| Figura 4.15: | Ensaio reológico – 30% de fíler. | 166 |
| Figura 4.16: | Resultado de resistência à compressão normal da argamassa - CP II E-32 | 171 |
| Figura 4.17: | Resultado de resistência à compressão normal da argamassa - CP III 40-RS | 172 |
| Figura 4.18: | Fluxograma indicando seqüência de ensaios realizados de dosagem do CAA. | 174 |
| Figura 4.19: | Resistência à compressão (f_c) dos CAA | 177 |
| Figura 4.20: | Módulo de elasticidade dos CAA. | 177 |
| Figura 4.21: | Regressão linear entre o módulo de elasticidade versus resistência à compressão – CII E -32 | 178 |
| Figura 4.22: | Regressão linear entre o módulo de elasticidade versus resistência à compressão – CP III 40-RS | 178 |
| Figura 4.23: | Eficiência do traço em relação ao consumo de cimento nas idades de ruptura | 180 |
| Figura 4.24: | Relação do teor de aditivo entre pasta, argamassa e concreto | 181 |
| Figura 4.25: | Resultado de resistência à compressão obtida nos ensaios de Energia de Ativação com concreto com cimento CP II E-32 | 184 |
| Figura 4.26: | Gráfico de inverso da tensão (1/MPa) x inverso da idade (1/dias) | 185 |
| Figura 4.27: | Gráfico de $A^T(t)$ x idade (dias) | 186 |
| Figura 4.28: | Gráfico de $\ln(k)$ x inverso da temperatura ($1/K$) | 187 |
| Figura 4.29: | Resultado de resistência à compressão obtida nos ensaios de Energia de Ativação com concreto com cimento CP III 40-RS | 188 |
| Figura 4.30: | Gráfico de inverso da tensão (1/MPa) x inverso da idade (1/dias) | 189 |
| Figura 4.31: | Gráfico de $A^T(t)$ x idade (dias) | 190 |
| Figura 4.32: | Gráfico de $\ln(k)$ x inverso da temperatura ($1/K$) | 191 |

| | | |
|---------------------|---|-----|
| Figura 4.33: | Representação esquemática do procedimento de tratamento de cura | 194 |
| Figura 4.34: | Temperatura do concreto com cimento CP II E-32, com patamar de cura a 65°C para períodos de 4, 6 e 8 horas | 197 |
| Figura 4.35: | Temperatura do concreto com cimento CII E-32, com patamar de cura a 80°C para períodos de 4, 6 e 8 horas | 197 |
| Figura 4.36: | Temperatura do concreto com cimento CP III 40-RS, com patamar de cura a 65°C para períodos de 4, 6 e 8 horas | 198 |
| Figura 4.37: | Temperatura do concreto com cimento CP III 40-RS, com patamar de cura a 80°C para períodos de 4, 6 e 8 horas | 198 |
| Figura 4.38: | Evolução da temperatura do concreto com cimento CP II E-32, do ciclo térmico a estocagem em câmara úmida. (a) 65°C e (b) 80°C. | 200 |
| Figura 4.39: | Evolução da temperatura do concreto com cimento CP III 40-RS, do ciclo térmico a estocagem em câmara úmida. (a) 65°C e (b) 80°C | 201 |
| Figura 4.40: | Resistência do concreto com cimento CP II E-32, com temperaturas de cura de (a) 65°C e (b) 80°C, para patamares de 4, 6 e 8 horas | 203 |
| Figura 4.41: | Comparativo de resistência do concreto com cimento CII E-32, com temperaturas de cura de 65°C e 80°C para patamares de 4, 6 e 8 horas | 204 |
| Figura 4.42: | Resistência do concreto com cimento CP III 40-RS, com temperaturas de cura de (a) 65°C e (b) 80°C, para patamares de 4, 6 e 8 horas | 206 |
| Figura 4.43: | Comparativo de resistência do concreto com cimento CP III 40-RS, com temperaturas de cura de 65°C e 80°C para patamares de 4, 6 e 8 horas | 207 |
| Figura 4.44: | Análise comparativa entre os concretos submetidos ao patamar isotérmico de cura. (a) 65°C, e (b) 80°C | 208 |
| Figura 4.45: | Idades de ruptura versus resistência – para os concretos submetidos a 65°C nos respectivos patamares do concreto de controle. | 210 |
| Figura 4.46: | Idades de ruptura versus resistência – para os concretos submetidos a 80°C nos respectivos patamares do concreto de controle. | 211 |

| | | |
|---------------------|--|-----|
| Figura 4.47: | Valor da resistência nas idades de ruptura do concreto submetido a 65°C e 80°C para o patamar de quatro horas, comparados a resistência do concreto de controle | 212 |
| Figura 4.48: | Valor da resistência nas idades de ruptura do concreto submetido a 65°C e 80°C para o patamar de seis horas e comparados a resistência do concreto de controle | 212 |
| Figura 4.49: | Valor da resistência nas idades de ruptura do concreto submetido a 65°C e 80°C para o patamar de oito horas e comparados a resistência do concreto de controle | 213 |
| Figura 4.50: | Idades de ruptura versus resistência – para os concretos submetidos a 65°C nos respectivos patamares do concreto de controle | 214 |
| Figura 4.51: | Idades de ruptura versus resistência – para os concretos submetidos a 80°C nos respectivos patamares do concreto de controle | 215 |
| Figura 4.52: | Valor da resistência nas idades de ruptura do concreto submetido a 65°C e 80°C para o patamar de quatro horas e comparados a resistência do concreto de controle | 215 |
| Figura 4.53: | Valor da resistência nas idades de ruptura do concreto submetido a 65°C e 80°C para o patamar de seis horas e comparados a resistência do concreto de controle | 216 |
| Figura 4.54: | Valor da resistência nas idades de ruptura do concreto submetido a 65°C e 80°C para o patamar de oito horas e comparados a resistência do concreto de controle | 216 |
| Figura 4.55: | Análise comparativa entre os concretos estudados | 222 |
| Figura 4.56: | Análise comparativa entre os concretos estudados | 223 |
| Figura 4.57: | Fator Maturidade (°C.h) x resistência à compressão (MPa) | 225 |

| | | |
|---------------------|--|-----|
| Figura 4.58: | Fator Maturidade (log) - 10^3 °C.h x resistência à compressão (MPa) | 227 |
| Figura 4.59: | Concreto com cimento CP III 40-RS à 65 °C - Fator Maturidade (log) 10^3 °C.h) x resistência (MPa). | 230 |
| Figura 4.60: | Concreto com cimento CP III 40-RS - Fator Maturidade (log) 10^3 °C.h) x resistência (MPa). | 232 |
| Figura 4.61: | Concreto com cimento CP II E-32 - Fator Maturidade (log) 10^3 °C.h) x resistência (MPa). | 234 |
| Figura 4.62: | Concreto com cimento CP II E-32 - Fator Maturidade (log) 10^3 °C.h) x resistência (MPa) | 236 |
| Figura 4.63: | Concreto com cimento CP III 40-RS – Idade Equivalente (log) 10^2 h) x resistência à compressão (MPa) | 239 |
| Figura 4.64: | Concreto com cimento CP III 40-RS – Idade equivalente (log) 10^2 h) x resistência à compressão (MPa) | 241 |
| Figura 4.65: | Concreto com cimento CP II E-32 – Idade Equivalente (log) 10^2 h) x resistência à compressão (MPa). | 243 |
| Figura 4.66: | Concreto com cimento CP II E-32 – Idade Equivalente (log) 10^2 | 245 |
| Figura 4.67: | Concreto com cimento CP III 40-RS – resistência real (concreto controle) versus resistência estimada | 248 |
| Figura 4.68 | Concreto com cimento CP II E-32 – resistência real (concreto controle) versus resistência estimada | 249 |
| Figura 4.69: | Idade Real (horas) x Idade Equivalente (horas) (concreto com cimento CPIII 40-RS). | 251 |
| Figura 4.70 | Idade Real (h) x Idade Equivalente (horas) (concreto com cimento CP II E-32). | 252 |

LISTA DE TABELAS

| | | |
|--------------------|--|-----|
| Tabela 1.1: | Efeito de diferentes materiais na reologia da argamassa do CAA | 34 |
| Tabela 1.2: | Equações dos comportamentos dos fluidos | 37 |
| Tabela 1.3: | Valores de tensão crítica e viscosidade plástica encontrados nas literaturas | 41 |
| Tabela 2.1 | Efeito de diferentes períodos de espera nos concretos. | 81 |
| Tabela 2.2 | : Valores de E_a de concreto com cimentos brasileiros | 100 |
| Tabela 3.1: | Procedimento Experimental Adotado (Adaptado de MELO, 2005). | 107 |
| Tabela 3.2: | Caracterização física, química e mecânica do cimento CP II E-32. | 109 |
| Tabela 3.3: | Caracterização física, química e mecânica do cimento CP III 40-RS | 110 |
| Tabela 3.4: | Caracterização física da areia média. | 112 |
| Tabela 3.5: | Caracterização física da brita basáltica. | 114 |
| Tabela 3.6: | Valores da porcentagem retida do fíler. | 116 |
| Tabela 3.7: | Valores de caracterização do fíler | 116 |
| Tabela 3.8: | Características dos aditivos superplastificantes utilizados | 117 |
| Tabela 3.9: | Parâmetros dos ensaios de CAA | 135 |
| Tabela 4.1: | Teores de fíler iniciais das pastas cimento. | 160 |
| Tabela 4.2: | Resultados dos ensaios de espalhamento e escoamento na argamassa. | 169 |
| Tabela 4.3: | Resultados do ensaio reométrico na argamassa. | 170 |
| Tabela 4.4: | Resultados do ensaio de módulo de elasticidade aos 28 dias | 173 |
| Tabela 4.5: | Resultados do ensaio dosagem do CAA. | 175 |
| Tabela 4.6: | Composição dos traços de CAA. | 179 |
| Tabela 4.7: | Desvio padrão das resistências do ensaio de energia de ativação | 184 |

| | | |
|---------------------|--|-----|
| Tabela 4.8: | Limite de Resistência S_u | 185 |
| Tabela 4.9: | Parâmetro $A(t)$ nas temperaturas de 30°C, 55°C e 80°C | 185 |
| Tabela 4.10: | Valores de $1/T$ e logaritmo dos valores de $k(t)$ | 186 |
| Tabela 4.11: | Desvio padrão das resistências do ensaio de energia de ativação | 188 |
| Tabela 4.12: | Limite de Resistência S_u | 189 |
| Tabela 4.13: | Parâmetro $A(t)$ nas temperaturas de 30°C, 55°C e 80°C | 189 |
| Tabela 4.14: | Valores de $1/T$ e logaritmo dos valores de $k(t)$ | 190 |
| Tabela 4.15: | Valores da E_a | 192 |
| Tabela 4.16: | Valores da E_a encontrados na literatura | 192 |
| Tabela 4.17: | Detalhamento dos patamares de regime isotérmico nos concretos ensaiados | 195 |
| Tabela 4.18: | Resistência à compressão após o patamar da cura térmica. | 202 |
| Tabela 4.19: | Resistência à compressão dos concretos com cimento CP II E-32.. | 209 |
| Tabela 4.20: | Resistência à compressão dos concretos com cimento CP III 40-RS. | 210 |
| Tabela 4.21: | Análise da resistência no patamar de cura do CAA | 218 |
| Tabela 4.22: | Análise da resistência nas idades avançadas do CAA. | 219 |
| Tabela 4.23: | Análise da resistência no patamar de cura do CAA | 220 |
| Tabela 4.24: | Análise da resistência nas idades avançadas do CAA | 221 |
| Tabela 4.25: | Equações relativas ao gráfico FM x Resistência | 225 |
| Tabela 4.26: | Cálculo da resistência estimada por meio da Equação Nurse e Saul de Maturidade para concreto com CP II E-32 utilizando a equação: $f = 2,8503\ln(\text{FM}) - 0,083$. | 226 |
| Tabela 4.27: | Cálculo da resistência estimada por meio da Equação Nurse e Saul de Maturidade para concreto com CP III 40-RS utilizando a equação: $f = 6,957\ln(\text{FM}) - 33,39$ | 226 |

| | | |
|---------------------|--|-----|
| Tabela 4.28: | Cálculo da resistência estimada por meio da Equação Nurse e Saul de Maturidade para concreto com CP II E-32 utilizando a equação: $f = 2,2634\ln(\text{FM}) - 3,8555$ | 228 |
| Tabela 4.29: | Cálculo da resistência estimada por meio da Equação Nurse e Saul de Maturidade para concreto com CP III 40-RS utilizando a equação: $f = 5,432\ln(\text{FM}) - 23,273$ | 228 |
| Tabela 4.30: | Equações relativas ao gráfico FM x Resistência | 230 |
| Tabela 4.31: | Cálculo da resistência estimada por meio da equação Nurse e Saul de Maturidade para concreto com CP III 40-RS utilizando a equação: $f=7,581\ln(\text{FM}) - 35,677$. | 231 |
| Tabela 4.32: | Equações relativas ao gráfico FM x Resistência | 232 |
| Tabela 4.33: | Cálculo da resistência estimada por meio da equação Nurse e Saul de Maturidade para concreto com CP III 40-RS utilizando a equação: $f=3,7975\ln(\text{FM}) - 11,85$ | 233 |
| Tabela 4.34: | Equações relativas ao gráfico FM x Resistência | 234 |
| Tabela 4.35: | Cálculo da resistência estimada por meio da Equação Nurse e Saul de Maturidade para concreto com CP II E-32 utilizando a equação: $f= 7,7014\ln(\text{FM}) - 26,874$ | 235 |
| Tabela 4.36: | Equações relativas ao gráfico FM x Resistência. | 236 |
| Tabela 4.37: | Cálculo da resistência estimada por meio da Equação Nurse e Saul de Maturidade para concreto com CP II E-32 utilizando a equação: $f= 6,257\ln(\text{FM}) - 24,901$. | 237 |
| Tabela 4.38: | Equações relativas ao gráfico Idade Equivalente x Resistência | 239 |
| Tabela 4.39: | Cálculo da resistência estimada por meio da equação de FHP para o concreto com CP III 40-RS utilizando a equação: $f =8,1302\ln(\text{IE}) - 15,772$. | 240 |
| Tabela 4.40: | Equações relativas ao gráfico Idade Equivalente x Resistência | 241 |

| | | |
|---------------------|---|-----|
| Tabela 4.41: | Cálculo da resistência estimada por meio da equação FHP de idade equivalente para concreto com CP III 40-RS utilizando a equação: $f = 4,296 \ln(IE) - 3,5$. | 242 |
| Tabela 4.42: | Equações relativas ao gráfico Idade Equivalente x Resistência | 243 |
| Tabela 4.43: | Cálculo da resistência estimada por meio da Equação FHP de idade equivalente para concreto com CP II E-32 utilizando a equação: $f = 8,129 \ln(IE) - 6,7277$ | 244 |
| Tabela 4.44: | Equações relativas ao gráfico Idade Equivalente x Resistência | 245 |
| Tabela 4.45: | Cálculo da resistência estimada por meio da equação FHP de idade equivalente para concreto com CP II E-32 utilizando a equação: $f = 7,0698 \ln(IE) - 11,939$ | 246 |
| Tabela 4.46: | Resistência x Id. Equivalentes | 250 |
| Tabela 4.47: | Resistência x Id. Equivalentes | 250 |
| Tabela 4.48: | Resistência x Id. Equivalentes. | 251 |
| Tabela 4.49 | Resistência x Id. Equivalentes | 252 |

SUMÁRIO

| | |
|--|----|
| INTRODUÇÃO | 25 |
| JUSTIFICATIVA E OBJETIVOS | 27 |
| METODOLOGIA DE DESENVOLVIMENTO E ORGANIZAÇÃO A DISSERTAÇÃO | 30 |
| CAPÍTULO 1 | |
| CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL (CAA) | 31 |
| 1.1 ORIGEM E DEFINIÇÃO | 31 |
| 1.2 CARACTERIZAÇÃO DO CAA NO ESTADO FRESCO | 33 |
| 1.2.1 Reologia | 35 |
| 1.2.2 Reometria | 39 |
| 1.2.3 Equipamentos de avaliação das propriedades do CAA | 42 |
| 1.2.3.1 Ensaio de espalhamento | 42 |
| 1.2.3.2 Ensaio do funil em V | 45 |
| 1.2.3.3 Ensaio da caixa em L | 47 |
| 1.2.3.4 Ensaio column technique | 50 |
| 1.2.3.5 Ensaio da caixa em U | 52 |
| 1.2.3.6 Ensaio do Anel Japonês | 54 |
| 1.2.3.7 Ensaio do tubo em U | 55 |
| 1.2.4 Determinação do teor de aditivo | 56 |
| 1.3 MÉTODOS DE DOSAGEM | 59 |
| 1.3.1 Método de dosagem proposto por Repette e Melo | 59 |
| 1.3.2 Aplicação do Método Repette e Melo | 61 |
| 1.3.2.1 Composição da pasta | 61 |
| 1.3.2.2 Composição da argamassa | 62 |
| 1.3.2.3 Composição do concreto | 63 |
| 1.3.2.4 Avaliação das propriedades mecânicas | 64 |

| | | |
|--------------|--|----|
| 1.3.3 | Outros métodos de dosagem do CAA existentes na literatura | 65 |
| 1.3.3.1 | Método de Okamura | 65 |
| 1.3.3.2 | Método de Tutikian | 67 |
| 1.3.3.3 | Método de Alencar | 69 |
| 1.3.3.4 | Método de Gomes | 71 |
| 1.3.3.5 | Justificativa para a escolha do Método Repette e Melo | 73 |

CAPÍTULO 2

A CURA TÉRMICA E O MÉTODO DA MATURIDADE 75

| | | |
|------------|--|-----|
| 2.1 | CURA TÉRMICA DO CONCRETO | 78 |
| 2.1.1 | Fatores que atuam no concreto submetido à cura térmica | 82 |
| 2.1.2 | Efeitos da temperatura de cura nos concretos com cimentos Portland de alto-forno | 85 |
| 2.2 | O CONCEITO DA MATURIDADE APLICADO À CURA TÉRMICA | 86 |
| 2.2.1 | O Método da Maturidade | 88 |
| 2.3 | ENERGIA DE ATIVAÇÃO | 95 |
| 2.3.1 | Aspectos químicos da energia de ativação | 96 |
| 2.3.2 | Normalização para a determinação da energia de ativação (E_a) | 100 |

CAPÍTULO 3

PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL 105

| | | |
|--------------|---|-----|
| 3.1 | PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL PARA DOSAGEM DO CAA | 106 |
| 3.1.1 | Ensaio de caracterização física, química e mecânica dos materiais | 108 |
| 3.1.1.1 | Cimento Portland | 108 |
| 3.1.1.2 | Agregado miúdo | 110 |
| 3.1.1.3 | Agregado graúdo | 113 |
| 3.1.1.4 | Fíler basáltico | 114 |
| 3.1.1.5 | Água | 116 |
| 3.1.1.6 | Aditivo superplastificante | 116 |
| 3.1.2 | Ensaio Preliminares | 118 |
| 3.1.2.1 | Ensaio de Kantro | 118 |

| | | |
|-------------------|---|-----|
| 3.1.3 | Definição de parâmetros básicos para composição da mistura | 121 |
| 3.1.3.1 | Relação água/cimento | 121 |
| 3.1.4 | Estudo da pasta de cimento | 123 |
| 3.1.4.1 | Determinação do teor de finos | 124 |
| 3.1.4.2 | Determinação do teor de saturação do aditivo | 124 |
| 3.1.4.3 | Ensaio Reométrico | 126 |
| 3.1.5 | Composição da argamassa | 127 |
| 3.1.5.1 | Determinação do teor de agregado miúdo | 129 |
| 3.1.6 | Produção do concreto | 133 |
| 3.1.6.1 | Ajuste do agregado graúdo e do aditivo | 134 |
| 3.1.6.2 | Avaliação das propriedades mecânicas do CAA | 140 |
| 3.2 | DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CAA PELO MÉTODO DA MATURIDADE | 141 |
| 3.2.1 | Determinação da Energia de Ativação (Ea) | 141 |
| 3.2.2 | Procedimento experimental para o estudo da cura térmica | 144 |
| 3.2.3 | Cura Úmida | 131 |
| CAPÍTULO 4 | | |
| | ANÁLISE DOS RESULTADOS | 152 |
| 4.1 | COMPATIBILIDADE ENTRE CIMENTOS E ADITIVOS | 153 |
| 4.2 | ESTUDO DA PASTA DE CIMENTO | 158 |
| 4.2.1 | Determinação do teor de finos | 159 |
| 4.2.2 | Determinação do teor de saturação do aditivo | 160 |
| 4.2.2.1 | Ensaio com o Cone de Marsh | 160 |
| 4.2.2.2 | Ensaio Reométrico | 165 |
| 4.3 | ESTUDO DA ARGAMASSA | 167 |
| 4.4 | ESTUDO DO CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL (CAA) | 173 |
| 4.5 | DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL SUBMETIDO À CURA TÉRMICA. | 182 |
| 4.5.1 | Determinação Experimental da Energia Aparente de Ativação | 182 |
| 4.5.1.1 | Concreto auto-adensável com cimento CP II E-32 | 182 |
| 4.5.1.2 | Concreto auto-adensável com cimento CP III 40-RS | 187 |

| | | |
|--------------|---|------------|
| 4.5.1.3 | Análise comparativa da energia aparente de ativação (E_a) | 191 |
| 4.5.2 | Estudo e avaliação dos dados de temperatura obtidos no ensaio de cura térmica obtidos no ensaio de cura térmica | 193 |
| 4.5.2.1 | Ciclos de cura e patamar de cura | 193 |
| 4.5.2.2 | Evolução da temperatura no período de cura térmica | 196 |
| 4.5.2.3 | Evolução da temperatura no período de cura úmida até os 91 dias | 199 |
| 4.5.2.4 | Análise da resistência à compressão para os concretos nos patamares isotérmicos de cura | 202 |
| 4.5.3 | Análise da resistência à compressão dos concretos submetidos ao processo de cura úmida | 209 |
| 4.5.4 | Análise da resistência à compressão dos concretos utilizando equações das resistências no patamar de cura e nas idades avançadas | 217 |
| 4.5.5 | Análise da maturidade pela Equação de Nurse e Saul | 224 |
| 4.5.6 | Análise da maturidade pela Equação de Freiesleben - Hansen e Pedersen (FHP) | 238 |
| 4.6 | ANÁLISE DOS RESULTADOS SEGUNDO OS PROCESSOS DE CURA E COMENTÁRIOS | 247 |

Capítulo 5

| | |
|-----------------------------|------------|
| CONSIDERAÇÕES FINAIS | 254 |
|-----------------------------|------------|

| | | |
|----------------|--|------------|
| 5.1 | CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE A PESQUISA | 254 |
| 5.2 | CONCLUSÕES DO TRABALHO | 256 |
| 5.3 | SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS | 258 |
| | REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 260 |
| | Apêndice I | |
| A.I | Ensaio de Kantro | 272 |
| | Apêndice II | |
| A. II | Determinação do teor de saturação da pasta pelo ensaio utilizando o reômetro. | 275 |
| | Anexo I | |
| Anexo I | Ensaio granulometria do filer basáltico. | 277 |

INTRODUÇÃO

As exigências no padrão de qualidade das estruturas de concreto armado têm incentivado estudos para melhorar características mecânicas de adensamento e de outras propriedades que garantam a estabilidade e a durabilidade dos elementos estruturais. Por sua vez, procedimentos inadequados de adensamento, também, levam ao comprometimento da durabilidade das estruturas de concreto.

Mais recentemente, no final da década de 80, engenheiros japoneses começaram a desenvolver um novo tipo de concreto capaz de eliminar o uso da vibração mecânica (agulhas) no processo de adensamento (OKAMURA, 1997). Esta nova concepção surgiu como resposta à gradual redução no número de profissionais qualificados para a correta execução deste trabalho na construção civil no Japão.

Surgiu, então, o concreto auto-adensável (CAA), que, segundo De Schutter et al. (2008), é aquele capaz de manter sua habilidade passante, preenchendo o interior de formas altamente armadas por meio, unicamente, de seu peso próprio, eliminando a necessidade de compactação. O CAA é um material denso, adequadamente homogêneo, resiste à segregação e mantém a sua composição estável durante as etapas de transporte e concretagem.

Para satisfazer esses requisitos, análises são feitas por meio de ensaios apropriados que consideram sua capacidade de espalhamento e a fluidez. No estado fresco, o concreto auto-adensável apresenta desde o início de sua elaboração (fases da pasta, argamassa e posteriormente o concreto) um comportamento reológico do tipo de um fluido não-newtoniano Binghamiano.

Devido a estas características, o CAA permite a execução de serviços com acabamentos mais livres de defeitos e reduz o custo da mão de obra. Por isto, já vem sendo empregado com bastante sucesso em fábricas de pré-moldados, sobretudo, na Europa e no Japão.

As estatísticas referentes ao crescimento das companhias do setor de construção mostram que existe uma tendência mundial crescente do uso do CAA com finalidade

estrutural, especialmente com a utilização da tecnologia dos pré-moldados. No Brasil, algumas indústrias ligadas a estes setores estão utilizando o CAA em boa parte de sua produção.

Para acelerar a produção em fábrica, empregam-se métodos que permitem antecipar o ganho da resistência do concreto. Um desses procedimentos é a cura térmica a vapor, que permite acelerar o processo de hidratação do cimento, levando ao enrijecimento das peças de concreto em um período de tempo menor, facilitando as etapas de desforma e manuseio dos elementos estruturais.

O método da maturidade é procedimento de ensaio não destrutivo que permite avaliar as propriedades mecânicas do concreto, sobretudo quando este está sendo submetido a um processo de cura térmica. Proposto inicialmente por Saul (1949), e posteriormente aprimorado por Freiesleben-Hansen e Pedersen (FHP) (1977), o método da maturidade leva em consideração a evolução das temperaturas do material ao longo do tempo.

Para seu aprimoramento, Freiesleben-Hansen e Pedersen (1977) se basearam no modelo de Arrhenius (ASTM C 1074, 1998) para a cinética das reações químicas, no qual as propriedades do concreto são expressas em termos de idades equivalentes a uma temperatura de referência (T_r). Para tanto, considera-se o parâmetro relacionado à sensibilidade térmica da mistura, o qual é denominado de energia aparente de ativação (E_a).

A energia aparente de ativação simboliza a quantidade de energia necessária para que os reagentes consigam dar início a uma reação química, ou seja, é a diferença entre os níveis de energia dos reagentes e o estado de ativação da reação (GAUTHIER ; REGOURD, 1982).

Neste contexto, o presente trabalho avaliou o comportamento do concreto auto-adensável, quando submetido ao processo de cura térmica a vapor, visando uma análise comparativa das resistências à compressão e uma análise utilizando o método da maturidade.

JUSTIFICATIVA E OBJETIVO

Diversas pesquisas têm sido desenvolvidas para melhor conhecer e compreender o comportamento do CAA quer seja no estado fresco como no estado endurecido. Alguns países como os Estados Unidos e Japão e a comunidade Européia já se preocuparam em normalizar os ensaios de caracterização do CAA. No Brasil, a primeira norma sobre o concreto auto-adensável é a NBR 15823 (2010).

Na área de controle tecnológico do concreto, as pesquisas sobre o CAA se direcionam para o uso de seus componentes e para os métodos de dosagem, visando não somente o custo de produção do concreto em si, mas também a racionalização do processo de fabricação, conferindo benefícios econômicos, tecnológicos e ambientais (MELO, 2005).

Segundo Tutikian (2007), o CAA é um dos setores de tecnologia de concreto com potencial de desenvolvimento mais promissor que, sendo aplicado corretamente, produz um concreto com trabalhabilidade adequada, eliminando o adensamento mecânico no seu processo de fabricação, com níveis de resistência condizente com o requerido em projeto.

A trabalhabilidade e a ausência de segregação são duas propriedades básicas do CAA no estado fresco, que estabelecem critérios de auto-adensabilidade ao concreto, evidenciando que um dos seus aspectos mais importantes está na utilização de uma metodologia adequada para sua dosagem.

Alencar (2008), Tutikian (2007) e Repette e Melo (2005) são alguns dos pesquisadores brasileiros que propõem métodos de dosagem com eficácia comprovada. Dentre estes, o método proposto por Repette e Melo (2005) aborda os aspectos reológicos na dosagem do concreto, buscando avaliar e validar os ensaios da pasta, argamassa e posteriormente do concreto no seu estado fresco.

Dentro desse contexto, o presente trabalho busca, num primeiro momento, usar a metodologia de dosagem proposta por Repette e Melo (2005) utilizando dois tipos distintos de cimento Portland, finos de origem basáltica e agregados oriundos da região Noroeste do Estado de São Paulo. A realização de estudos reológicos sejam

na pasta, na argamassa como no concreto no estado fresco, visam à utilização desse concreto numa indústria de pré-moldados.

Em se tratando de utilizar o concreto auto-adensável na indústria de pré-moldados, cabe ressaltar que, a utilização da cura térmica para acelerar o ganho de resistência do concreto nas primeiras idades dinamiza o processo de produção de estruturas de concreto, facilitando as etapas de desforma e manuseio de elementos estruturais e, favorecendo, assim, o processo de fabricação.

Um dos métodos não destrutivos utilizados em estudos para avaliação da resistência de concretos submetidos à cura térmica é o Método da Maturidade. Algumas funções são utilizadas para o estudo da maturidade, como a função desenvolvida por Freiesleben-Hansen e Pedersen (FHP) e a desenvolvida por Nurse e Saul (Nurse e Saul). Com a utilização das equações de maturidade, são obtidos os valores de resistência do elemento estrutural a partir do seu histórico de temperaturas, podendo assim estimar o tempo necessário para a desforma dos elementos estruturais *in loco*.

Assim sendo, o principal propósito desse trabalho é, a partir das composições estabelecidas para o CAA, avaliar para tipos distintos de cimento usualmente encontrados no mercado da construção civil, qual deles apresenta a melhor opção em termos de tempo de patamar de cura térmica e em termos de temperatura para ser usado na indústria de pré-moldados.

Dessa maneira, como objetivos principais tem-se:

- a. Estabelecer duas composições de CAA com classe de resistência de 40 MPa, que diferem por apresentarem na sua composição tipos diferentes de cimento Portland, a saber: cimento CII E-32 e cimento CIII 40-RS e usando a metodologia de dosagem proposta por Repette e Melo (2005);
- b. Dentro da metodologia empregada, avaliar o comportamento reológico da pasta, argamassa e concreto, validando os ensaios propostos pela EFNARC (2001) e correlacionando-os com ensaios efetuados no reômetro

R/S Rheometer, fabricado pela “Brookfield Engineering Laboratories”, disponível no Departamento de Engenharia Civil da UNESP;

- c. Determinar os valores de energia aparente de ativação, para cada concreto, segundo o procedimento descrito na ASTM C 1074 (1998);
- d. Avaliar as propriedades mecânicas de resistência à compressão (f_c) dos CAAs submetidos à cura térmica e à cura em câmara úmida fazendo uma análise comparativa entre estas resistências;
- e. Estimar a resistência à compressão dos diferentes concretos, por meio do método da maturidade.

Como objetivos secundários tem-se:

- a. Determinar uma correlação entre os teores de aditivos em pastas, argamassas e concretos do CAA;
- b. Correlacionar as resistências à compressão para todos os concretos ensaiados;
- c. Avaliar a influência dos tipos de cimentos na resistência do concreto.

METODOLOGIA DE DESENVOLVIMENTO E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

“INTRODUÇÃO” – são feitas considerações iniciais a respeito da pesquisa, identificando o contexto do tema escolhido, as justificativas da escolha e os objetivos do trabalho.

Capítulo 1 – “CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL (CAA)” – são abordados os aspectos gerais relacionados a ensaios de caracterização do concreto auto-adensável e os métodos de dosagem existentes na literatura.

Capítulo 2 – “CURA TÉRMICA” – faz-se uma consideração sobre os efeitos da cura térmica no concreto e é abordado o conceito da maturidade aplicado à cura térmica. Também é apresentado o procedimento para a obtenção da energia aparente de ativação.

Capítulo 3 – “PROGRAMA DE ENSAIOS” – aborda-se a caracterização dos materiais necessários à realização da pesquisa, bem como o planejamento dos experimentos e a metodologia empregada.

Capítulo 4 – “ANÁLISE DE RESULTADOS” – apresenta os resultados obtidos nos ensaios, assim como as análises e discussões desses resultados.

Capítulo 5 – “CONSIDERAÇÕES FINAIS” – são apresentadas as considerações finais e sugestões para trabalhos futuros.



CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL (CAA)

1.1 ORIGEM E DEFINIÇÃO

Durante a década de 80 houve uma diminuição gradativa no número de trabalhadores qualificados na construção civil japonesa, ocasionando uma redução na qualidade das estruturas de concreto armado, apresentando freqüentes problemas de adensamento em seu processo de concretagem.

Os engenheiros e pesquisadores japoneses começaram a estudar um novo tipo de material concreto para solucionar esses problemas freqüentes, e que satisfizesse as seguintes exigências (OKAMURA (1997)):

- α. Eliminar a necessidade de vibração;
- β. Reduzir o número de trabalhadores durante o processo de concretagem;
- χ. Melhorar a qualidade global das estruturas;
- δ. Desenvolver material viável economicamente.

Os parâmetros estabelecidos permitiram aos professores da Universidade de Tóquio, a partir de 1983, a iniciar um estudo de um concreto inovador, com características próprias e que iniciou novas fronteiras para a indústria do concreto.

No protótipo sugerido por Hajime Okamura, as especificações deste concreto inovador seguiram três propriedades em cada uma de suas fases (OKAMURA ; OUCHI, 2003):

- a. Estado Fresco: auto-compactável (o concreto teria que percorrer toda a forma, por ação do seu peso próprio, sem a necessidade de qualquer tipo de adensamento mecânico);
- b. Idade Inicial: eliminação dos defeitos iniciais (sem falhas na superfície do elemento concretado);
- c. Estado endurecido: proteção contra fatores externos (concreto com alta durabilidade).

Assim foram sugeridos os primeiros estudos sobre um concreto (Figura 1.1) que não necessitaria de adensamento mecânico, denominado concreto auto-adensável (CAA).



Figura 1.1: Simpósio de 1999 na Suécia: Visita técnica a uma ponte com laje concretada com CAA.

Em 1988 Ozawa analisou o fluxo do CAA e observou que seu comportamento era interrompido pelo contato entre os agregados graúdos ao tentar passar por uma abertura, sob fluxo confinado. O pesquisador observou que qualquer mudança no trajeto das partículas do agregado que eram confinados e direcionados em torno de uma passagem, poderiam resultar na formação de um arqueamento de agregados

na entrada desta passagem, ocasionando o bloqueio da abertura e interrupção da fluidez do concreto remanescente, (GOMES ; BARROS, 2009). A Figura 1.2 ilustra o bloqueio do agregado graúdo.

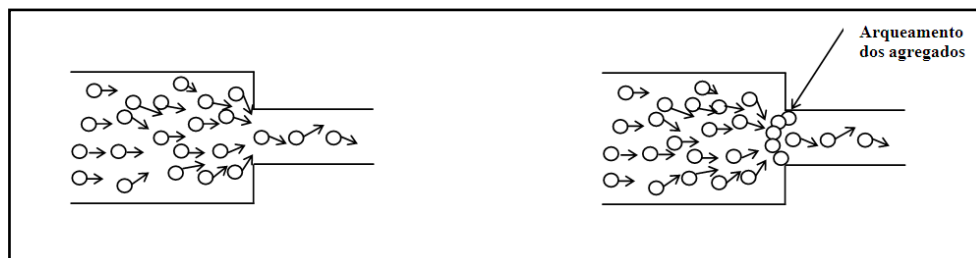


Figura 1.2: Modelo ilustrativo do mecanismo de bloqueio do agregado graúdo.

Fonte: Takada e Tangtermsirikul *apud* Wüstholtz, 2003 (adaptado).

A hipótese do mecanismo de arqueamento considera uma estrutura coletiva que impede o fluxo do concreto, onde os agregados com dimensões que, em relação à extensão da abertura em que a mistura se encontra confinada, formam bloqueio pelo volume do agregado graúdo ser elevado em relação à mistura em si e ao formato das partículas se afastarem do formato esférico, (TESTING-SCC, 2005).

Novos estudos foram feitos então, sobretudo em relação à dimensão ideal dos agregados a serem usados, até que se resultou num concreto com capacidade de fluidez que dispensava o adensamento mecânico.

1.2 CARACTERIZAÇÃO DO CAA NO ESTADO FRESCO

O comportamento do CAA no estado fresco é a razão fundamental para diferenciá-lo do concreto convencional. A alta deformabilidade motiva um estudo diferenciado

ligado a certos princípios reológicos para se compreender o porquê da necessidade dos ensaios específicos para este tipo de concreto.

A idéia que o CAA engloba em sua dosagem, não envolve somente a alta deformabilidade da pasta e da argamassa, mas uma propriedade muito importante para o concreto ser considerado auto-adensável, que é a resistência à segregação entre o agregado graúdo e a argamassa (OKAMURA ; OUCHI, 2003).

O comportamento do concreto fresco durante seu lançamento e sua estabilização são influenciados basicamente por suas características reológicas, e esse comportamento é caracterizado por meio de sua tensão crítica e da viscosidade plástica, valores que são obtidos estudando a capacidade de deformação da mistura em si (NUNES, 2001).

Segundo Banfill (1994), alguns materiais incorporados no CAA podem afetar seu comportamento reológico. A Tabela 1.1 apresenta os principais fatores que afetam a reologia da argamassa cujos efeitos são representativos do concreto.

Tabela 1.1: Efeito de diferentes materiais na reologia da argamassa do CAA.

| Ação | Efeito na tensão de escoamento | Efeito na viscosidade plástica |
|--|--------------------------------|--------------------------------|
| Aumento no volume de água | Redução | Redução |
| Aumento na quantidade de agregado miúdo | Aumento | Aumento |
| Aumento na quantidade de cimento | Aumento | Aumento |
| Aumento na finura do agregado miúdo | Aumento | Aumento / Sem efeito |
| Emprego de aditivo plastificante | Redução | Sem efeito |
| Emprego de aditivo incorporador de ar | Sem efeito | Redução |
| Substituição de parte do cimento por cinzas volantes | Redução | Redução |
| Substituição de parte do cimento por sílica ativa | Aumento | Redução |

Fonte: Banfill, 1994.

1.2.1 Reologia

A reologia é considerada como a ciência que estuda a fluidez e a deformação da matéria, e inclui os líquidos, sólidos e gases. Segundo Koehler e Fowler (2004), apesar do concreto fresco ser considerado um fluido, sua caracterização reológica é complicada pelo fato do concreto ser um material complexo com propriedades dependentes do tempo e apresenta uma grande variação no tamanho das partículas.

Quando um concreto sofre uma deformação, ocorre uma interação interna entre as partículas, e essa interação está ligada à superfície específica dos sólidos, distância entre as partículas e do conteúdo de água da suspensão. A deformação do concreto depende da resistência interna de interação dos materiais constituintes, sendo esta resistência diretamente ligada à viscosidade (SANTOS, 2003).

Segundo Tartterssall (1976), Isaac Newton desenvolveu a lei básica da viscosimetria, que propõe um gráfico linear, onde a reta tem início na origem da curva de fluxo e sobe com inclinação constante, e cujo inverso da inclinação representa o coeficiente de viscosidade (constante). Este fluido é denominado newtoniano, pois apresenta uma relação constante entre a tensão de cisalhamento e a taxa de cisalhamento, independente da deformação e do tempo.

Mas essa relação entre a tensão de cisalhamento e a taxa de cisalhamento, que caracteriza reologicamente um fluido, pode apresentar outros tipos de comportamento, neste caso, os fluidos não-newtonianos.

Para Santos (2003), um conceito simplificado de fluido encontrada na literatura clássica é que o “*fluido é toda matéria que se deforma com a aplicação da mínima tensão de cisalhamento*”. Entretanto, quando esses são denominados não-newtonianos, tem tendências a suportar pequenas tensões de cisalhamento aplicadas sem apresentar deformação alguma.

Estes fluidos são divididos em três grupos, classificados de acordo com seu comportamento:

- Fluidos independentes do tempo: São aqueles onde a taxa de cisalhamento em qualquer ponto é função apenas da tensão de cisalhamento naquele ponto, sendo subdivididos em fluidos pseudoplásticos, dilatantes e binghamianos.
- Fluidos dependentes do tempo: São aqueles sistemas em que a relação entre a tensão de cisalhamento e a taxa de cisalhamento depende do tempo em que o fluido foi cisalhado, sendo subdivididos em fluidos tixotrópicos e reopéticos;
- Fluidos viscoelásticos: São aqueles sistemas que apresentam tanto características de sólidos quanto de líquidos e que exibem uma recuperação elástica parcial após a deformação.

Considerando que em escala macroscópica um concreto fresco flui como um líquido, e que termos como trabalhabilidade, consistência, capacidade de escoamento, mobilidade e capacidade de bombeamento são usados para descrever seu comportamento, torna-se adequado buscar conceitos da reologia para definir o concreto fresco (CASTRO, 2007).

O concreto fresco é uma suspensão de agregados na pasta de cimento, sendo a pasta de cimento uma suspensão de grãos de cimento na água. O fluxo do concreto se inicia em toda a massa quando a tensão aplicada fica acima de um determinado valor, denominada de tensão crítica (FAVA ; FORNASIER, 2004).

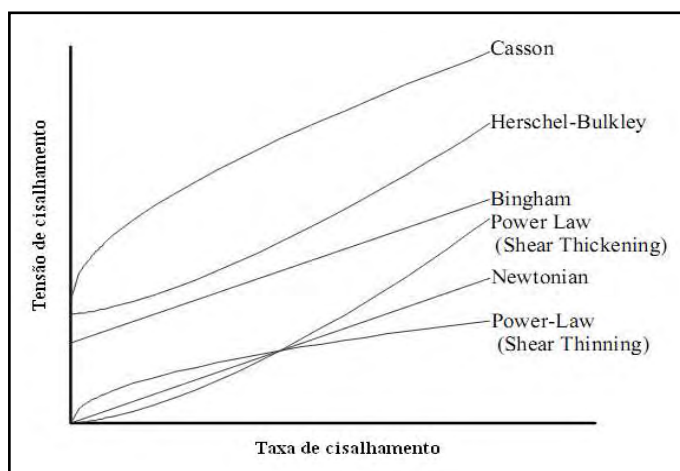
Esse comportamento se assemelha ao comportamento de um fluido de Bingham, sendo mais próximo do caso particular do modelo de Herschel-Bulkley, evidência amplamente divulgada na literatura (ALENCAR, 2008; CASTRO, 2007). As equações que relacionam a tensão de cisalhamento com a taxa de cisalhamento, comumente usadas para descrever o comportamento de fluidos newtonianos e não-newtonianos estão apresentadas na Tabela 1.2.

Tabela 1.2: Equações dos comportamentos dos fluidos.

| Nome do modelo | Equação desenvolvida |
|-------------------------------|---|
| Newton | $\tau = \mu\dot{\gamma}$ |
| Bingham | $\tau = \tau_o + \mu\dot{\gamma}$ |
| Herschel-Bulkley | $\tau = \tau_o + K\dot{\gamma}^n$ |
| Lei das potências | $\tau = A\dot{\gamma}^n$ $n = 1$, para fluido newtoniano $n > 1$, para fluido dilatante $n < 1$, para fluido pseudoplástico |
| Vom Berg, Ostwald-de-Waele | $\tau = \tau_o + Bsen^{-1}(\dot{\gamma}/C)$ |
| Robertson-Stiff | $\tau = a(\dot{\gamma} + C)^b$ |
| Eyring | $\tau = a\dot{\gamma} + Bsen^{-1}(\dot{\gamma}/C)$ |
| Atzeni <i>et al.</i> | $\dot{\gamma} = \alpha\tau^2 + \beta\tau + \delta$ |

Obs.: τ = tensão de cisalhamento;
 τ_o = tensão de escoamento;
 μ = viscosidade;
 $\dot{\gamma}$ = taxa de cisalhamento;
 $A, a, B, b, C, K, \alpha, \beta, \delta$ = constantes.

A relação entre a tensão de cisalhamento e a taxa de cisalhamento é representada graficamente em uma curva de escoamento. Seis das mais comuns representações gráficas são ilustradas na Figura 1.3.

**Figura 1.3:** Relação básica de curvas de escoamento.

Fonte: Koehler e Fowler, 2004.

A tensão crítica representa a tensão cisalhante a ser aplicada no material para que o mesmo possa se deformar, para uma taxa de cisalhamento relacionada. A declividade da reta (taxa de cisalhamento x tensão de cisalhamento) corresponde à viscosidade plástica. A Figura 1.4 ilustra o comportamento dos concretos, onde o CAA está associado ao campo com valores de tensão cisalhante pequena e com uma viscosidade plástica adequada.

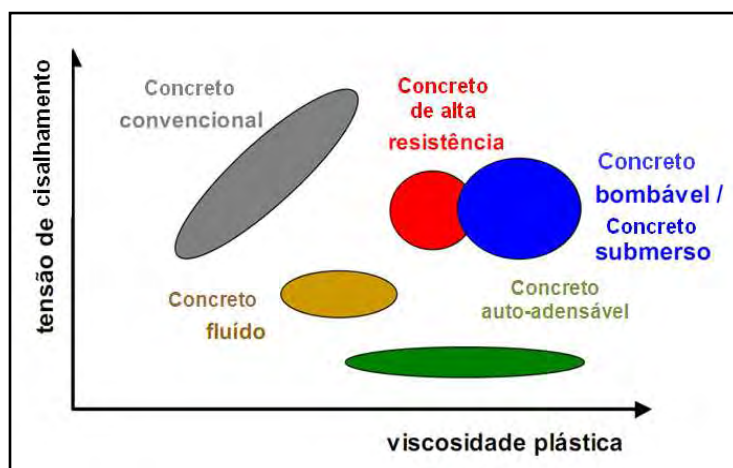


Figura 1.4: Comportamento reológico do concreto em função de sua utilização.

Fonte: Nunes, 2001.

1.2.2 – Reometria

A reometria é definida como sendo o estudo das técnicas que possibilitam mensurar as propriedades reológicas de um fluido, e é aplicada para definir as características do fluido a partir de medições feitas em escoamentos simples e controlado.

Na prática, a fim de se mensurar a viscosidade de um fluido, este deve ser confinado em aparelhos denominados reômetros, que possuem condições de borda fixas (dentro de um tubo, entre placas paralelas, entre cilindros concêntricos, etc.) A Figura 1.5 ilustra reômetros de fluidos confinados.

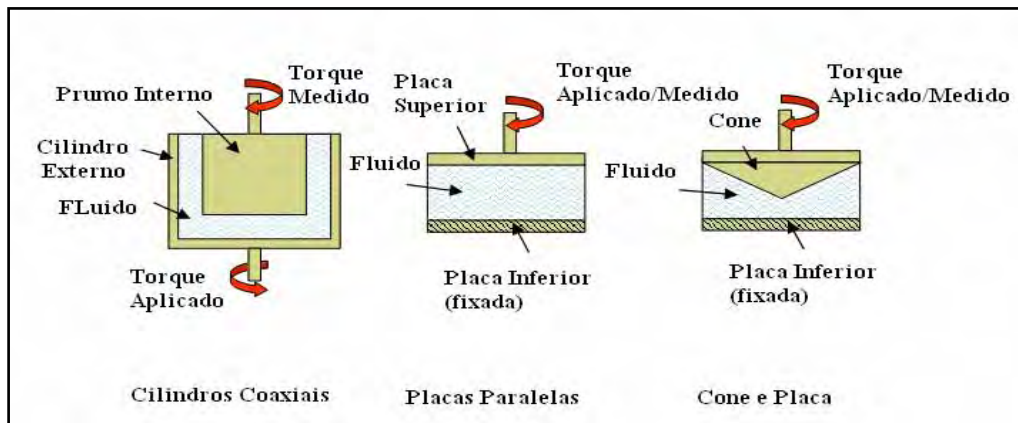


Figura 1.5: Reômetros de Geometrias Rotacionais Típicas.

Fonte: Koehler e Fowler, 2004.

Dentre os reômetros convencionais, o dispositivo denominado *Vane*, ilustrado na Figura 1.6, substitui o cilindro interno do reômetro, e é vantajoso para a medição da tensão crítica de um fluido de partículas maiores que as especificadas para ensaios no cilindro coaxial.

O ensaio com o *Vane* é considerado o melhor teste em suspensões concentradas com tensão crítica acima de 10 Pa (BARNES ; NGUYEN, 2001). O equipamento *Vane* tem sido utilizado comercialmente desde 1950, e desde então, tem sido empregado para mensurar uma enorme variedade de suspensões concentradas, como pesquisado por Barnes e Nguyen (2001).

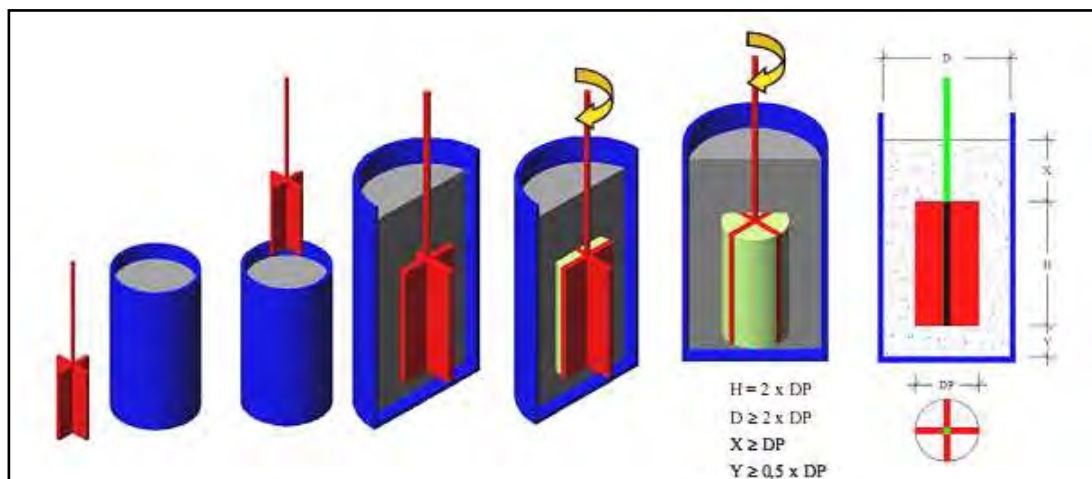


Figura 1.6: Representação esquemática do teste em Vane.

Fonte: Filho *et al.*, 2002.

O reômetro instalado no Laboratório de Hidrologia e Hidrometria – FEIS/UNESP utilizado nos ensaios de reometria desta pesquisa é o Reômetro R/S *Brookfield*, ilustrado na Figura 1.7, que fornece os parâmetros para vários modelos reológicos assim como as curvas de tensão x deformação das misturas ensaiadas. Pode ser utilizado tanto para controlar a deformação, medindo-se a tensão correspondente, como para controlar a tensão, medindo-se a deformação causada (SANTOS, 2003).

A medição no reômetro é feita pelos “*spindles*”, também ilustrado na Figura 1.7, sendo estes acessórios com os quais se realizam os testes de cisalhamento. A escolha do tipo de *spindles* é feita de acordo com a faixa de viscosidade na qual o acessório pode trabalhar, ou seja, escolhe-se o dispositivo cuja faixa abranja a viscosidade aproximada do material a ser ensaiado.



(a)

(b)

Figura 1.7: (a) Reômetro R/S instalado no Laboratório de Hidrologia e Hidrometria – FEIS/UNESP, (b) “Spindles”.

Fonte: Santos, 2003.

Segundo Gomes (2002), os valores de tensão crítica e viscosidade plástica das curvas de fluxo de CAA dependem do equipamento utilizado no ensaio. A Tabela 1.3 apresenta os valores reológicos dos CAA citados na literatura.

Tabela 1.3: Valores de tensão crítica e viscosidade plástica encontrados nas literaturas

| | Equipamento | Tensão Crítica (Pa) | Viscosidade Plástica (Pa.s) |
|--|------------------|---------------------|-----------------------------|
| Kawai e Hashida (1994) | Viscosímetro | 50 | 30 á 80 |
| Sedran et al. (1996) | BTRHEOM™ | < 500 | 100 á 200 |
| Wallevik e Nielsson (1998) e Fieldjestol et al. (2003) | Viscosímetro BML | 30 á 80 | 10 á 40 |
| Billberg (2001) | Viscosímetro | 10 á 50 | 20 á 30 |
| Zerbino et al. (2006) | Viscosímetro | < 60 | 30 á 100 |

1.2.3 Equipamentos de avaliação das propriedades do CAA

Diversos métodos de ensaios foram propostos para o CAA, todos eles relacionados indiretamente aos parâmetros reológicos. Okamura e Ouchi (2003) especificam que para a caracterização das propriedades do CAA, devem ser estabelecidas algumas metas para os ensaios de dosagem, a saber.

- a. Ponderar se realmente o tipo de concreto a ser utilizado na estrutura é o auto-adensável;
- b. Ajustar a proporção de materiais quando a auto-adensabilidade não for suficiente;
- c. Caracterizar os materiais.

A seguir são especificados os diversos tipos de ensaios e seus respectivos equipamentos, utilizados para a avaliação das propriedades reológicas do CAA, muitos deles já especificados pelas recomendações técnicas européias, japonesas e americanas. Vale ressaltar que, no Brasil, já existe a norma de ensaios do CAA, a NBR 15823 (2010).

1.2.3.1 Ensaio de espalhamento

O ensaio de espalhamento, ou slump flow, é utilizado para medir a capacidade do concreto auto-adensável de fluir livremente sem segregar e é um teste simples que se assemelha o ensaio de abatimento para concretos convencionais.

O ensaio de slump flow ou ensaio de espalhamento é normalizado pela ASTM C 1611/C (2006), ASTM C 1611M (2006) e EN 12350-8 (2007) e consiste em preencher com concreto o molde de uma forma tronco-cônica sem compactar nem golpear, levantar o cone sobre uma chapa de aço com dimensões 90 cm x 94 cm, com espessura de 3 mm não absorvente e ligeiramente umedecida e verificar como ocorreu o espalhamento do concreto. Para o ensaio na pasta e argamassa a forma tronco cônica tem dimensões reduzidas. As formas estão ilustradas na Figura 1.8.

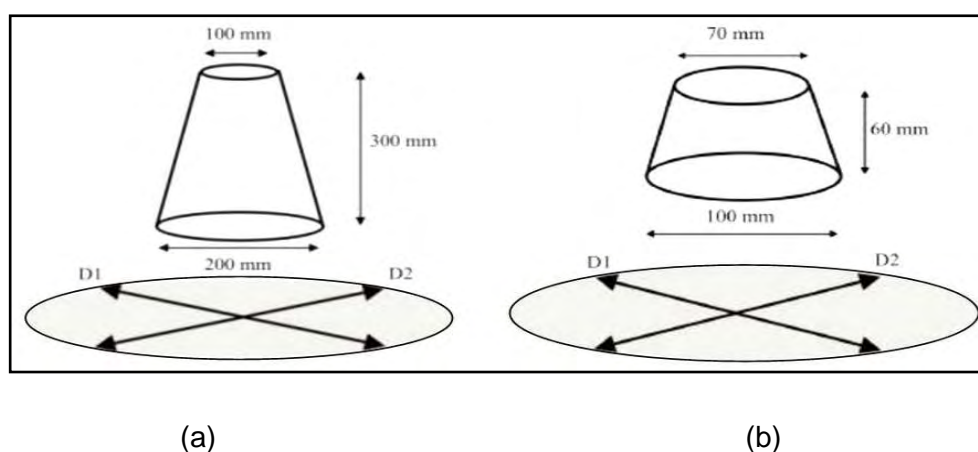


Figura 1.8: Ensaio de espalhamento (*slump flow*): (a) concreto, (b) argamassa.

Fonte: Nunes, 2001.

O concreto deverá fluir livremente até seu peso próprio superar a tensão de escoamento e parar, sem indícios de exsudação formando um círculo no plano da chapa, quando a tensão por unidade de área se igualar a tensão de escoamento.

Devem ser feitas duas medidas do diâmetro do círculo de concreto formado na chapa, para determinar a média dos dois diâmetros. Esse resultado do ensaio permite uma correlação com a tensão crítica do concreto, pois segundo Fava e Fornasier (2004) quanto maior for o espalhamento, menor será a tensão crítica. O ensaio ainda permite uma análise visual da mistura, para verificar a ocorrência de segregação e exsudação. O que pode ser evidenciada na Figura 1.9:

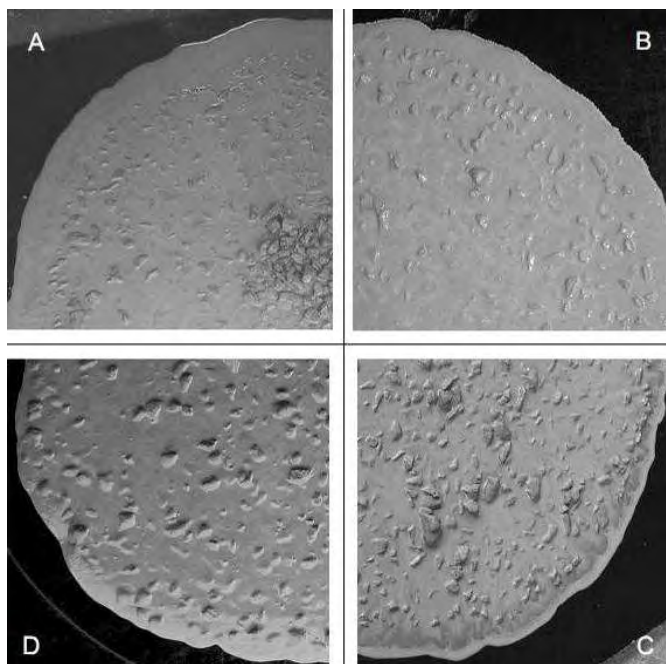


Figura 1.9: Aspecto Visual do CAA

Fonte: Alencar, 2008.

De acordo com a consistência do CAA, o European Project Group – EPG (2005) estabelece critérios para descrever os parâmetros dos níveis de espalhamento do concreto, e classifica-os em três níveis principais:

- a. Espalhamento entre 550 mm e 650 mm: possuem espalhamento horizontal de pequena extensão, e são utilizados comumente em peças com baixa quantidade de armadura, de pouca extensão e topo livre;
- b. Espalhamento entre 660 mm e 750 mm: segundo Belohuby e Alencar (2007) este concreto é mais adequado para a grande maioria das aplicações em fábricas de pré-moldados, chegando a ser utilizado em 85% dos elementos estruturais nestas indústrias;
- c. Espalhamento entre 760 mm e 850 mm: é um concreto de custo elevado, por apresentar um alto volume de argamassa e ser geralmente produzido com agregado graúdo de dimensão menor que 16 mm. Sua utilização está ligada a estruturas com taxas de armadura elevadíssima e formas muito complexas.

Este ensaio está especificado como obrigatório na norma europeia, na norma francesa, entre outras e também estará na norma brasileira em elaboração.

1.2.3.2 Ensaio do funil em V

O ensaio do funil em V, ou ensaio V-funnel, foi desenvolvido por Okamura e Ozawa (1995) e propõe avaliar de forma qualitativa a viscosidade aparente do concreto, sob fluxo confinado.

O ensaio é normalizado pela EN 12350-9, 2007 e consiste em preencher com CAA um equipamento formado por uma caixa em forma de V, com suas dimensões em 60 cm de altura, seção transversal superior de 7,5 cm x 51,5 cm, com uma abertura na extremidade inferior de 7,5 cm x 6,5 cm de seção transversal, onde se encontra uma tampa metálica de contenção. No ensaio da argamassa a caixa em V tem dimensões reduzidas.

Para a realização do ensaio *V-funnel*, a caixa é preenchido com CAA, e após aberta a tampa de contenção, o mesmo escoar, com fluxo restrito. Deve ser feito o registro do tempo que o concreto leva para escoar por esse aparelho. A Figura 1.10 ilustra o equipamento de ensaio *V-funnel* para o CAA.

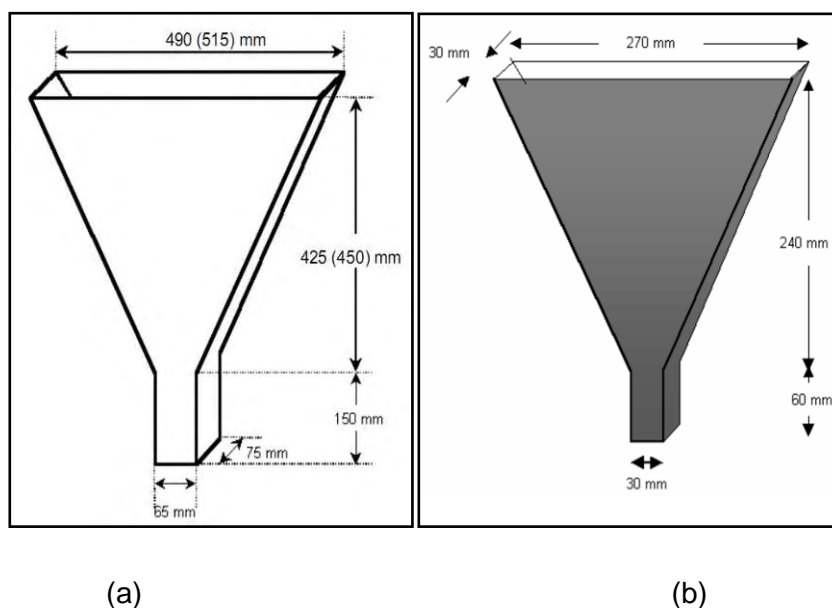


Figura 1.10: *V-funnel*: (a) concreto, (b) argamassa.

Fonte: Nunes, 2001.

Com esse aparelho consegue-se avaliar a viscosidade do material ensaiado relacionando-o com o tempo, de modo que, um período de passagem prolongado representa uma maior viscosidade plástica da mistura.

De acordo com a consistência do CAA, o EPG (2005) estabelece critérios para descrever os parâmetros dos níveis de resistência ao espalhamento do concreto, preferencialmente em projetos que utilizem estruturas densamente armadas e que necessitem de boa superfície de acabamento, classificando-os em:

- a. Tempo de escoamento menor ou igual há 8 segundos: segundo Alencar (2008) concreto com essa especificação tem um escoamento adequado para preencher integralmente fôrmas densamente armadas pelo seu peso próprio. Tem boa qualidade de superfície acabada e se autonivela, mas o concreto se torna mais suscetível a exsudação e a segregação;
- b. Tempo de escoamento entre 9 segundos e 25 segundos: é útil somente em casos específicos em fôrmas que tem pressão hidrostática limitada.

A Figura 1.11 ilustra o ensaio do funil em V.



Figura 1.11: Ensaio de Funil em V

1.2.3.3 Ensaio da caixa em L

O ensaio da caixa em L, ou ensaio L-box, tem seus procedimentos estabelecidos pela EFNARC (2002), EPG (2005) e EN 12350-10 (2007), sendo que a EFNARC (2002) propõe um dimensionamento da *L-box* diferenciado em relação às outras normas, com um comprimento menor de base do compartimento horizontal da caixa. Este equipamento consiste em uma caixa em formato em L, com o compartimento vertical de dimensão 10 cm x 20 cm e 60 cm de altura, e um compartimento horizontal de dimensão 15 cm x 20 cm e 80 cm de comprimento. O compartimento vertical é separado do horizontal por uma portinhola móvel e uma fileira de duas ou três barras de aço fixas (dependendo do nível de auto adensabilidade requerido). A Figura 1.12 ilustra o referido equipamento.

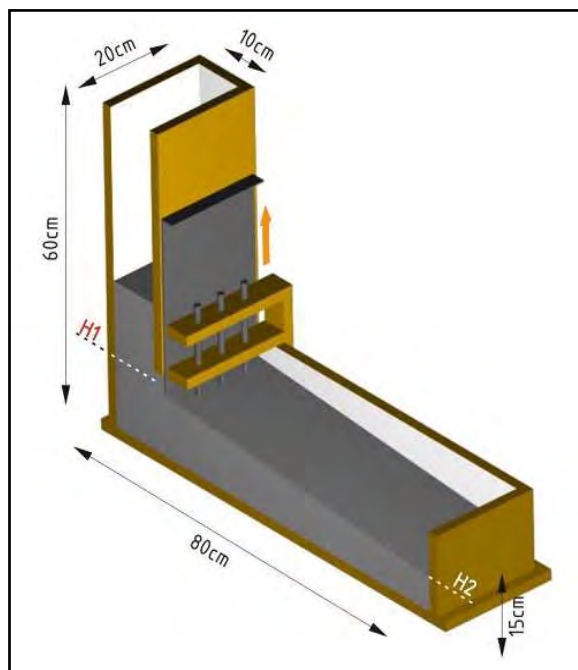


Figura 1.12: Corte esquemático do *L-box* ou caixa-L.

Fonte: Alencar, 2008.

O ensaio consiste em preencher a parte vertical com concreto e deixar o mesmo ficar um minuto em repouso e depois se abre a portinhola, fazendo a intercomunicação do compartimento vertical com o horizontal, deixando o concreto escoar para o compartimento horizontal. A verificação da capacidade de escoamento e habilidade passante do concreto é verificada por meio da relação entre as medidas das alturas H2 e H1.

Este teste analisa a capacidade do concreto de passar por meio de uma armadura, medindo a fluidez e a capacidade do concreto de passar por obstáculos, permanecendo coeso, sem que ocorram segregação nem bloqueio do agregado graúdo

De acordo com a consistência do CAA, o EPG (2005) estabelece critérios para descrever os parâmetros H2 e H1 obtidos pelo ensaio que avalia a habilidade passante do concreto, e classifica-os de acordo com o número de barras de aço do equipamento:

- a. (2 barras de aço) – $H2/H1$ maior que 0,80: valor utilizado para aplicação do concreto em estruturas mais simples com vão, entre 8 cm e 10 cm, e com pequena quantidade de armadura, e em estruturas verticais, pois a gravidade auxilia no espalhamento;
- b. (3 barras de aço) – $H2/H1$ maior que 0,80: utilizado em estruturas mais complexas, com menor vão, entre 6 cm e 8 cm.

Alguns pesquisadores também consideram o tempo que o concreto leva para escoar pela distância de 20 cm e 40 cm pelo compartimento horizontal, medindo com um cronômetro o tempo que o concreto leva para atingir as marcas T20 e T40.

Para diversos pesquisadores a caixa em L é o ensaio mais exigente para qualificação do CAA. Se o CAA for capaz de passar por esse ensaio, certamente ele irá atingir bons resultados nos demais testes relacionados à habilidade passante para este tipo de concreto. Além disso, este ensaio possibilita uma análise visual da capacidade de preenchimento dos espaços e autonivelamento do CAA, como ilustrado na Figura 1.13.



(a)

(b)

Figura 1.13: Equipamento para Ensaio do *L-box* ou caixa-L.(a) Caixa L preenchida com concreto e (b) Determinação das alturas H1 e H2

1.2.3.4 Ensaio column technique

Este ensaio tem seus procedimentos estabelecidos pela ASTM C 1610/C (2006) e ASTM C 1611M (2006), que propõe um teste de verificação da ocorrência de segregação do CAA. O equipamento é composto de um tubo de PVC de 20 cm de diâmetro e 66 cm de altura. Esse tubo é seccionado em três partes, sendo o topo e a base com a mesma altura de 16,5 cm, e com a parte central do tubo de PVC com altura de 33 cm.

Cada encontro de seção do tubo de PVC deverá ser unido por grampos de fixação, fita adesiva ou algum material que consiga vedar as ligações entre as partes seccionadas do tubo. Após a ligação de todas as três partes do tubo, esse deve ser adequadamente apoiado em uma base que tenha um perfeito esquadro, como ilustrado na Figura 1.14.

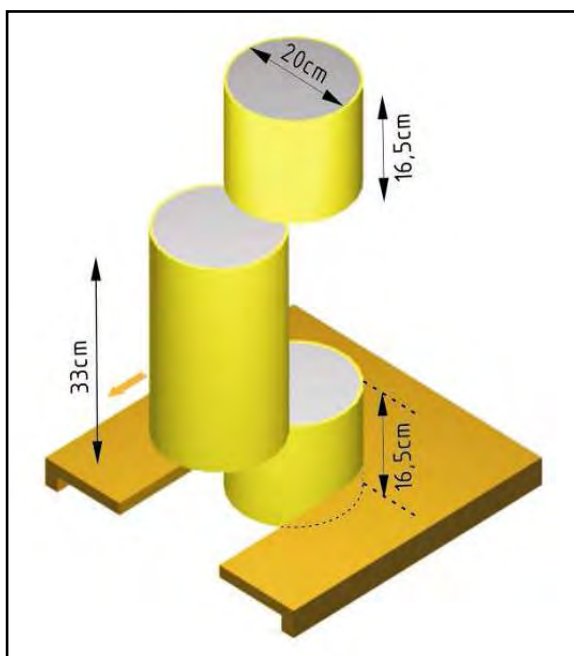


Figura 1.14: Desenho esquemático do *Column technique*.

Fonte: Alencar, 2008.

Em aproximadamente 20 min é possível coletar as amostras de concreto do topo e da base, com o auxílio de uma chapa metálica colocada entre as ligações de seções. Depois de retirada as amostras superior e inferior, ambas devem ser lavadas em uma peneira de 5 mm para retirar a argamassa, ficando apenas o agregado graúdo retido.

Concluída essa fase, com os valores das massas do agregado graúdo do topo e da base, é possível calcular, utilizando a Equação 1.1, a porcentagem de segregação do CAA.

$$SR = 2 \times [(CA_B - CA_T) / (CA_B + CA_T)] \times 100 \quad (\text{Equação 1.1})$$

Onde:

SR = Porcentagem de segregação;

CA_B: é a massa de agregado graúdo da base;

CA_T: é a massa de agregado graúdo do topo;

Caso CA_B seja menor ou igual que CA_T a segregação é nula.

Caso CA_B seja maior que CA_T então houve segregação.

De acordo com Dackzo (2002) citado por Fava e Fornasier (2004) existem dois tipos de segregação, a dinâmica e a estática. A segregação dinâmica é facilmente detectada em ensaios do CAA no estado fresco, e ocorre durante o lançamento do concreto dentro da fôrma. A segregação estática é verificada quando o concreto está em repouso dentro da fôrma e está vinculada aos fenômenos de sedimentação.

Para os concretos com baixa fluidez, o controle da resistência à segregação deve ser mais rigoroso, por terem mais probabilidade de complicações deste tipo. Os critérios estabelecidos pelo EPG (2005) são utilizados para classificar a resistência à segregação de acordo com as dificuldades de aplicação do concreto (baixa ou alta), sendo apresentado a seguir:

- a. $SR \leq 20\%$: aplicado para lajes delgadas, solicitações verticais com distância de espalhamento menor que 5 m e vão confinado maior que 8 cm;

- b. $SR \leq 15\%$: preferível para aplicações verticais com distância de espalhamento maior que 5 m e com espaço confinado maior que 8 cm;
- c. $SR \leq 15\%$: usado para aplicações verticais de grande altura com espaço confinado menor que 8 cm, se a distância de espalhamento é menor que 5 m. Mas, se o espalhamento é maior que 5m, o valor de SR deve ser menor que 10%;
- d. $SR \leq 10\%$: especificados no caso da qualidade da superfície ser particularmente crítica.

A Figura 1.15 ilustra o ensaio realizado.



Figura 1.15: Equipamento de ensaio de *Column Technique*.

1.2.3.5 Ensaio da caixa em U

O ensaio da caixa em U, ou ensaio U-box, foi desenvolvido pela *Technology Research Centre of the Taisei Corporation in Japan*. A Caixa em U foi elaborada

com a finalidade de medir a fluidez e a habilidade de o CAA passar por obstáculos sem segregar. A Figura 1.16 ilustra o equipamento utilizado nesse ensaio.

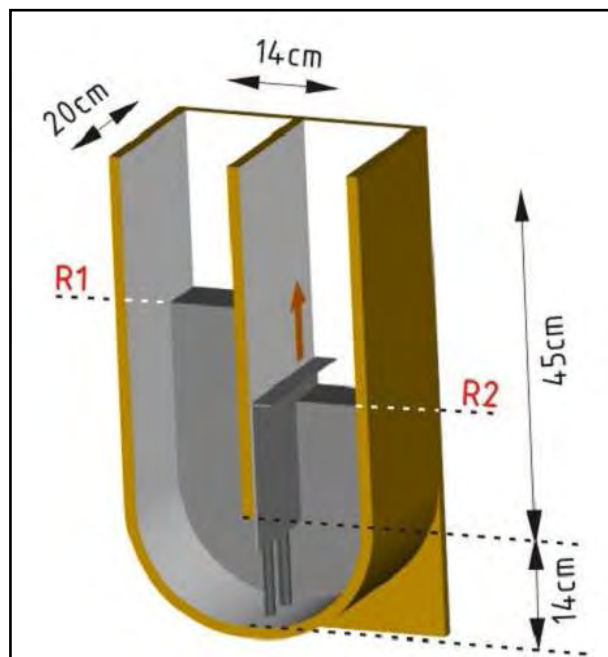


Figura 1.16: Desenho esquemático do *U-box* ou Caixa U.

Fonte: Alencar, 2008.

O grau de adensamento será indicado pela altura que o concreto alcança após fluir por meio dos obstáculos, pois quando o concreto passa de um compartimento para o outro, sofre uma resistência ao movimento, e, quanto mais íntegro e coeso passar, sem segregar, maior será sua capacidade de auto-adensamento (TUTIKIAN, 2004).

O ensaio consiste em preencher a caixa em U com o concreto, deixá-lo um minuto em repouso, e abrir a porta de passagem para que o concreto escoe por meio das armaduras para o outro compartimento. Assim que o movimento se estabilizar, medem-se as alturas R_1 e R_2 , e a auto-adensabilidade do CAA é avaliada por meio da Equação 1.2.

$$R_U = R_1 - R_2$$

(Equação 1.2)

O R_U (diferença entre as alturas R_1 e R_2) para o CAA deve estar compreendido entre 0 cm e 3 cm e quanto maior a capacidade de preenchimento do CAA, mais próximo de zero será o valor de R_U .

1.2.3.6 – Ensaio do Anel Japonês

O ensaio do anel japonês, ou ensaio J-ring test, foi proposto por Groth e Nemeger (1999), onde foi feita uma combinação do ensaio de espalhamento, utilizando além da forma tronco-cônica, um disco, sendo esse ensaio denominado de Anel-J, como ilustra a Figura 1.17, a fim de analisar o risco de bloqueio do concreto e sua resistência à segregação.

O ensaio consiste em posicionar a forma tronco cônica de forma invertida sobre o centro de uma base; enche-se o cone sem compactação e eleva o mesmo medindo-se a média de dois diâmetros perpendiculares formados pelo espalhamento obtido do concreto fresco, após passar por entre as barras de aço do *J-ring*.

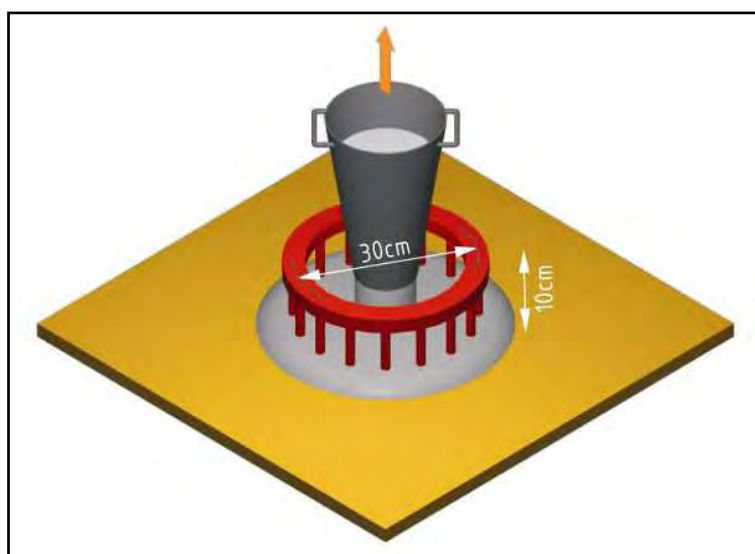


Figura 1.17: Desenho esquemático do *J-ring*.

Fonte: Alencar, 2008.

A extensão final de fluxo do ensaio do *J-ring* é obtida pela média das duas medidas perpendiculares do diâmetro de espalhamento do CAA.

1.2.3.7 Ensaio do tubo em U

O ensaio do tubo em U, ou ensaio U-pipe test, foi proposto por Gomes (2002) para medir quantitativamente a resistência à segregação do CAA, avaliando a segregação dos agregados graúdos, após o mesmo ter fluído em diferentes sentidos: de cima para baixo, na horizontal e de baixo pra cima, unicamente sob a ação do seu peso próprio.

O equipamento utilizado neste ensaio é constituído por um tubo de PVC, partido longitudinalmente e unido ou por braçadeira metálica ou preferencialmente por fita adesiva que garanta uma melhor contenção do concreto fresco, como ilustrado na Figura 1.18.

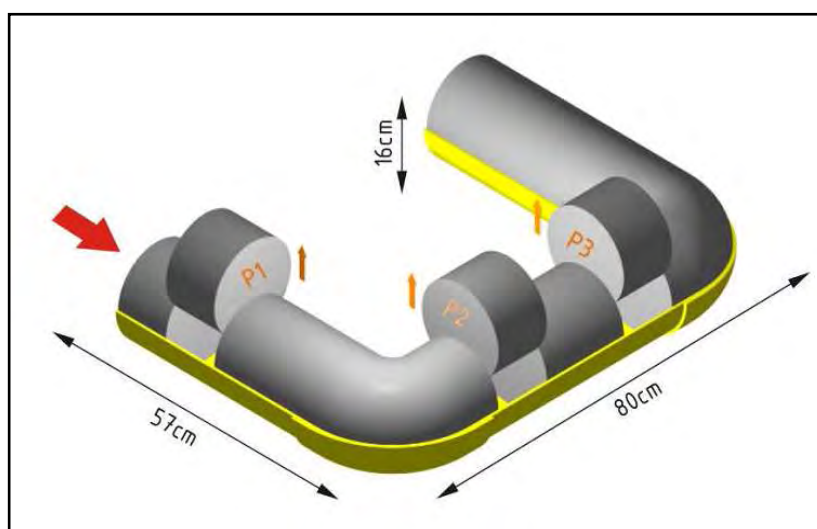


Figura 1.18: Desenho esquemático do *U-pipe* ou Tubo em U.

Fonte: Alencar, 2008

Esse método baseia-se em determinar a razão entre os valores das massas de agregado graúdo do CAA, pela lavagem e peneiramento de uma amostra referência P1 dada em relação às porções P2 e P3, coletadas após repouso de aproximadamente 2 horas e 30 minutos, do concreto moldado nesse tubo. Esse tempo depende muito do tipo do concreto e das características climáticas. O ideal é que a relação estabelecida entre as porções P1/P2 e P1/P3 seja maior ou igual a 0,90.

1.2.4 Determinação do teor de aditivo

Os superplastificantes têm a função de reduzir a quantidade de água da mistura de concreto. São designados aditivos da “nova geração”, ou segunda geração, os polímeros de naftaleno sulfonado e os de melamina sulfonada com sua ação baseada na repulsão eletrostática e os carboxilatos modificados com ação baseada na repulsão estérica. Os carboxilatos modificados são os agentes mais indicados e adequados para concretos que requerem grande fluidez, especialmente o CAA (NUNES, 2001).

Os superplastificantes afetam o concreto, sem comprometer as propriedades de pega e endurecimento, mantendo-os com uma trabalhabilidade adequada para uma determinada relação água/cimento, além de conservar essas características por período razoável de tempo (RONCERO, 2000). Esta ação dos tipos de aditivos na mistura, entre a água e a partícula pode ser observada na Figura 1.19.

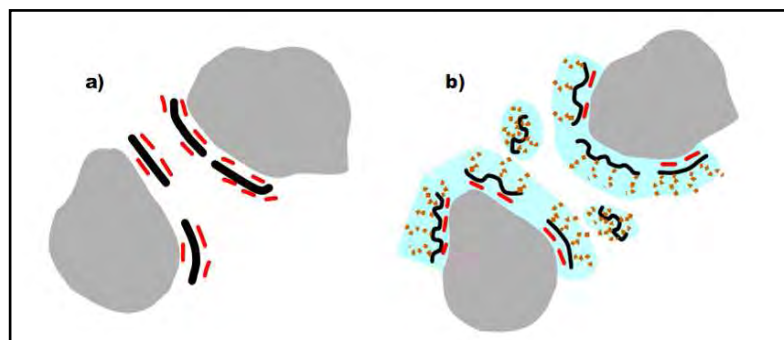


Figura 1.19: Ação do aditivo no concreto. a) Repulsão eletrostática, b) Repulsão estérica.

Fonte: Nunes, 2001.

Quando o cimento é misturado com água, ele tende a formar uma estrutura floculada, que aprisiona parte da água da mistura promovendo no fluído um aumento de tensão crítica e de viscosidade plástica. Os superplastificantes atuam na defloculação e dispersão das partículas de cimento, assegurando um maior aproveitamento da água disponível na mistura.

Segundo Roncero (2000), a incorporação de aditivo no concreto resulta na modificação de várias características da pasta de cimento, já que a coesão entre o agente superplastificante e o cimento, que são dois tipos de sistemas químicos distintos e complexos, pode ser incompatível, gerando problemas de baixa fluidez inicial ou prematura perda de fluidez.

Com relação à reologia, o superplastificante gera na mistura uma maior fluidez, pela redução na tensão de escoamento, apesar da pequena quantidade de água incorporada nessa mistura. A exsudação e a segregação do concreto são reduzidas em razão do pequeno volume de água requerido na produção de um CAA.

Segundo Melo (2005), se o teor de finos nos concretos auto-adensáveis for insuficiente para manter a estabilidade da mistura podem ocorrer a segregação e a exsudação. Para uma dosagem do CAA adequada, o uso do superplastificante deve ser estudado, pois há um teor máximo de aditivo capaz de promover o aumento de fluidez, e acima desse teor, alguns efeitos indesejáveis como segregação e exsudação poderão ser observados.

O teor máximo de aditivo é denominado teor de saturação, e pode ser definido a partir de testes na pasta e na argamassa. Esses testes são realizados pelo ensaio de *cone de Marsh* e *mini-slump*. O *cone de Marsh* é um equipamento em forma de funil pelo qual um fluido escoar e se determina esse tempo de escoamento. Já o *mini-slump* corresponde a um tronco de cone, no qual se mede o diâmetro de espalhamento do fluido escoado pelo equipamento.

O ensaio é utilizado para encontrar o ponto de saturação da mistura, variando o teor de superplastificante na pasta ou argamassa, e medindo o tempo de escoamento ou o diâmetro de abertura, para cada ensaio. Segundo Aïtcin et al. (2004) a saturação ocorre na mistura ensaiada quando o aumento do teor de aditivo não promove mais alterações nos resultados dos ensaios. A Figura 1.20 esboça os equipamentos utilizados para determinação do teor de saturação das pastas e argamassas.

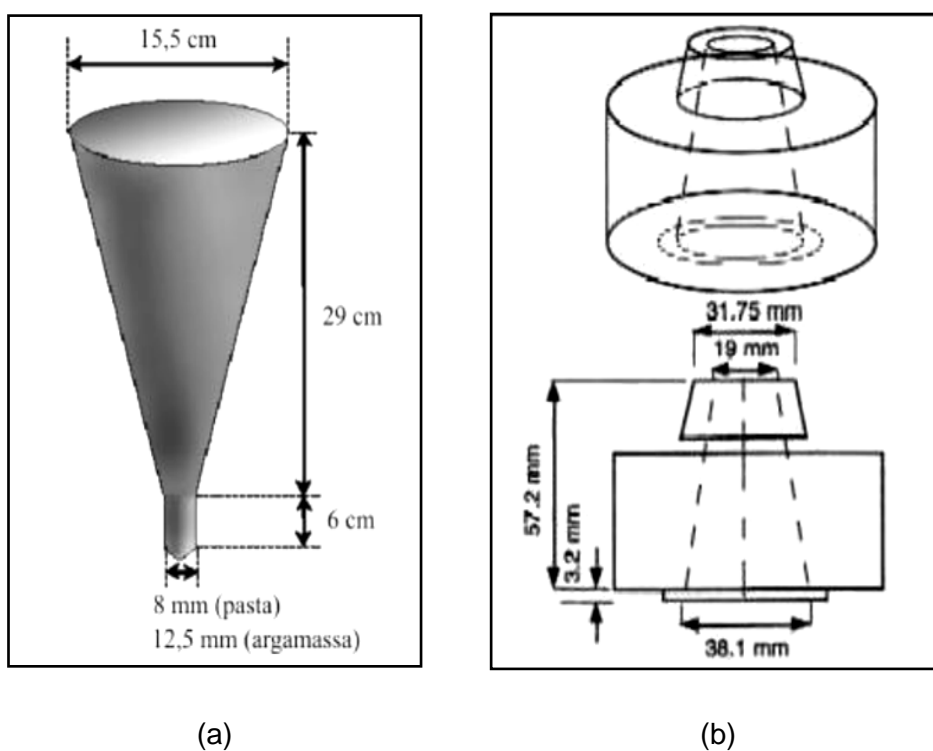


Figura 1.20: Equipamento para determinação do teor de saturação do superplastificante. (a) *Cone de Marsh*; (b) *Mini-slump*.

Fonte: Melo, 2005.

1.3 MÉTODOS DE DOSAGEM

Existem diversos métodos de dosagem, os quais são baseados em diferentes tipos de ajustes de traço para o concreto auto-adensável. Os métodos difundidos na literatura cumprem as exigências do estado fresco do CAA, mas não suprem a necessidade de otimização das dosagens para o concreto no estado endurecido.

Nunes (2001) observou que a maioria dos estudos de métodos de dosagem publicada por pesquisadores para a confecção do CAA resultava em valores elevados da resistência à compressão, sendo essa uma das razões para que Repette e Melo (2005) propusessem um estudo de dosagem do CAA tendo como ponto de partida a resistência à compressão.

1.3.1 Método de dosagem proposto por Repette e Melo

O método de dosagem apresentado por Repette e Melo (2005), que atende o fluxograma da Figura 1.21, é fundamentado na resistência conhecida de um concreto convencional confeccionado com o cimento utilizado na mistura. Para esta resistência à compressão conhecida deste concreto determina-se sua relação água/cimento, definindo em seguida a relação fíler/cimento por ensaios na pasta do CAA pela relação água/cimento pré-definida, de forma que não haja indícios de segregação ou exsudação.

A relação volumétrica do agregado miúdo/argamassa é determinada por meio dos ensaios de espalhamento e fluidez nas argamassas, variando-se o teor de aditivo. Após fixar a relação de agregado miúdo, volta-se a variar o teor de fíler encontrado inicialmente, definindo o teor ideal de fíler para a relação água/cimento requerida.

O teor ideal de agregado graúdo é encontrado em relação ao volume total de concreto, obtendo misturas que consigam se adequar aos ensaios de espalhamento, fluidez, caixa L e de segregação, com a maior quantidade de agregado graúdo possível. Com estes ensaios faz-se o ajuste final do teor de aditivo no concreto.

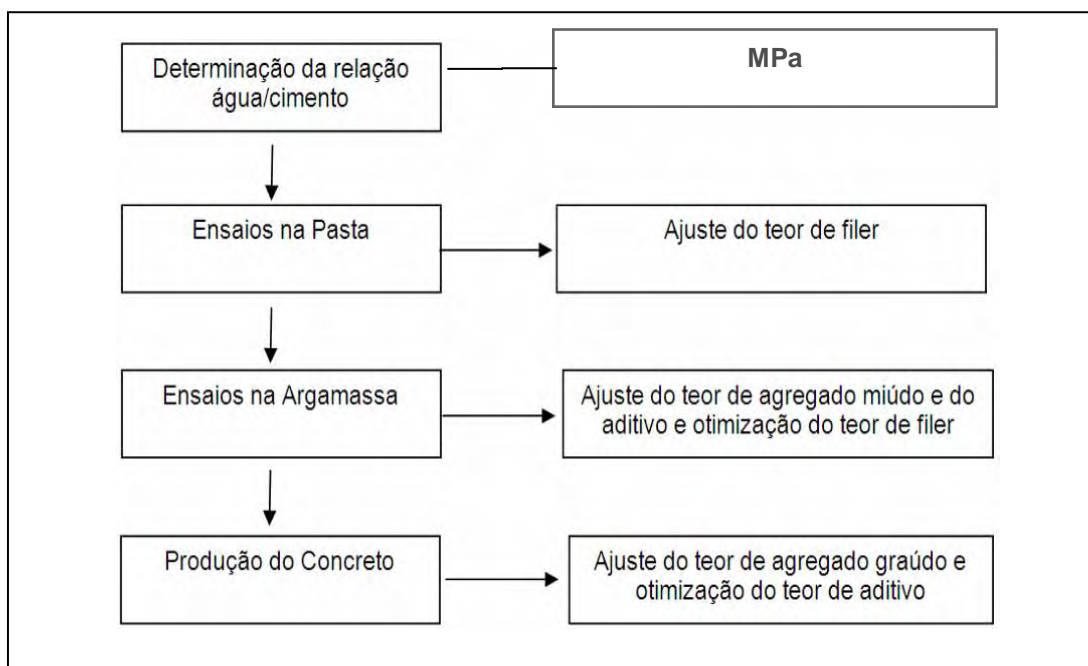


Figura 1.21: Fluxograma do método de dosagem Repette e Melo .

Fonte: Repette e Melo, 2005.

1.3.2 Aplicação do Método Repette e Melo

Conforme será descrito a seguir, a adequada escolha dos materiais constituintes do CAA e a análise de suas características facilitam a compreensão de suas diversas influências nas propriedades desse concreto no estado fresco.

A adição mineral considerada deve ter a dimensão máxima do grão inferior à 0,075 mm, utilizando na pasta apenas a parcela que está enquadrada nessa faixa granulométrica, pois se houver grande quantidade de partículas mais grossas nesse material, terá de ser feito o seu peneiramento. O material retido na peneira 0,075 mm deve ser considerado um agregado miúdo.

1.3.2.1 Composição da pasta

A composição da pasta é pré-definida estabelecendo a relação água/aglomerante e o volume de adição na pasta.

- Relação água/cimento

A relação água/cimento pode ser estimada a partir de relações de resistências à compressão estabelecidas pelo método de dosagem para concretos convencionais de Helene e Terzian (1993).

- Teor de finos

Escolhida a resistência requerida para o projeto e a relação água/cimento relacionada, determina-se o teor de finos na mistura. O fino é dosado na pasta por substituição ao cimento, em volume.

Enquanto for observado excesso de água na pasta, incorpora-se o fino em incrementos de 5% (volume), até conseguir corrigir esse excesso de água e a mistura se mostre estável. O teor encontrado será otimizado em ensaios realizados na argamassa, pois nesta fase haverá o efeito do aditivo superplastificante.

1.3.2.2 Composição da argamassa

A composição da argamassa é encontrada definindo o teor de agregado miúdo em relação a porcentagem total de argamassa. Também é feito um novo ajuste do teor encontrado de finos e determina-se o teor-base de aditivo superplastificante.

- Teor de agregado miúdo

Para a produção do concreto, com a relação água/cimento fixada anteriormente, o agregado miúdo deve ser ajustado variando sua porcentagem em relação ao volume total de argamassa, não inferior a 35% e não superior a 55%.

Valores entre 40%, 45% e 50% são suficientes para obter o teor adequado de agregado miúdo nas dosagens das argamassas para posteriormente serem utilizadas. Assim, para cada teor de agregado miúdo nas porcentagens pré-definidas é incorporado aditivo superplastificante em incrementos de 0,05% ou 0,1%.

Ensaio de espalhamento e Funil-V são utilizados para definir os teores ideais de agregado miúdo e de aditivo. As argamassas consideradas adequadas são aquelas em que os teores estiverem entre 200 mm e 280 mm nos ensaios de espalhamento e entre 3,5 s e 10 s no ensaio de Funil-V.

- Ajuste final do teor de finos

A quantidade de finos pode ser aumentada para que se tenham argamassas mais apropriadas às especificações dos parâmetros dos ensaios, em virtude do uso de aditivo superplastificante.

O teor de finos é ajustado incorporando incrementos de 0,05% de fíler na argamassa e avaliando novamente pelos ensaios de espalhamento e Funil-V, concluindo assim a fase da argamassa, sendo as variáveis, teor de finos, teor de agregado miúdo e relação água/cimento, fixadas para a produção da dosagem do concreto.

1.3.2.3 Composição do concreto

Com os teores das etapas da pasta e argamassa definidos, a dosagem final do CAA é determinada com ensaios que definam suas propriedades de capacidade de preenchimento, resistência ao bloqueio e resistência à segregação.

- Teor de agregado graúdo

Para as porcentagens de materiais pré-definidas e fixadas nas etapas da argamassa, é iniciada a determinação do agregado graúdo, propondo valores de 27%, 28,5%, 30%, 31,5% e 33%, em relação ao volume total de concreto.

Com os teores adotados, ajusta-se o teor de aditivo para que se atinjam os requisitos exigidos pelos ensaios de espalhamento, funil-V, caixa-L e de segregação até se achar o teor de agregado graúdo adequado a esses parâmetros.

A quantidade ideal de agregado graúdo é aquela em que o concreto se ajuste a todos os ensaios com o maior teor do agregado para um menor teor de aditivo.

Nos ensaios de caracterização do concreto é importante verificar em cada ensaio a estabilidade da mistura.

Para o ensaio de espalhamento não pode haver acúmulo de agregado no centro da área do concreto espalhado, nem a presença de exsudação, analisada visualmente por uma película de água em torno da borda do concreto espalhado.

1.3.2.4 Avaliação das propriedades mecânicas

A resistência à compressão deve ser avaliada na argamassa para confirmar que a resistência requerida na pesquisa foi alcançada. Com essa avaliação é possível uma correção na dosagem da argamassa antes de passar para a produção do concreto.

Após a definição do traço final devem ser moldados corpos-de-prova para acompanhar as propriedades mecânicas do concreto.

1.3.3 Outros métodos de dosagem do CAA existentes na literatura

1.3.3.1 Método de Okamura

O método experimental considera que o CAA apresenta duas fases, a saber: argamassa e concreto; e que os componentes da pasta, relação água/materiais finos e aditivos superplastificantes, são decisivos para a obtenção da sua auto-adensabilidade, além de sua resistência (GOMES ; BARROS, 2009).

Os procedimentos utilizados para obtenção dos valores de determinação das dosagens dos componentes na mistura são:

1. Fixar os volumes dos agregados;
2. Assumir a relação água/materiais finos (cimento, pozolanas, fíler), em volume, de 0,9 a 2,0, dependendo das propriedades dos materiais finos;
3. Determinar a dosagem de superplastificante e a relação água/materiais finos, em argamassa, que atendam às propriedades de fluidez e viscosidade;
4. Testar a auto-adensabilidade do concreto, uma vez definida a proporção da mistura, em ensaios do tipo caixa em U, espalhamento e Funil em V.

Okamura (2000) apresenta um procedimento que mostra as proporções fixadas dos agregados graúdos e miúdos e as propriedades desejadas na argamassa. Na Figura 1.22 é apresentado um fluxograma deste procedimento.

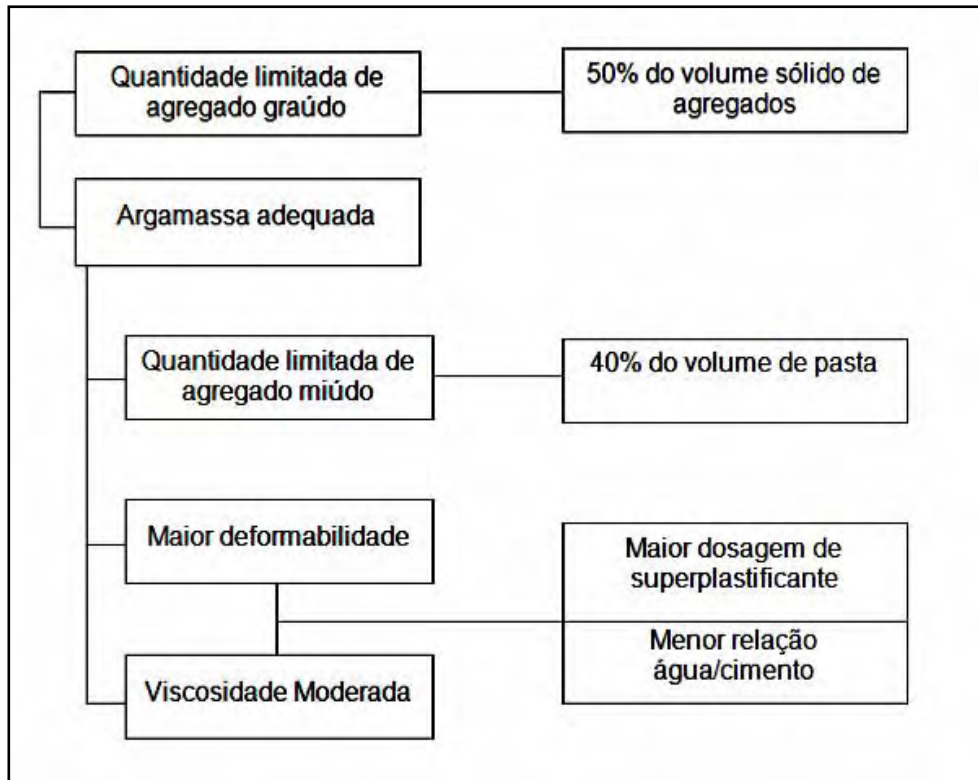


Figura 1.22: Fluxograma de dosagem para obtenção do CAA.

Fonte: Gomes e Barros, 2009.

Ensaio na argamassa são realizados a fim de se determinar a dosagem do superplastificante por meio da relação superplastificante/materiais finos (Sp/f) e a relação água/materiais finos em volume (V_a/V_f).

Os parâmetros que definem a fluidez são medidos por meio do ensaio de tronco de cone de consistência e a viscosidade da argamassa é medido por meio do ensaio de Funil-V.

A Figura 1.23 ilustra um resumo da metodologia aplicada no método de dosagem proposto por Okamura et al.(1997).

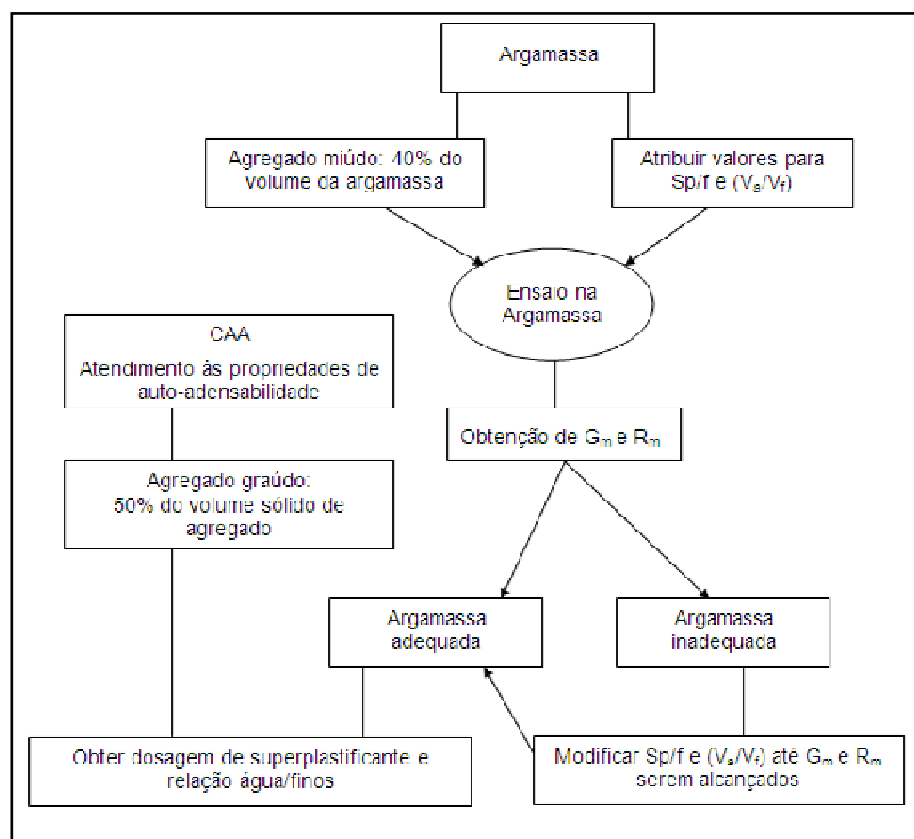


Figura 1.23: Fluxograma das etapas do Método de dosagem de Okamura.

Fonte: Gomes e Barros, 2009.

1.3.3.2 Método de Tutikian

O método de dosagem proposto por Tutikian (2004) é composto de seis etapas para obtenção do CAA, sendo que a Figura 1.24 ilustra a seqüência de ensaios para a sua dosagem.

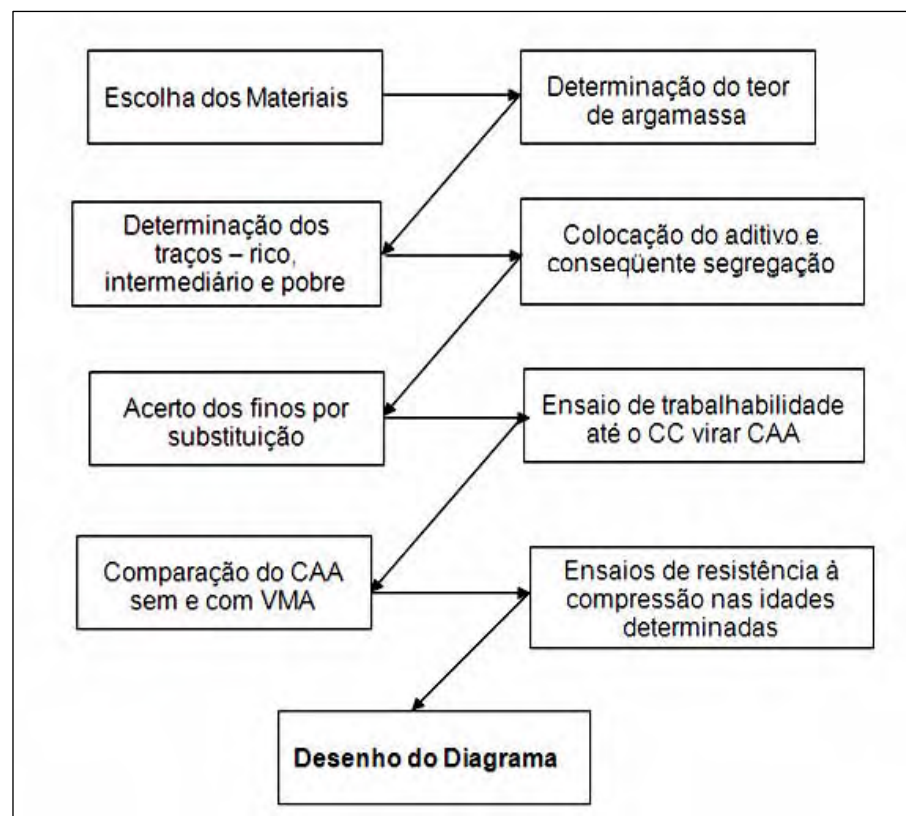


Figura 1.24: Fluxograma das etapas para dosagem do CAA

Fonte: Tutikian, 2004.

O procedimento é simples e permite a utilização de quaisquer materiais locais, desde que sejam cumpridos os conceitos de O'Reilly (1998) para determinar o empacotamento granular máximo, os conceitos de De Larrard (1999) para a escolha dos materiais e o diagrama de dosagem do IPT/EPUSP para permitir os cálculos de qualquer CAA dentro da faixa avaliada da mesma família estudada.

1.3.3.3 Método de Alencar

Essa metodologia introduz o conceito de correção da coesão do concreto fresco, para suportar a fluidez elevada, com incremento de adições minerais para a substituição parcial do cimento por metacaulim (fino pozolânico), ou do agregado miúdo por fíler calcário (fino não pozolânico), de uma área superficial maior que o material substituído (ALENCAR, 2008).

Das misturas mais pobres em cimento é exigido um maior teor de substituição de finos em comparação com composições mais ricas, para preservar as mesmas características de trabalhabilidade.

Isso faz possível a criação de uma correlação entre a relação agregado/cimento (m) e o conteúdo ideal de substituição (T), agregando um 4º quadrante ao Diagrama de Dosagem do método original de Alencar (2006), Equação 1.2:

$$m = k_7 + k_8 \times T \quad (\text{Equação 1.2})$$

Onde:

T : teor de substituição em massa de cimento ou areia seca por finos correspondentes kg/kg;

m : relação em massa de agregado seco / cimento;

k_7 , k_8 : são constantes particulares de cada conjunto de materiais.

A segunda inovação ao método é a abordagem de alguns ensaios específicos do concreto fresco, que não eram considerados na dosagem do concreto comum, para a verificação da capacidade de preenchimento por ação do seu peso próprio, da capacidade de passagem por restrições e por armaduras com apropriado nível de resistência à segregação.

Inicia-se a dosagem do método de Alencar pelo ajuste do traço médio seguindo duas etapas, a saber: a fase de proporcionamento adotando um valor de m com

base na resistência prevista e a fase de verificação com a realização de ensaios de trabalhabilidade para confirmação do nível de auto-adensabilidade desejado.

Nesse estudo de dosagem, a porcentagem de aditivo é calculada sob a massa dos aglomerantes (cimento + metacaulim). Contudo, o fíler calcário não foi estimado, pois é considerado como material inerte nessa metodologia.

Deve-se aumentar a quantidade de água para chegar ao nível de auto adensabilidade, sem exsudação e segregação aparentes. Por isso, nessa metodologia, esse é um passo que é dado de forma muito criteriosa, para não correr o risco de perder a mistura.

Um esquema para obter o traço médio é apresentado na Figura 1.25 segundo Alencar (2008):

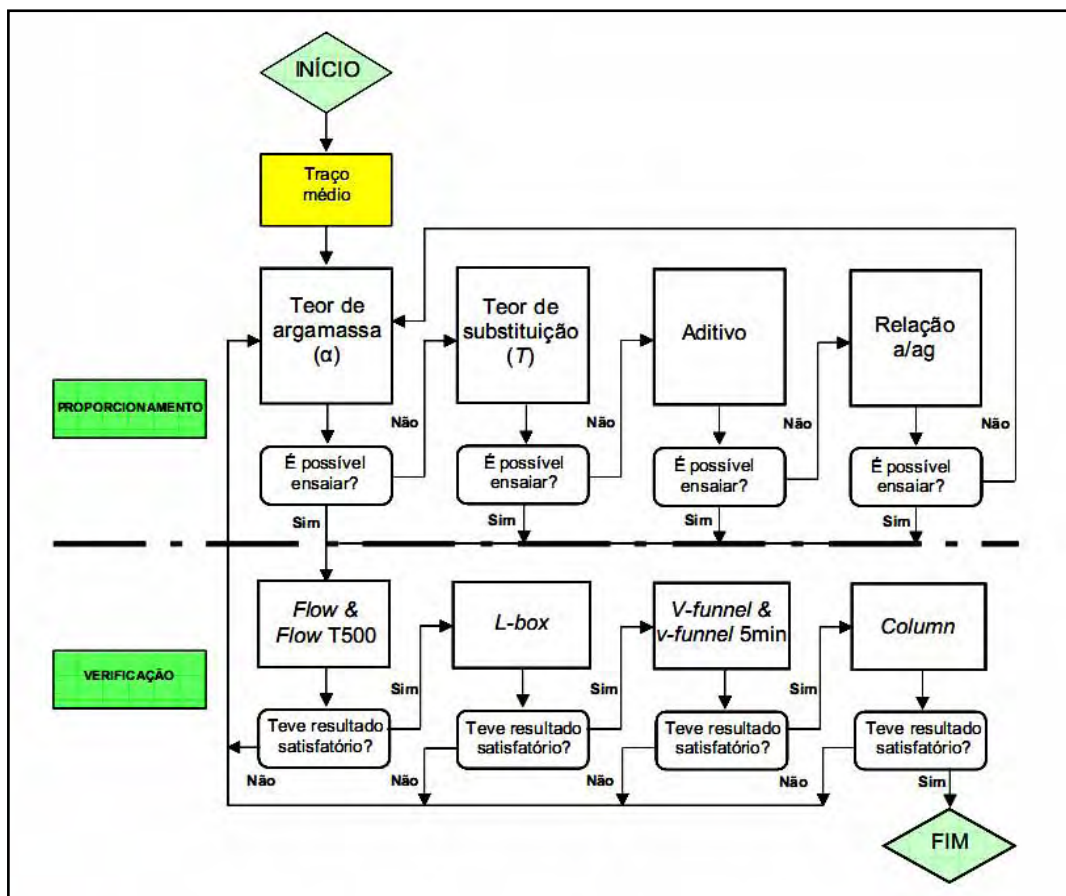


Figura 1.25: Seqüência geral de tomadas de decisão para o proporcionamento dos materiais do traço médio para o CAA com adição.

Fonte: Alencar, 2008.

1.3.3.4 Método de Gomes

A metodologia adotada por Gomes (2002) considera a dosagem do CAA de alta resistência baseada em duas etapas principais: pasta e esqueleto granular, obtidos de forma independente. O modelo sugere que a viscosidade e a fluidez da pasta governem o comportamento do fluxo do concreto.

O esqueleto granular é determinado com o mínimo de vazios. O ponto de saturação do aditivo e a relação água/cimento são obtidos por meio de testes com mini slump. A relação água/cimento, normalmente, se mantém de 0,35 a 0,40. Após as fases pasta e esqueleto granular finalizadas, procedem-se testes para definir o volume mínimo de pasta no concreto para atender aos requisitos de auto adensabilidade.

O método é executado em três fases: a composição da pasta, determinação da proporção de mistura dos agregados e seleção do conteúdo da pasta.

A Figura 1.26 apresenta um esboço com das diferentes fases adotadas nesta metodologia.

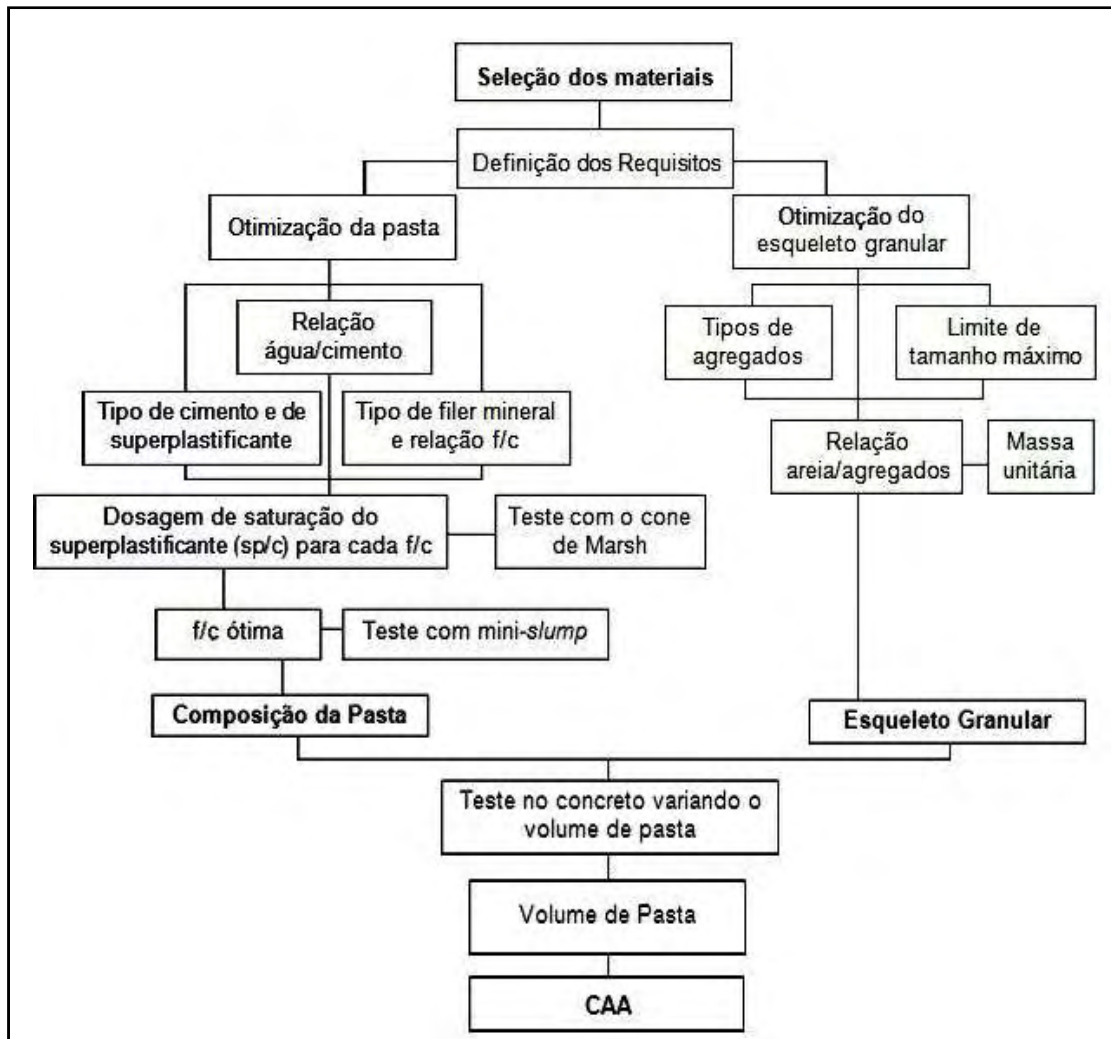


Figura 1.26: Diagrama que descreve o método de dosagem.

Fonte: Gomes e Barros, 2009.

1.3.3.5 Justificativa para a escolha do Método Repette e Melo

O método Repette e Melo (2005), desenvolvido junto a UFSC permite um processo de produção do CAA racionalizado, com diferentes tipos de materiais. É um método que surgiu da carência de procedimentos para dosar o CAA em função da

resistência à compressão desejada, tomando-se como ponto de partida as resistências à compressão de 20 MPa a 40 MPa.

Repette e Melo (2005) enfatizam que a maioria dos estudos de dosagem do CAA discutidos na literatura é baseada nas propriedades do estado fresco do concreto. Dessa maneira, a resistência à compressão é obtida em consequência do proporcionamento dos materiais. Isto decorre das grandes quantidades de finos que são empregadas nessas metodologias, ou até da baixa relação água/cimento utilizada em função das características de deformabilidade e ausência de segregação da pasta do concreto.

Por estes motivos e, ainda, por permitir um estudo minucioso, acompanhando passo a passo as características reológicas da pasta, argamassa e do concreto, optou-se por empregar essa metodologia de dosagem.

A graphic element for the chapter header, consisting of a dark grey square. On the left side, the word "Capítulo" is written vertically in white. To the right of the text, a large white number "2" is centered within the square.

A CURA TÉRMICA E O MÉTODO DA MATURIDADE

Um conceito simplificado para definição de cura encontrada na literatura pode ser comentado como: *“um procedimento realizado no concreto para promover a hidratação do cimento, tendo como prerrogativa o controle da temperatura e principalmente da umidade do concreto”*.

Mehta e Monteiro (2008) comentam que a cura é realizada no concreto para mantê-lo saturado até que os espaços da pasta de cimento que inicialmente são preenchidos com água sejam preenchidos pelos produtos de hidratação do cimento.

De Melo (2000) esclarece que para garantir maior resistência à compressão, menor permeabilidade e principalmente um melhor grau de hidratação no concreto, é necessário realizar uma cura com água.

Andolfato (2002) demonstra na sua pesquisa a importância da cura no concreto, apresentando uma relação porcentual entre as resistências à compressão de corpos-de-prova cilíndricos para determinados períodos de tempo relacionados ao $f_{c_{28}}$ dos corpos-de-prova curados em câmara úmida, apresentados na Figura 2.1 a seguir.

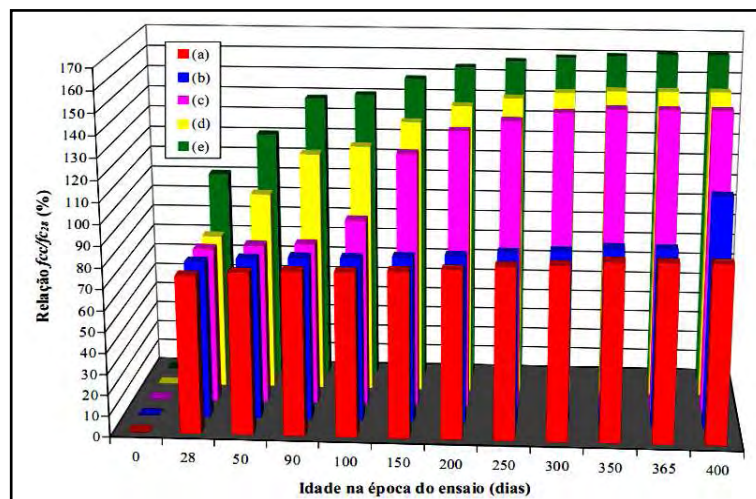


Figura 2.1: Relação entre a resistência em determinado tempo com relação ao $f_{c_{28}}$ curado em câmara úmida.

Fonte: Andolfato, 2002.

O traço (a) foi o corpo-de-prova exposto ao ar o tempo todo, sem por nenhum momento ter sido curado. Este apresentou acréscimo de resistência ao longo do tempo, porém não conseguiu atingir a resistência $f_{c_{28}}$ do traço (e) curado, nem depois de um longo período de tempo.

O traço (b) é semelhante ao traço (a), contudo, após um ano este foi curado e apresentou ganho de resistência, o que prova que mesmo após um longo período de tempo o concreto ainda ganha alguma resistência se for efetuada uma cura.

O traço (c) foi curado após três meses somente exposto ao ar, apresentando uma recuperação do ganho de resistência.

O traço (d) foi curado somente após os primeiros 28 dias expostos ao ar, apresentando também um ganho de resistência ao longo do tempo, porém atingindo resistência $f_{c_{28}}$ somente aos 60 dias.

O traço (e) foi curado em câmara úmida o tempo todo, sendo importante notar que esta cura fomentou a este concreto um acréscimo de 60% na resistência $f_{c_{28}}$ após um ano.

A norma NBR 9479 (1994) define a câmara úmida como um compartimento fechado, isolado termicamente, climatizado, de dimensões adequadas para estocagem dos corpos-de-prova de argamassa e concreto durante o período de cura.

Scoaris (2005) comenta que nesse processo de cura são estabelecidos por norma dois fatores: a temperatura e a umidade. A temperatura deve ser mantida por meio de dispositivos de climatização, sendo necessária a previsão de aquecimento ou refrigeração, conforme a necessidade. A faixa de temperatura prevista por norma deve ser de $(23 \pm 2)^{\circ}\text{C}$.

A umidade relativa do ar deve ser mantida com o uso de aspersores, cortinas de água ou outros dispositivos, evitando-se escorrimentos diretos ou contínuos sobre os corpos-de-prova, e essa não deve ser inferior a 95%. Segundo Neville (1997), quando a umidade relativa no interior dos poros capilares do concreto chega a valores abaixo de 80%, sua hidratação é bastante reduzida.

O processo de cura em câmara úmida procura simular as condições de cura normal “in loco” do concreto, quando este procedimento é realizado adequadamente, adotando precauções como a de proteger o elemento a ser curado dos efeitos das temperaturas elevadas e da evaporação.

Entretanto, é evidente que a câmara úmida apresenta um controle de umidade e temperatura mais rigoroso que as condições de cura realizada ao ar livre, por mais que se providenciem dispositivos para controle da umidade e temperatura.

2.1 CURA TÉRMICA DO CONCRETO

À cura térmica é um processo que submete o concreto a uma temperatura superior a ambiente, sendo esse “aquecimento” o objetivo principal para acelerar as reações de

hidratação do cimento, tendo como resultado o ganho de resistência, para que o concreto possa ser manuseado nas primeiras idades.

Para Asaga et al. (1992) o benefício imediato da cura térmica é acelerar a resistência mecânica inicial do concreto. Quando comparado à cura normal, consegue-se observar uma redução na resistência final. Esta redução pode ser atribuída ao desenvolvimento de uma microestrutura modificada.

Quando ocorre a elevação da temperatura de cura do concreto, a taxa de hidratação na pasta provavelmente começará a diminuir ao longo do tempo. O que justifica esse fato é o encapsulamento dos grãos anidros de clínquer (componente no cimento) durante os ciclos térmicos que dificulta o processo de hidratação posterior (ASAGA et al., 1992).

Segundo De Melo (2000), o encapsulamento de grãos anidros do material cimentício repercute em um menor ganho de resistência mecânica ao longo do tempo, em função de uma cura térmica estabelecida nas idades iniciais, podendo ocorrer também por uma falha de distribuição uniforme dos produtos de hidratação no interior da pasta e uma maior porosidade associada à cura térmica.

Quando não existe distribuição uniforme dos produtos de hidratação, a resistência do material cimentício é afetada e, segundo De Melo (2000), isso ocorre porque a relação gel/espaco nos interstícios é menor do que seria no caso de uma hidratação lenta (distribuição uniforme). Por sua vez, a elevação da temperatura nos produtos de hidratação acarreta um aumento no tamanho dos poros, principalmente na zona de interface pasta-agregado, e isso também reduz a resistência da pasta.

Os ciclos térmicos são adotados de forma que o concreto adquira as resistências definidas em projeto, respeitando o tempo disponível para sua realização. O ciclo envolve a etapa de pré-aquecimento, num intervalo de 2 h a 5 h, seguida de aquecimento à taxa de 20°C /h a 44°C /h até atingir a temperatura máxima do ciclo, compreendida entre 50°C e 82°C.

Em seguida é realizado o resfriamento do material, de modo que o tempo total do ciclo não ultrapasse 18 h (ACI, 1992). Camarini (1995) sugere a divisão da cura térmica em quatro etapas:

- a) Espera (período preliminar): período de tempo decorrido entre a mistura do aglomerante com a água e o início do aquecimento. Deve ser igual ao tempo de pega do cimento.
- b) Elevação da temperatura: deve ser controlada até atingir o valor desejado. A taxa recomendada é de 20°C/h.
- c) Regime isotérmico (período de temperatura constante): período em que a temperatura desejada deve ser mantida por algumas horas. Esse regime é variável em função do tipo de aglomerante empregado.
- d) Esfriamento: é a redução da temperatura até que se atinja a temperatura ambiente. A taxa recomendada é de 20°C/h.

As mesmas etapas do ciclo proposto por Camarini (1995) são sugeridas por El Debs (2000) diferenciando o ciclo térmico apenas com relação ao gradiente de esfriamento, que é da ordem de 10°C /h. Esse ciclo térmico é ilustrado na Figura 2.2.

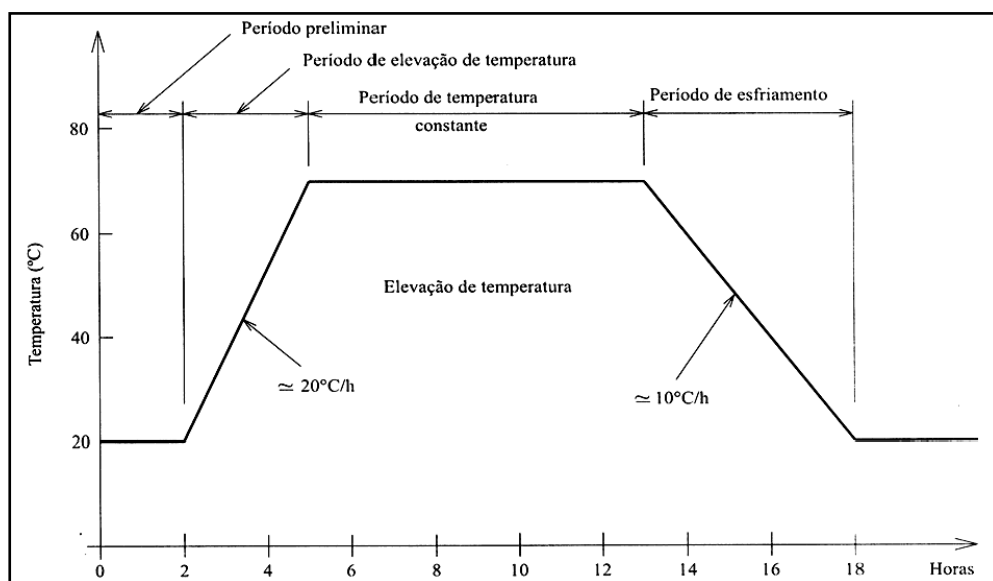


Figura 2.2: Ciclo típico de cura a vapor.

Fonte: El Debs, 2000.

Türkel e Alabas (2005) afirmam que, quando for necessária a obtenção de valores elevados de resistências iniciais para critérios de desforma, pode-se empregar uma temperatura máxima de cura da ordem de 85°C.

Por sua vez, Mindess e Young (1981) colocam valores maiores, entre 40°C e 100°C, em que as temperaturas constantes de cura térmica podem estar compreendidas, embora confirmem que, em seus ensaios, os melhores resultados foram obtidos para temperaturas que estiveram compreendidas entre 65°C e 85°C.

Soroka et al. (1978) concluiu que aplicando um período de cura térmica curto, em torno de 30 min à 60 min, haverá um dano da capacidade de resistência à compressão do concreto ensaiado. A aplicação do ciclo térmico logo após a moldagem de peças de concreto poderá prejudicar algumas propriedades do concreto, tais como resistência e durabilidade.

Diversos autores realizaram estudos com intuito de determinar o valor adequado do período de espera antes do início da cura térmica, a partir da avaliação do comportamento do concreto quando submetido a diferentes períodos de tempo de espera.

Na Tabela 2.1 segue apresentada em ordem cronológica os resultados obtidos nos estudos referentes ao período de espera dos concretos antes do início de cura térmica.

Tabela 2.1: Efeito de diferentes períodos de espera nos concretos.

| Autor | Ano | Período de espera antes do início da cura térmica | Comportamento em relação ao período de espera |
|--------------------------|------------|--|--|
| Shideler e Chamberlin | 1949 | 2 h a 6 h | Aumento de resistência da ordem de 15% a 40% |
| Hanson | 1963 | 1 h a 5 h | Aumento da resistência e ocorrência de fissuras horizontais para período de espera de 1h |
| Mironov | 1964 | Relacionado á resistência | Quando o concreto atingisse 0,7 MPa á 0,8 MPa |
| Alexanderson | 1972 | 4 h a 7 h | Nenhuma perda de resistência foi observada |
| Erdem, Turanli e Erdogan | 2003 | tempo de espera igual ao tempo de início de pega | Nenhuma perda de resistência foi observada |

Peres (2006) explica que se a aplicação da cura térmica se iniciar antes do tempo de início de pega, as porções externas (faces) do concreto enrijecerão rapidamente enquanto o interior do concreto ainda permanece em estado plástico. Com o aumento da temperatura interna, o concreto, ainda fresco, tentará expandir-se, exercendo pressões sobre as faces rijas do material, ocasionando o aparecimento de micro-fissuras e porosidade.

Sendo assim, conclui-se que para evitar que haja possíveis expansões e aparecimento de micro-fissuras no concreto, o ciclo térmico deve ser empregado após o tempo de início de pega, para que o mesmo tenha adquirido resistência suficiente (ERDEM et al., 2003). Além disso, um acréscimo da temperatura de cura dentro do intervalo de 10°C a 50°C é responsável pela diminuição dos tempos de início e fim de pega (MOUNANGA et al., 2006).

2.1.1 Fatores que atuam no concreto submetido à cura térmica

Segundo Carvalho (2002), a hidratação do cimento ocorre acompanhando três ações principais, que são: a nucleação e crescimento dos cristais, a interação entre as vizinhanças das fases e a difusão. A Figura 2.3 apresenta um esquema adaptado de Jawed, Skalny e Young (1983) citado por Melo (2000), onde se observam os cinco estágios distintos da hidratação: I – Reação inicial (pré-indução), II – Período de indução, III – Período de aceleração, IV – Período de desaceleração e endurecimento, V – Período de reação lenta e contínua (difusão).

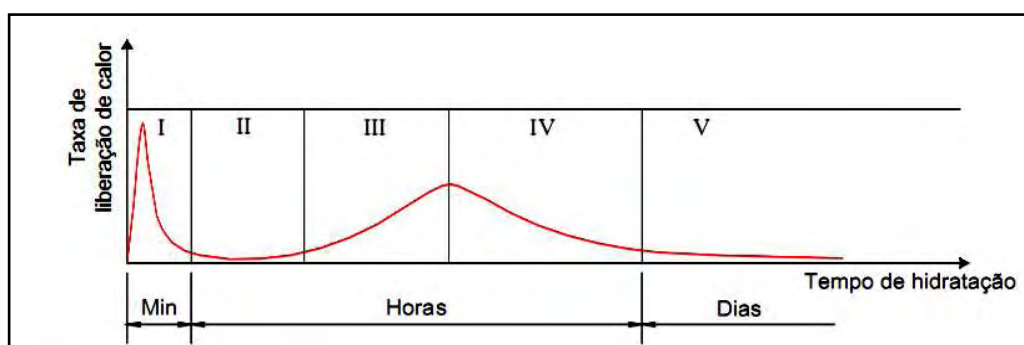


Figura 2.3: Adaptação de uma representação gráfica da hidratação de cimento pelo método da calorimetria.

Fonte: Jawed, Skalny e Young (1983) citado por Melo, 2000.

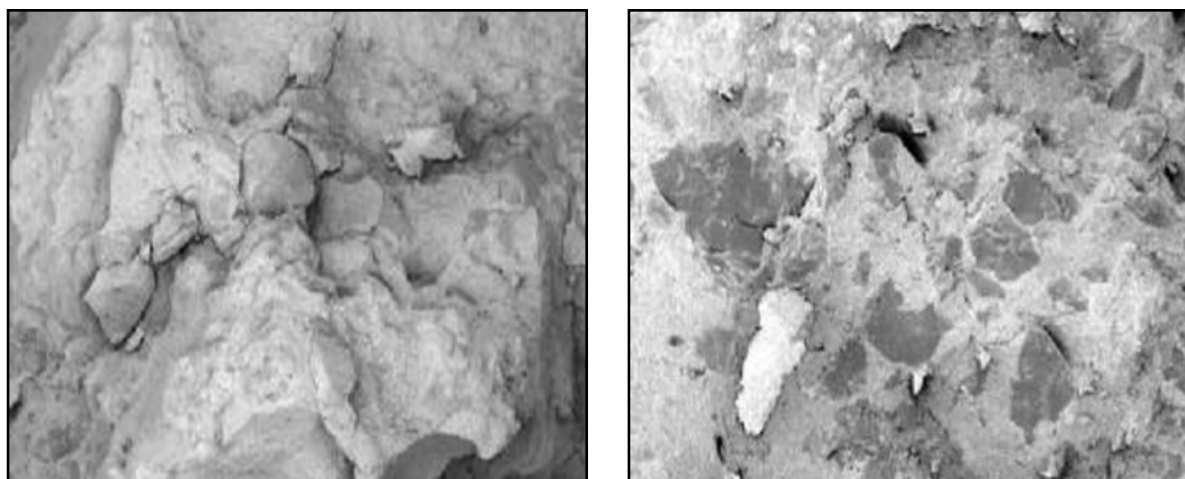
Neville (1982) comenta que estes mecanismos de hidratação do cimento produzem uma reação altamente exotérmica, e que dependendo do tipo de cimento utilizado no concreto, as reações de hidratação podem contribuir para um aumento de até 50°C a 60°C sem interferência externa.

Verbeck e Helmuth (1968) esclarecem que a presença de aquecimento externo no concreto durante o estágio inicial das reações de hidratação afetará não somente a taxa de hidratação, mas também as características e posicionamento dos produtos destas reações.

Quanto mais alta a temperatura do meio externo que age sobre o concreto, mais alta será a velocidade inicial de hidratação. Acarretando, assim, um período insuficiente para que a difusão dos produtos evolua para posições mais distantes das partículas de cimento e para uma precipitação uniforme nos espaços intersticiais.

Hasni et al. (1991) comentam que temperaturas altas podem afetar a microestrutura do concreto quando a superfície deste perde calor para a atmosfera, acarretando o surgimento de gradientes de temperatura entre a superfície do concreto e o seu interior, resultando em uma dilatação térmica.

Se a força de tração na superfície do elemento exceder a resistência à tração do concreto, há o aparecimento de fissuras e micro-fissuras em sua superfície. A Figura 2.4 apresenta imagens obtidas em microscópio eletrônico de varredura (MEV) submetido à cura normal e à cura térmica com ciclo longo.



(a)

(b)

Figura 2.4: Imagens em MEV das amostras de concreto fraturadas aos 28 dias. a) Cura térmica com ciclo longo, b) Cura Normal

Fonte: De Melo, 2000.

Enquanto na amostra sob cura térmica com ciclo longo a fratura ocorre na interface pasta-agregado, a amostra sob cura normal ocorre no próprio agregado, evidenciando uma boa aderência entre a matriz e o agregado. Portanto, confirmam-se as rupturas diferenciadas nessas amostras.

Kanda et al. (1992) afirmam que a temperatura afeta a resistência última do material, pois em seus estudos foi evidenciado que aos 7 dias a resistência à compressão do concreto é proporcional ao aumento da temperatura, no entanto, aos 28 dias, há uma inversão dos valores, sendo que o concreto com uma menor temperatura de cura terá uma resistência final maior do que o concreto curado a temperaturas elevadas.

Segundo Aitcin (2000), o aumento da temperatura do concreto está relacionado com a quantidade de cimento que está realmente se hidratando, e não da quantidade total de cimento. Todavia, temperaturas elevadas ocasionam perda gradual da água evaporável do concreto, ocasionando o aparecimento de reações de desidratação da pasta de cimento, assim como a conversão do hidróxido de cálcio – CaH em óxido de cálcio – CaO. Além disso, os agregados perdem sua água evaporável e, dependendo da sua composição, sofrem transformação cristalina. O concreto sofre mudanças na sua composição físico-química quando exposto às altas temperaturas.

Com a prolongação do aquecimento, os componentes básicos do concreto (silicato de cálcio hidratado – CSH, géis de aluminato de cálcio – $\text{Ca}(\text{AlO}_2)_2$ e hidróxido de cálcio - $\text{Ca}(\text{OH})_2$) podem ser desintegrados, resultando na deterioração das propriedades físico-químicas do concreto (VODÁK et al., 2004).

Assim, diante dos fatores que influenciam as propriedades físico-químicas do concreto, como a elevação da temperatura, é necessária a realização de estudos precedentes para poder submeter o concreto à cura térmica, para que as características desejadas durante a fase de projeto do elemento estrutural não sejam comprometidas.

2.1.2 Efeitos da temperatura de cura nos concretos com cimentos Portland de alto-forno

O cimento Portland de alto-forno é derivado da moagem do clínquer, da gipsita e da escória granulada de alto-forno, sendo a escória um material derivado da fabricação do ferro-gusa de indústrias siderúrgicas.

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) determina o uso da escória em dois tipos de cimento como adição mineral, e a porcentagem a ser adicionada para sua confecção pode ser variada e está relacionada ao tipo de cimento produzido.

Para o cimento Portland composto (CP II E) a adição varia de 6% a 34%, em massa, e é especificado pela NBR 11.578 (1991). Já o cimento Portland de alto-forno (CP III) a adição varia de 35% a 70%, em massa, sendo especificado pela NBR 5735 (1991).

Segundo Camarini (1995), o grau de hidratação do cimento com escória é inicialmente mais lenta, de 6% a 8,5% aos 28 dias, quando comparada à hidratação do cimento Portland comum, sendo que essa atividade pode ser acelerada utilizando alguns tipos de procedimentos, como a elevação da temperatura de cura.

Na atividade hidráulica do cimento com adição de escória, os reagentes ativadores das reações de hidratação comumente observados são: hidróxido de sódio, silicato de sódio, sulfatos de cálcio, hidróxido de cálcio e cimento Portland (MEHTA ; MONTEIRO, 2008).

O sulfato de cálcio combinado com os íons de escória solubilizados pela água forma a etringita (AFt). Mehta e Monteiro (2008) esclarecem que a etringita não é uma fase estável acima de 65°C, e decompõe-se, formando monossulfato hidratado se as temperaturas da cura térmica a vapor utilizadas no processo de fabricação forem superiores a 65°C.

Após a decomposição da etringita, ela é adsorvida pelo silicato de cálcio hidratado que, posteriormente, formará uma nova etringita causando expansão e fissuração na estrutura. Mehta e Monteiro (2008) ainda comentam que a expansão na pasta causada pela formação de etringita tardia origina fissuras na pasta e na interface pasta-agregado.

2.2 O CONCEITO DA MATURIDADE APLICADO À CURA TÉRMICA

O método da maturidade é uma das maneiras utilizadas pela literatura para se determinar a resistência à compressão de uma estrutura de concreto em uma determinada idade, sendo esse caracterizado como um ensaio não destrutivo⁽¹⁾ e que relaciona o binômio idade-temperatura com a resistência do concreto.

Dentre as propriedades do concreto que podem ser avaliadas por meio de ensaios não destrutivos, tem-se: massa específica, módulo de elasticidade e resistência. Além disso, pode ser investigada a dureza superficial, absorção, permeabilidade, condições de umidade e, também, a localização das armaduras, existência de vazios e fissuração.

O controle da resistência do concreto em elementos estruturais é realizado por meio de ensaios de corpos-de-prova cilíndricos ou cúbicos, sendo estes moldados, curados e rompidos de acordo com as normas técnicas de cada país.

McIntosh (1949), Nurse (1949) e Saul (1951) são considerados os criadores do método da maturidade, tendo como preceito a estimativa de uma resistência do concreto após um período de cura com uma temperatura elevada.

¹ (□) Os ensaios considerados não destrutivos são aqueles que não causam nenhum dano no elemento estrutural analisado ou deixam pequenos danos para serem reparados após o ensaio. Eles não provocam perda na capacidade resistente do elemento (EVANGELISTA, 2002).

Saul (1951) conseguiu relacionar conceito de maturidade com a resistência à compressão, denominada por ele de lei do ganho de resistência com maturidade.

Este pesquisador concluiu que com o uso do método da maturidade se conseguiria estimar a resistência do concreto, com o conhecimento do desenvolvimento das propriedades mecânicas do elemento estrutural com o tempo, sob o efeito de determinadas temperaturas de cura.

Para relacionar o histórico de temperaturas durante o processo de cura com a resistência do concreto, é feito um cálculo por meio de equações de maturidade em que são envolvidos os parâmetros tempo e temperatura. Segundo Pinto (1997) o método da maturidade permite estimar a resistência à compressão de um elemento estrutural com mais precisão com a caracterização prévia da sensibilidade térmica das reações de hidratação do concreto utilizado.

A fase mais importante do método da maturidade é desenvolvimento da temperatura do concreto durante a hidratação da matriz de cimento. A Figura 2.5 ilustra o desenvolvimento da resistência-maturidade de uma mesma matriz de concreto submetida às baixas e altas temperaturas de cura.

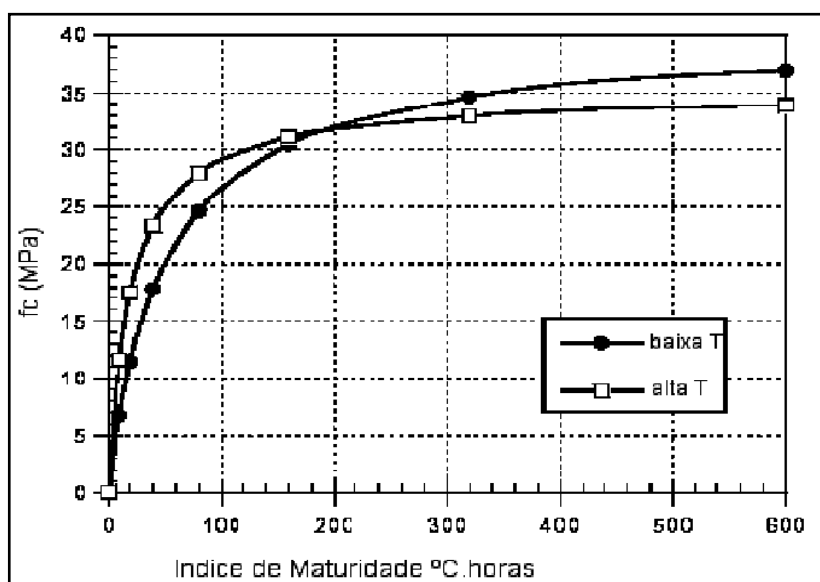


Figura 2.5: O “efeito cruzado” devido a diferentes temperaturas nas primeiras idades do concreto durante o desenvolvimento das relações de resistência-maturidade

Fonte: Carino e Lew, 2001.

Pinto (2000) comenta em seus estudos que qualquer propriedade mecânica ou física do concreto que seja relacionada com o grau de hidratação, a princípio, poderia ser modelada pelo método da maturidade, como por exemplo: módulo de elasticidade, resistência à tração do concreto e tempo de pega do concreto.

2.2.1 O Método da Maturidade

O conceito de maturidade foi estabelecido entre o final da década de 40 e o início dos anos 50 (CARINO ; TANK, 1992, PINTO, 1997). Este método é diferente dos demais ensaios não destrutivos, pois o principal fator que exerce influência no método é a temperatura do concreto.

Neville (1997) concluiu que, por meio do conceito de maturidade, o calor gerado pela hidratação do cimento influencia a resistência inicial do concreto. E essa hidratação pode ser analisada como a soma de todas as reações dos compostos individuais do cimento, ocorrendo simultaneamente no concreto.

A Figura 2.6, mostra a resposta global das reações químicas que envolvem a hidratação do cimento.

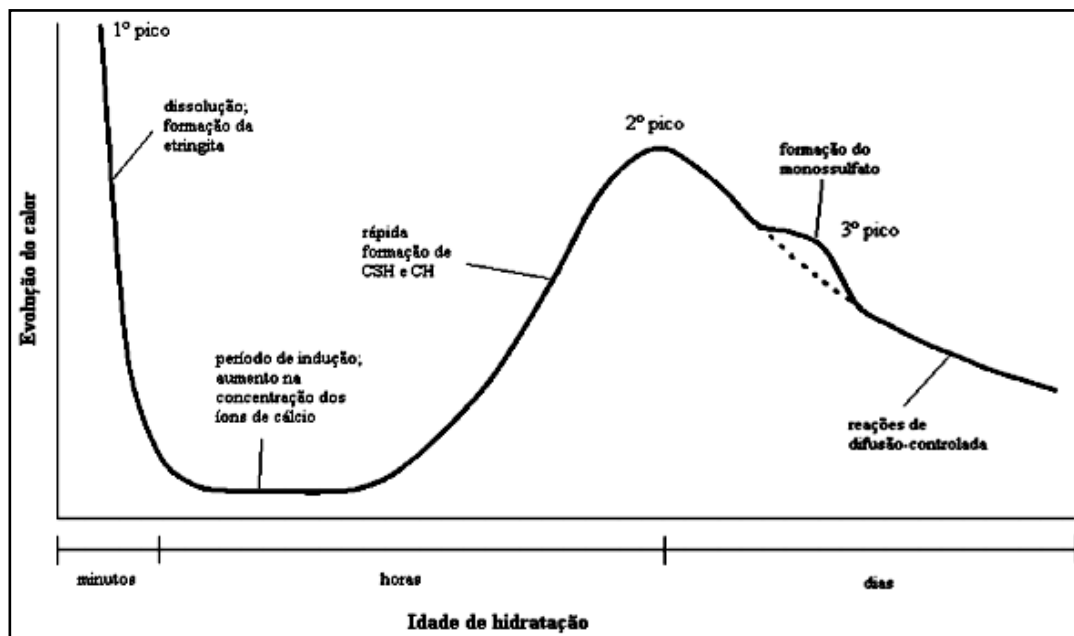


Figura 2.6: Evolução esquemática do calor de hidratação do cimento.

Fonte: Pinto, 1997.

Com a elevação da temperatura de cura do cimento, ocorre um aumento na velocidade destas reações de hidratação, aumentando sua resistência inicial. Com essa noção de grau de hidratação, definida como uma medida de avançamento entre a água e o cimento, pode-se determinar um parâmetro que permite o cálculo para caracterizar a maturidade do concreto (CARVALHO, 2002).

Na realidade, o conceito de maturidade é bem mais abrangente e pode ser aplicado em concretos de qualquer resistência e no desenvolvimento de diversas propriedades mecânicas ou físicas do material (PINTO, 2000).

McIntosh (1949) analisou a taxa de ganho de resistência do concreto e concluiu que ela é diretamente proporcional à diferença entre a temperatura do material e a temperatura abaixo da qual as reações de hidratação não ocorrem, indicando a temperatura de $-1,1^{\circ}\text{C}$ para esta última temperatura.

Nurse (1949) concluiu que o produto do tempo pela temperatura utilizando à cura térmica poderia ter efeitos sobre a resistência à compressão. Enquanto Saul (1951) relaciona o conceito de maturidade com a resistência à compressão, dando origem à

Lei do Ganho de Resistência com Maturidade (função Nurse e Saul), que é descrita a seguir:

“Uma mesma mistura de concreto a um mesmo grau de maturidade (medido como função de temperatura e tempo) tem aproximadamente a mesma resistência, qualquer que seja a combinação de temperatura e tempo para atingir o grau de maturidade”.

Um exemplo ilustrativo é dado na Figura 2.7, onde uma mistura de concreto que apresente fator $a/c = 0,30$ fornece diversas curvas para o desenvolvimento de sua resistência à compressão em função do tempo para cada temperatura do material.

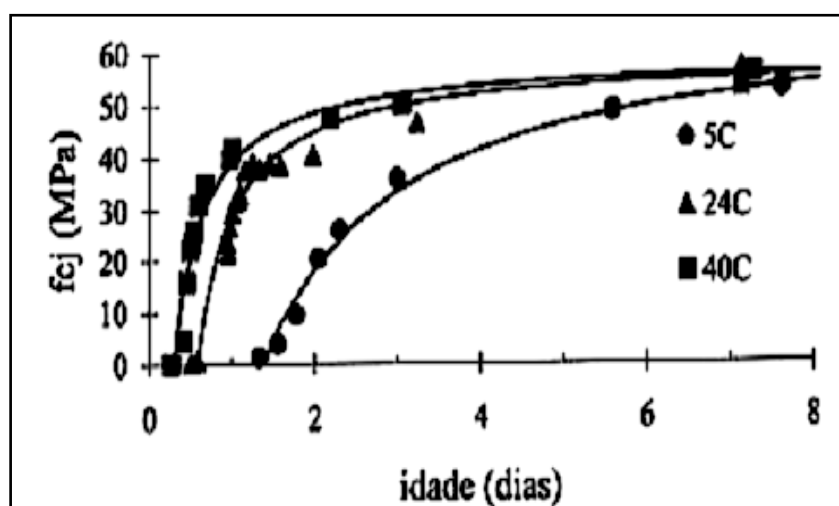


Figura 2.7: Influência da temperatura no desenvolvimento da resistência à compressão para uma mistura de concreto com fator $a/c = 0,30$

Fonte: Pinto, 2000.

O fator de maturidade pode ser calculado a partir de expressões matemáticas que relacionam a influência do tempo e da temperatura na hidratação do concreto (ASTM C 1074, 1998). De acordo com fib Bulletin 1, a função mais simples apresenta uma relação linear entre a taxa de hidratação e a temperatura, considerada como Equação de Nurse e Saul (Equação 2.1):

$$M = \sum_{i=1}^n T_i \times \Delta t_i \quad (\text{Equação 2.1})$$

No qual:

M = fator temperatura-tempo ($^{\circ}\text{C.dias}$);

Δt_i = intervalo de tempo de cura na temperatura t_i ;

T_i = temperatura durante um intervalo de tempo Δt_i ($^{\circ}\text{C}$);

Gonçalves (1986) ressalta que pela Equação 2.1 a maturidade varia linearmente com a temperatura, porém sabe-se da cinética das reações químicas que a velocidade do processo aumenta com a temperatura numa forma exponencial seguindo a Equação de Arrhenius. Assim mesmo, Carino (1991) afirma que a função da Equação 2.1 é muito difundida devido a sua simplicidade.

Arrhenius introduziu o conceito de energia aparente de ativação (E_a) em equações químicas para quantificar a energia necessária para que os reagentes pudessem se transformar em produtos (ATKINS, 1994). Assim, a velocidade de uma reação química é função de uma taxa constante k_T conforme a Equação 2.2:

$$k_T = A \cdot e^{\left(\frac{-E_a}{R T}\right)} \quad (\text{Equação 2.2})$$

Na qual:

k_T = constante de velocidade à temperatura T ;

E_a = energia aparente de ativação (J/mol);

R = constante universal dos gases (8,314 J/molK);

T = temperatura absoluta (K);

A = constante ou fator de frequência.

Com o avanço das pesquisas sobre a maturidade, Saul reformulou a função elaborada por Nurse e Saul, adicionando uma variável em função da idade equivalente. Desta maneira a expressão da Equação 2.1 assume a seguinte forma:

$$t_e = \sum_0^t \frac{t - t_o}{t_r - t_o} \times \Delta t \quad (\text{Equação 2.3})$$

Onde:

t_r = temperatura de referência ($^{\circ}\text{C}$);

t_e = idade equivalente na temperatura de referência t_r (h).

Rastrup (1954) apresentou um conceito de idade equivalente na temperatura de referência, onde a idade atual é igual à idade equivalente, já que esta aproximação linear não é confiável em grandes variações de temperaturas de cura. O pesquisador propôs uma função de idade equivalente usando um princípio estabelecido pela físico-química, onde as condições de velocidade de reações são duplicadas se é acrescida na temperatura 10°C .

Rastrup (1954) concluiu que o concreto atinge o mesmo grau de maturidade que atingiria caso tivesse sido mantido continuamente a uma temperatura de referência até a idade equivalente.

Weaver e Sadgrove (1971) desenvolveram uma nova correlação (Equação 2.4) usando a variável da idade equivalente. Entretanto, Sadgrove afirmou que a Equação de Nurse e Saul era mais precisa para valores baixos de maturidade.

$$t_e = \sum_0^t 2^{(t-t_r)/10} \times \Delta t \quad (\text{Equação 2.4})$$

onde:

t_e = idade equivalente na temperatura de referência, em h;

t = temperatura absoluta do concreto durante o intervalo Δt , em $^{\circ}\text{C}$;

t_r = temperatura de referência ($^{\circ}\text{C}$);

Δt = intervalo de tempo, em h.

Freiesleben-Hansen e Pedersen (FHP), (citados por CARINO, 1991), baseados no modelo de Arrhenius para cinética das reações, definiram uma função de maturidade a partir da relação entre as velocidades de hidratação do cimento na temperatura desejada e na temperatura de referência (T_r), segundo a Equação 2.5:

$$\frac{k_T}{k_{T_r}} = \frac{A \cdot e^{\left(\frac{-E_a}{RT}\right)}}{A \cdot e^{\left(\frac{-E_a}{RT_r}\right)}} = e^{\left(-\frac{E_a}{R} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_r}\right)\right)} \quad (\text{Equação 2.5})$$

na qual:

k_T = constante de velocidade à temperatura T;

k_{T_r} = constante de velocidade à temperatura T_r .

T = temperatura absoluta (K);

T_r = temperatura de referência (K);

E_a = energia aparente de ativação (J/mol);

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

A = constante ou fator de frequência.

Para se quantificar a probabilidade de que as colisões ocorram em direções favoráveis ao início da reação onde os átomos estejam posicionados de maneira a possibilitar novas ligações, Pinto (2000) comenta que o fator de frequência A deve ser utilizado.

Em idade equivalente, a função de maturidade de Freiesleben-Hansen e Pedersen (citados por CARINO, 1991) assume a forma da Equação 2.6:

$$t_{e(n)} = \sum_{i=1}^n e^{-\left[\frac{E_a}{R} \left(\left(\frac{1}{T_r}\right) - \left(\frac{1}{T_i}\right)\right)\right]} \cdot \Delta t_i \quad (\text{Equação 2.6})$$

na qual:

$t_{e(n)}$ = idade equivalente à temperatura de referência T_r (h);

E_a = energia aparente de ativação (J/mol);

T_i = média da temperatura em um intervalo de tempo Δt (K);

T_r = temperatura de referência (K);

Δt_i = intervalo de tempo (h);

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

A função de FHP (Freiesleben-Hansen e Pedersen) é a que produz os resultados mais satisfatórios do efeito real da temperatura na velocidade das reações de hidratação do cimento segundo Carino (1991). Para utilizar a função de FHP é necessário o conhecimento prévio da energia aparente de ativação das reações de hidratação do cimento.

A Equação 2.6 também pode ser apresentada, como:

$$t_e \tau_r = \sum_0^t e^{-\frac{E_a}{R} \left(\frac{1}{273 + T_r} - \frac{1}{273 + T_i} \right)} \times \Delta t \quad (\text{Equação 2.7})$$

A ASTM C 1074 (1998) esclarece o procedimento para se estimar a resistência do concreto por meio do Método da Maturidade. Este procedimento pode ser usado para estimar in loco a resistência do concreto, permitindo executar atividades tais como remoção das fôrmas, aplicação de cargas de protensão, etc.

Pela norma ASTM C 1074 (1998) as limitações mais significativas para este procedimento são:

a) O concreto deve ser mantido em condições que permitam a hidratação do cimento;

- b) O método não prevê, em longo prazo, os efeitos da temperatura na qual o concreto foi submetido nas primeiras idades;
- c) O método necessita ser acrescido de outras indicações da resistência potencial da mistura de concreto.

2.3 ENERGIA DE ATIVAÇÃO

Pinto (2004) comenta que a hidratação do cimento é uma reação química dependente da concentração e da temperatura dos reagentes, sendo acelerada em temperaturas altas e reduzida em temperaturas mais baixas. Pinto também esclarece que a temperatura do material influencia grandemente a taxa de evolução dos processos de hidratação.

A temperatura de uma mistura cimentícia é um parâmetro que pode ser utilizado para estimar o desenvolvimento de propriedades físicas e mecânicas do concreto se relacionado com o tempo. Carvalho (2002) observa que associando o método clássico da maturidade com a sensibilidade térmica do material cimentício, pode-se estimar a resistência à compressão em função das temperaturas de cura.

A sensibilidade térmica das reações de hidratação é denominada energia de ativação, e a ASTM C1074 (1998) apresenta um procedimento de cálculo dessa energia de ativação a partir da evolução da resistência à compressão, em função da idade e temperatura do material.

2.3.1 Aspectos químicos da energia de ativação

Segundo Pinto (2004), o químico sueco Svante Arrhenius, em 1889, propôs uma teoria de que quando há um contínuo suprimento de reagentes, a velocidade da reação química em condições isotérmicas é proporcional a um índice denominado taxa constante que obedece a Equação de Arrhenius, apresentada na Equação 2.2 anteriormente.

Seguindo este conceito de energia de ativação nas reações químicas, Atkins (1998) esclarece que as moléculas possuem uma quantidade mínima de energia cinética para transformar reagentes em produtos. Carvalho (2002) explica que nas reações do tipo exotérmicas (caso da hidratação do cimento), os reagentes estão em um estado de energia maior do que o estado dos produtos como ilustrado pela Figura 2.8.

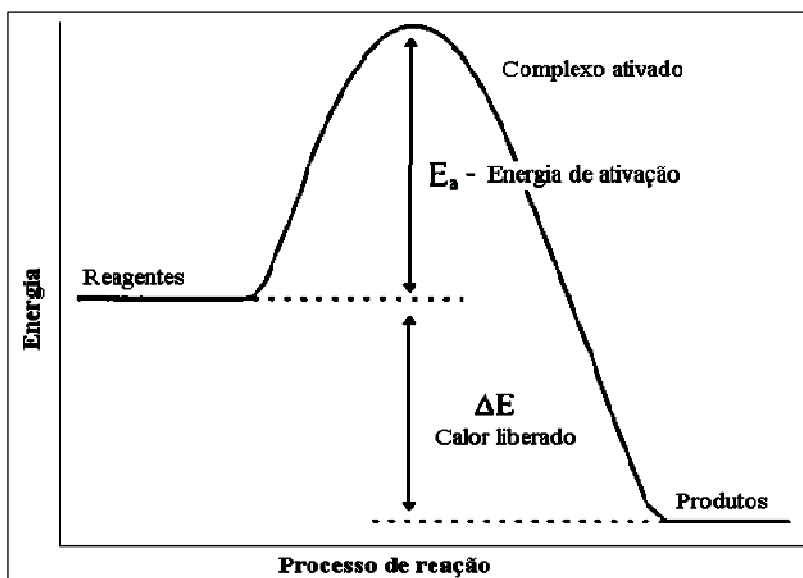


Figura 2.8: Perfil de energia durante as reações.

Fonte: Brown *et al.*, 1991.

Carvalho (2002) relata então que a energia de ativação é a diferença entre a energia necessária para ativar a reação e o nível de energia dos reagentes, e o calor total gerado na reação é a diferença entre o nível de energia dos reagentes e o nível de energia dos produtos.

Peres (2006) comenta que o termo aparente é utilizado para designar um valor médio dessa energia para as reações que apresentem processos distintos ocorrendo simultaneamente. Nas reações onde essa energia é grande, reações são lentas, pois uma pequena fração das partículas reagentes tem energia cinética suficiente para desencadear o processo.

Reações com valores pequenos de energia aparente de ativação são rápidas, indicando uma fração maior de colisões efetivas, com a maioria das partículas possuindo energia cinética suficiente para se transformarem em produtos.

Plane e Sienko (1977) elucidam os fatores que influenciam a velocidade das reação, na forma como segue:

- a) dependência da natureza dos reagentes químicos;
- b) concentração dos reagentes, visto que o número de colisões aumenta quando se aumenta a concentração;
- c) temperatura, pois com o aumento da energia cinética das moléculas aumenta a frequência das colisões;
- d) presença de catalisadores, tornando as colisões mais efetivas.

Alguns modelos foram desenvolvidos com o intuito de se encontrar o valor da energia de ativação. Freiesleben e Pedersen (1985) propuseram valores de energia de ativação dependentes da temperatura de cura do concreto (T_c), num intervalo de -10°C a 80°C :

- $T_c > 20^\circ\text{C}$ (68°F): $E_a(T_c) = 33,50 \text{ kJ/mol}$
- $T_c < 20^\circ\text{C}$ (68°F): $E_a(T_c) = 33,50 + 1,47(20 - T_c) \text{ kJ/mol}$

Os valores de energia aparente de ativação de Freiesleben e Pedersen (1985) são utilizados em muitos casos, independente do tipo de cimento utilizado ou suas adições minerais.

Carino (1991) observou que a maioria dos valores estavam compreendidos entre 41 kJ/mol e 67 kJ/mol, variando de acordo com os materiais cimentícios utilizados na mistura, enquanto a ASTM 1074 (1998) recomenda, para misturas de cimento Tipo I, valores de energia aparente de ativação entre 40 kJ/mol e 45 kJ/mol, sem adições minerais.

Para Kjellsen e Detwiler (1993) a energia de ativação varia de acordo com a temperatura de cura e do grau de hidratação, segundo a Equação 2.8 a seguir:

$$Ea(T, \xi) = \frac{\ln \left[\frac{\left(\frac{d\xi}{dt} \right)_T}{\left(\frac{d\xi}{dt} \right)_{T_r}} \right]}{T_r^{-1} - T^{-1}} R \quad (\text{Equação 2.8})$$

Onde:

ξ = grau de hidratação;

T = temperatura do concreto (K);

T_r = temperatura de referência (K);

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

Jonasson et al. (1995) propuseram uma formulação (Equação 2.9) para avaliar os valores de energia aparente de ativação para os padrões dos cimentos suíços. Foi observado que para um concreto a uma temperatura de 20°C, os valores de energia aparente de ativação foram superiores em, aproximadamente, 32% em relação aos valores obtidos pela formulação de Freiesleben-Hansen e Pedersen (1977).

$$E_a(T_c) = 44,0 \left(\frac{30}{10 + T_c} \right)^{0,45} \quad (\text{Equação 2.9})$$

na qual:

E_a = energia aparente de ativação (kJ/mol);

T_c = temperatura do concreto (°C).

Kim (2004) propõe que a energia de ativação varia segundo o tempo, grau de hidratação e temperatura de cura, por meio de uma função não linear (Equação 2.10) dada por:

$$E_a = E_{a_0} \exp(-\alpha t) \quad (\text{Equação 2.10})$$

Onde:

$E_{a_0} = 42830^{-43} T_c$ (J/mol);

$\alpha = 0.00017 T_c$ (constante);

T_c = temperatura em °C;

t = tempo (s).

No estudo concluído por Barbosa et al. (2005), obteve-se os valores de energia aparente de ativação para os cimentos fabricados no Brasil, assim como a variação desse parâmetro com a adição de sílica ativa, nas proporções de 8% e 16% sobre a massa de cimento e de aditivo superplastificantes, variando-se sua constituição (polipropilenos, melanina e carboxilatos), conforme os resultados dispostos na Tabela 2.2 a seguir.

Tabela 2.2: Valores de E_a de concreto com cimentos brasileiros

| Tipo de cimento | Energia aparente de ativação (KJ/mol) | | |
|-----------------|---------------------------------------|--------------|---------------|
| | 0% de sílica | 8% de sílica | 16% de sílica |
| CP I-S | 35,4 | - | - |
| CP II F-32 | 31,4 | 32,1 | 34,8 |
| CP II Z-32 | 31,3 | 32,5 | 35,7 |
| CP III-S | 20,4 | 27,1 | 40,2 |
| CP IV-RS | 50,4 | 52,9 | 56,1 |
| CP V-ARI | 43,9 | 39,6 | 42,4 |

Fonte: Barbosa *et al.*, 2005.

Os valores de energia aparente de ativação são característicos de cada tipo de cimento, e estão relacionados com as suas composições e respectivas adições químicas e minerais.

2.3.2 Normalização para a determinação da energia de ativação (E_a)

Existem vários procedimentos para a determinação da energia de ativação, quer seja por testes mecânicos, como por testes calorimétricos, ou por testes de resistência à compressão.

A norma americana ASTM C 1074 (1998) que será utilizada no presente trabalho, dispõe sobre os procedimentos para a determinação cuja descrição detalhada é fornecida a seguir.

Segundo Carvalho (2002), o método da ASTM C 1074 (1998) se fundamenta na lei de Arrhenius em sua forma mais simples, conforme apresentada na Equação 2.11.

Aplica-se nessa Equação de Arrhenius o logaritmo natural em ambos os lados, assim teremos:

$$\ln[k(T)] = \ln \left[A^T(t) \cdot e^{-\left(\frac{E_a}{RT}\right)} \right] \quad (\text{Equação 2.11})$$

na qual:

A^T = resistência à idade t ;

R = constante universal dos gases;

T = temperatura constante de cura;

E_a = valor de energia de ativação;

t = tempo.

Aplicando as propriedades dos logaritmos, é apresentada a Equação 2.12:

$$\ln[k(T)] = \ln[A^T(t)] - \left(\frac{E_a}{RT}\right) \quad (\text{Equação 2.12})$$

Ordenando a Equação 2.13 de modo a ajustar uma Equação linear $y=ax+b$, encontraremos:

$$\ln[k(T)] = -\left(\frac{E_a}{R}\right) \cdot \left(\frac{1}{T}\right) + \ln[A^T(t)] \quad (\text{Equação 2.13})$$

De acordo com a Equação 2.13, um gráfico de $\ln[k(T)]$ por $1/T$ resultará em uma reta cuja inclinação é $-E_a/R$. Sendo R a constante universal dos gases (8,314 J/mol.K) e

T a temperatura constante de cura dos corpos-de-prova que serão ensaiados a resistência à compressão, pode-se determinar a energia de ativação.

O procedimento ASTM C 1074 (1998) assume um comportamento para o desenvolvimento da resistência à compressão das argamassas com o tempo em condições isotérmicas, como o expresso pela Equação 2.14 (CARINO ; LEW, 2001).

$$S_T = Su_T \cdot \frac{k_T(t-t_o)}{1+k_T(t-t_o)} \quad (\text{Equação 2.14})$$

na qual:

S_T = resistência à idade t ;

Su_T = resistência limite;

k_T = constante de reação para uma condição isotérmica de cura;

t_o = tempo necessária para início do desenvolvimento da resistência;

t = tempo.

O procedimento ASTM C 1074 (1998) permite obter k_T com o uso de programas estatísticos de regressão não linear que forneçam os parâmetros k_T , Su_T e t_o para cada temperatura de cura.

Alternativamente, podem-se calcular estas constantes com o seguinte procedimento aproximado:

A partir da Equação 2.14, o cálculo da resistência limite (Su_T) da argamassa se faz considerando os quatro pontos com idades mais avançadas aproximando a parcela $(t - t_o)$ para apenas t . Após essa consideração e alguns rearranjos matemáticos, a Equação 2.14 pode ser expressa pela Equação 2.15, na forma característica da Equação da reta ($y=ax+b$).

$$\frac{1}{S_T} = \frac{1}{Su_T \cdot k_T} \cdot \frac{1}{t} + \frac{1}{Su_T} \quad (\text{Equação 2.15})$$

Com a elaboração de um gráfico de $1/S^T \times 1/t$, como ilustrado pela Figura 2.9, segundo a relação da Equação 2.15, é possível a obtenção de $1/Su^T$ pela determinação do coeficiente linear da reta. O valor de Su^T deve ser determinado para todas as condições isotérmicas do ensaio.

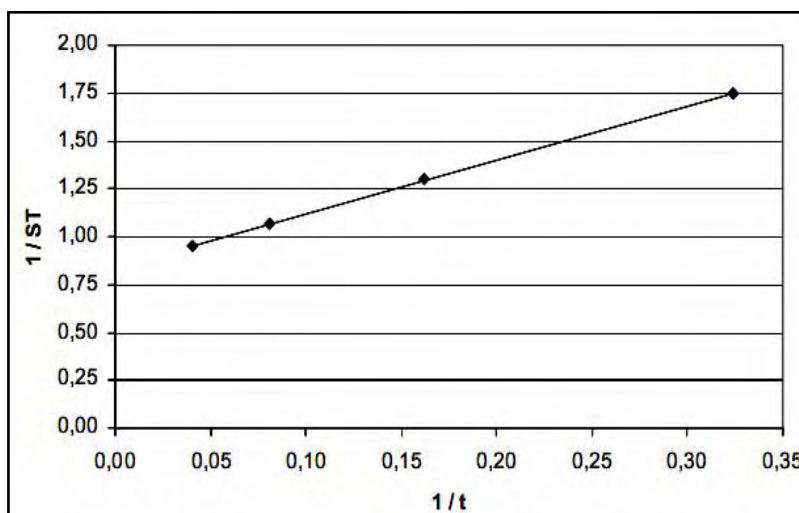


Figura 2.9: Gráfico $1/S_T \times 1/t$.

Fonte: Peres, 2006.

Os valores de k_T são então determinados a partir da Equação 2.15, aplicada aos primeiros quatro pontos do ensaio. Após alguns rearranjos, a Equação 2.15 assume a forma da Equação de uma reta de acordo com a Equação 2.16.

$$\frac{S_T}{Su_T - S_T} = k_T \cdot t - k_T \cdot t_o \quad (\text{Equação 2.16})$$

A partir do gráfico de $S_T/(Su_T - S_T) \times t$, ilustrado na Figura 2.10 a seguir, o valor de k_T é obtido como sendo o coeficiente angular da reta. Esse procedimento é realizado para todas as condições isotérmicas adotadas para o ensaio.

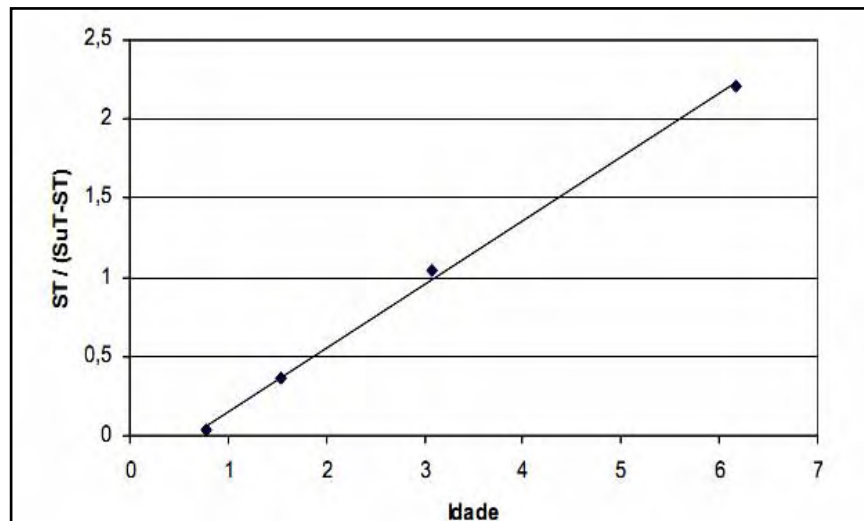


Figura 2.10: Gráfico $S_T / (S_{uT} - S_T)$

Fonte: Peres, 2006.

Com os valores de k_T obtidos para cada temperatura de ensaio, confecciona-se um gráfico de $\ln(k_T) \times 1/T$, com T expressa em Kelvin, como ilustrado pela Figura 2.11. O coeficiente angular da reta fornece o valor de $-E_a/R$, com a determinação do valor da energia aparente de ativação (E_a) da mistura em J/mol.

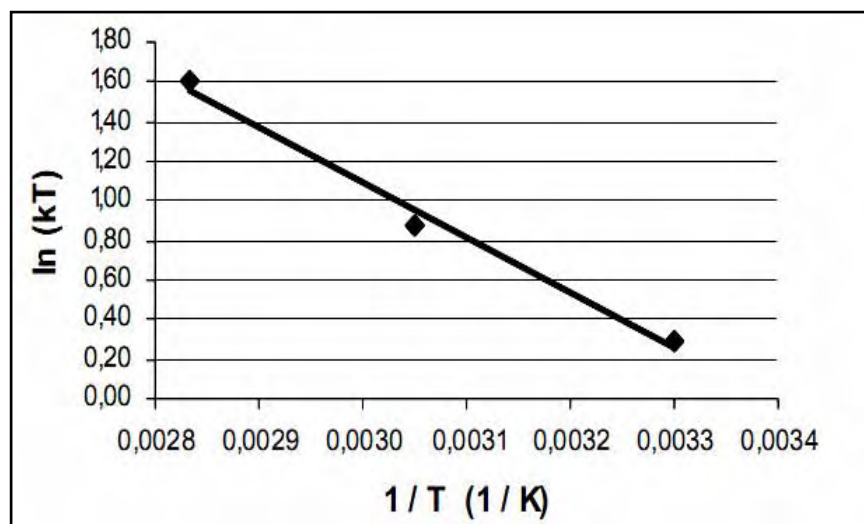


Figura 2.11: Gráfico $\ln(k_T) \times 1/T$

Fonte: Peres, 2006.

A graphic element for the chapter header, consisting of a dark grey rectangle. On the left side, the word "capítulo" is written vertically in white, lowercase letters. To the right of this, a large white number "3" is centered vertically.

PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

O procedimento experimental foi programa de ensaios caracterizado por duas etapas.

Inicialmente, na primeira etapa de ensaios foi estabelecida uma metodologia experimental para o estudo de dosagem de concretos auto-adensáveis.

A segunda parte do programa se refere ao procedimento experimental relacionado ao estudo de cura térmica nos concretos dosados e energia de ativação.

Foram realizadas análises de caracterização físico-química dos materiais utilizados na confecção dos concretos, procedendo-se em seguida a primeira etapa da dosagem do CAA, referente ao estudo da pasta de cimento, para determinação da compatibilidade cimento-aditivo, do teor de finos e do teor de saturação do aditivo.

No estudo de dosagem, foi definida a composição da argamassa, com a determinação do teor de agregado miúdo e do teor-base de superplastificante.

Foram desenvolvidos os traços dos concretos auto-adensáveis, pela determinação do teor de agregado graúdo, ajuste final do teor de aditivo e avaliação das propriedades mecânicas do concreto.

A partir dos traços encontrados, foi realizada a determinação experimental da energia de ativação e, em seguida, procederam-se os ensaios de cura térmica e a

determinação das propriedades mecânicas do CAA para dar prosseguimento aos cálculos de maturidade desses concretos.

3.1 PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL PARA DOSAGEM DO CAA

Neste trabalho foi utilizado o método de dosagem Repette e Melo para dosar dois traços de CAA com resistência à compressão de 40 MPa. A influência dos materiais nas propriedades do concreto foi avaliada no estado fresco e no estado endurecido.

Escolheu-se trabalhar com dois tipos de cimentos (CPII E-32 e CPIII 40-RS), brita 19 mm, areia média, superplastificante com base de policarboxilato, fíler de origem basáltica e água da rede de abastecimento para confecção dos dois traços de CAA (cada um com um tipo de cimento).

Os concretos foram produzidos nos laboratórios da Universidade Estadual Paulista (UNESP) e no Laboratório CESP de Engenharia Civil (LCEC), ambos na cidade de Ilha Solteira – SP.

O procedimento experimental de dosagem adotado neste trabalho consta das etapas descritas na Tabela 3.1:

Tabela 3.1: Procedimento Experimental Adotado (Adaptado de MELO, 2005).

| Fase | Etapa | Procedimento | Objetivo |
|------------------|--|---|---|
| Materiais | Seleção e caracterização dos materiais | Ensaio definidos nas normas | <ul style="list-style-type: none"> • Obter as principais características dos materiais |
| a/c | Determinação da Relação água/cimento | Ensaio do concreto/método IPT-EPUSP | <ul style="list-style-type: none"> • Encontrar a relação a/c para se atender à resistência à compressão especificada para o concreto aos 28 dias |
| Pasta | Ajuste do Fíler | Análise visual para determinação da ocorrência de segregação | <ul style="list-style-type: none"> • Ajustar o teor de fíler em função da relação a/c para promover a retenção de água; |
| | Ajuste do Aditivo | Ensaio com o Cone de Marsh | <ul style="list-style-type: none"> • Avaliar a relação do Cone de Marsh com o Reômetro; |
| | | Ensaio com Reômetro | |
| Argamassa | Ajuste do Agregado Miúdo | Ensaio de Espalhamento, Funil-V e ensaio com reômetro | <ul style="list-style-type: none"> • Determinar o teor de agregado miúdo para cada relação a/c; • Ajustar o teor de aditivo para atingir a auto-compactabilidade; • Acompanhar o desenvolvimento das resistências e comparar com os resultados do concreto; |
| | Ajuste do Aditivo | | |
| | Análise das propriedades Mecânicas | Ensaio de resistência à compressão e módulo de elasticidade aos 28 dias | |
| Concreto | Ajuste do Agregado Graúdo | Ensaio de Espalhamento, Funil-V e Caixa-L | <ul style="list-style-type: none"> • Determinar o teor de agregado graúdo para garantir a estabilidade do concreto; • Ajustar o teor de aditivo; • Avaliar a ocorrência de segregação; • Avaliar as propriedades mecânicas do concreto, verificando atendimento aos valores definidos inicialmente. |
| | Ajuste do Aditivo | | |
| | Verificação da segregação | Ensaio Column Technique | |
| | Análise das propriedades Mecânicas | Resistência à compressão e Módulo de Elasticidade | |

3.1.1 Ensaios de caracterização física, química e mecânica dos materiais

3.1.1.1 Cimento Portland

Os cimentos utilizados são dos tipos Portland CP II E-32 e CP III 40-RS, cujos ensaios realizados para a sua caracterização físico-química são:

- Determinação da finura por meio de peneiramento NBR 9202 (1991);
- Determinação da finura – Método de Blaine NBR NM 76 (2003);
- Determinação do tempo de pega NM 65 (2003);
- Determinação da massa específica aparente NBR 7810 (1983);
- Determinação da massa específica absoluta NM 23 (2001);
- Determinação da resistência à compressão do cimento NBR 7215 (1996).

A Tabela 3.2 fornece os resultados dos ensaios de caracterização do CP II E-32 e a Tabela 3.3 fornece os resultados dos ensaios de caracterização do CP III 40-RS, realizados no LCEC, em Ilha Solteira – SP.

Tabela 3.2: Caracterização física, química e mecânica do cimento CP II E-32.

| Análise Química (%) | | Propriedades Físicas e Mecânicas | |
|-----------------------------------|------|---|-------|
| Perda ao fogo | 4,33 | Finura Peneira 200 (% retida) | 4,9 |
| Insolúveis | 1,6 | Finura Peneira 325 (% retida) | 16,8 |
| SiO ₂ | 20,9 | Superf. Específica Blaine (cm ² /g) | 4030 |
| Fe ₂ O ₃ | 2,3 | Densidade Aparente (g/cm ³) | 1,1 |
| Al ₂ O ₃ | 8,1 | Densidade Absoluta (g/cm ³) | 3,1 |
| CaO | 57,5 | Início de pega (h:min) | 02:43 |
| MgO | 1,9 | Fim de pega (h:min) | 04:06 |
| SO ₃ | 2,5 | Expansão autoclave (%) | 0,032 |
| Na ₂ O | 0,3 | Resistência (MPa) 03 dias | 19,4 |
| K ₂ O | 0,6 | Resistência (MPa) 07 dias | 24,4 |
| Equiv. alcalino Na ₂ O | 0,6 | Resistência (MPa) 28 dias | 32,1 |
| Cal livre em CaO | 1,7 | a/c | 0,48 |

Tabela 3.3: Caracterização física, química e mecânica do cimento CP III 40-RS.

| Análise Química (%) | | Propriedades Físicas e Mecânicas | |
|-----------------------------------|------|---|--------|
| Perda ao fogo | 3,5 | Finura Peneira 200 (% retida) | 0,3 |
| Insolúveis | 0,7 | Finura Peneira 325 (% retida) | 1,0 |
| SiO ₂ | 24,5 | Superf. Específica Blaine (cm ² /g) | 4180 |
| Fe ₂ O ₃ | 2,3 | Densidade Aparente (g/cm ³) | 1,0 |
| Al ₂ O ₃ | 9,5 | Densidade Absoluta (g/cm ³) | 3,0 |
| CaO | 53,1 | Início de pega (h:min) | 02:51 |
| MgO | 3,1 | Fim de pega (h:min) | 04:52 |
| SO ₃ | 2,0 | Expansão autoclave (%) | -0,003 |
| Na ₂ O | 0,3 | Resistência (MPa) 03 dias | 23,8 |
| K ₂ O | 0,6 | Resistência (MPa) 07 dias | 30,7 |
| Equiv. alcalino Na ₂ O | 0,6 | Resistência (MPa) 28 dias | 37,9 |
| Cal livre em CaO | 1,1 | a/c | 0,48 |

3.1.1.2 Agregado miúdo

O agregado miúdo empregado na pesquisa foi uma areia média proveniente da região Noroeste Paulista, sendo realizados os ensaios convencionais de caracterização física do material no LCEC, em Ilha Solteira-SP. Apresenta-se na Figura 3.1 e na Tabela 3.4, respectivamente, a curva granulométrica e a característica física da areia média utilizada.

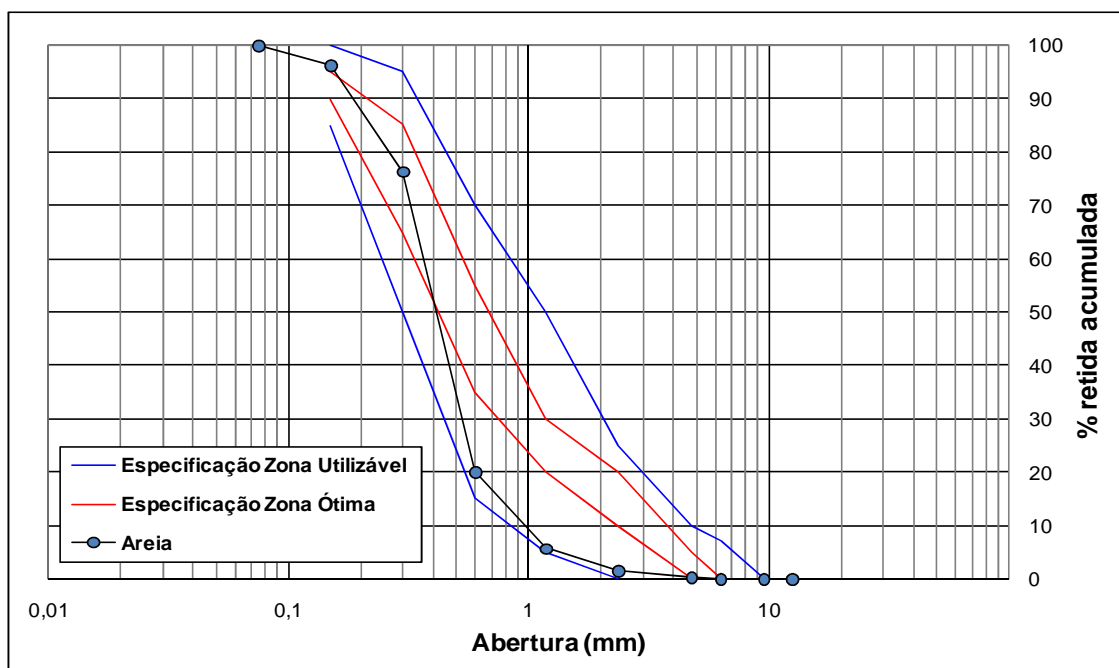


Figura 3.1: Perfil granulométrico da areia média

Tabela 3.4: Caracterização física da areia média

| Peneiras (mm) | Massa Retida (g) | % Retida | % Retida Acumulada | Método de Ensaio (NBR) |
|----------------------------------|-----------------------------|------------------------|-------------------------------|--|
| 6,30 | 1,2 | 0,1 | 0,1 | NM 248 (ABNT, 2003) 7211 (ABNT, 2005) |
| 4,75 | 2,5 | 0,2 | 0,4 | |
| 2,36 | 12,5 | 1,2 | 1,6 | |
| 1,18 | 42,5 | 4,2 | 5,8 | |
| 600 µm | 147,1 | 14,4 | 20,2 | |
| 300 µm | 572,6 | 56,2 | 76,4 | |
| 150 µm | 203,3 | 19,9 | 96,3 | |
| 75 µm | 37,5 | 3,7 | 100 | |
| Total | 1019,2 | 100,0 | - | |
| Massa específica superfície seca | | 2,61 g/cm ³ | | NM 53 (ABNT, 2003) |
| Massa específica seca | | 2,63 g/cm ³ | | NM 53 (ABNT, 2003) |
| Massa específica aparente | | 2,61 g/cm ³ | | NM 53 (ABNT, 2003) |
| Massa unitária solta | | 1,49 g/cm ³ | | 7251 (ABNT, 1982) |
| Massa unitária solta 4% umidade | | 1,08 g/cm ³ | | 7252 (ABNT, 1982) |
| Absorção | | 0,34% | | NM 53 (ABNT, 2003) |
| Dimensão máxima característica | | 2,36 mm | | 7211 (ABNT, 2005) |
| Módulo de finura | | 2,01 mm | | 7212 (ABNT, 2005) |
| Material pulverulento | | 0,50% | | NM 46 (ABNT, 2003) |
| Matéria orgânica | | mais claro | | NM 49 (ABNT, 2001) |

3.1.1.3 Agregado graúdo

O agregado graúdo utilizado foi uma brita basáltica 19 mm proveniente da região noroeste Paulista. Os ensaios de caracterização física do material foram desenvolvidos no LCEC, sendo o perfil granulométrico e os dados físicos apresentados a seguir na Figura 3.2 e na Tabela 3.5, respectivamente.

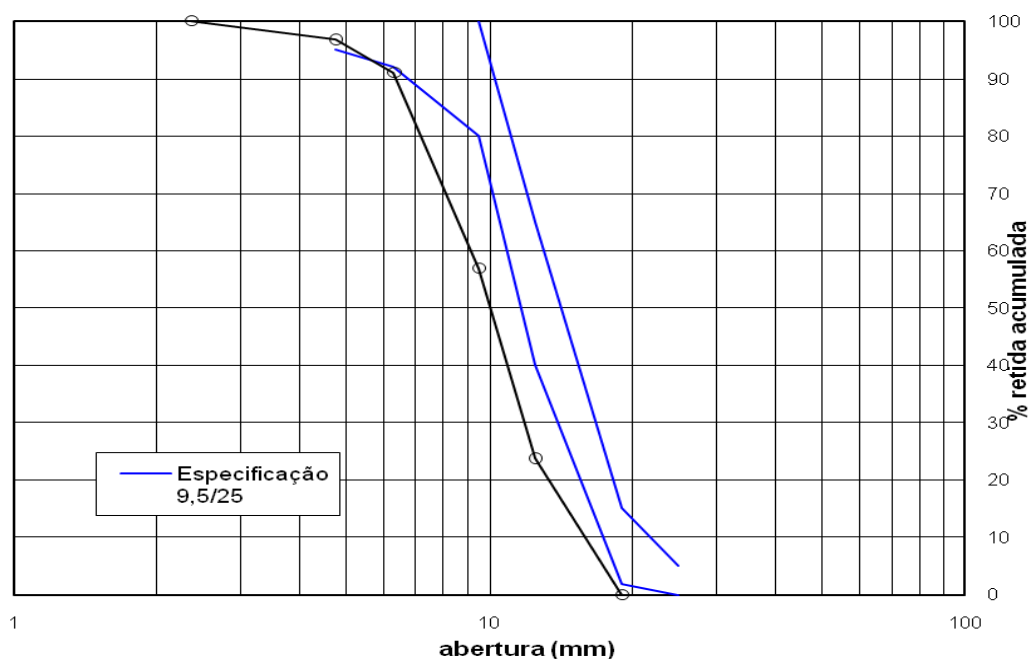


Figura 3.2: Perfil granulométrico da brita basáltica

Tabela 3.5: Caracterização física da brita basáltica

| Peneiras (mm) | Massa Retida (g) | % Retida | % Retida Acumulada | Método de Ensaio (NBR) |
|----------------------------------|---------------------|------------------------|-----------------------|--|
| 12,5 | 2080 | 10,4 | 10,4 | NM 248 (ABNT, 2003) 7211 (ABNT, 2005) |
| 9,5 | 5960 | 29,7 | 40,1 | |
| 6,30 | 7770 | 38,8 | 78,9 | |
| 4,8 | 2320 | 11,6 | 90,5 | |
| 2,4 | 1910 | 9,5 | 100,0 | |
| Total | 20040 | 100,0 | - | |
| Massa específica superfície seca | | 2,69 g/cm ³ | | NM 53 (ABNT, 2003) |
| Massa específica seca | | 2,66 g/cm ³ | | NM 53 (ABNT, 2003) |
| Massa específica aparente | | 2,76 g/cm ³ | | NM 53 (ABNT, 2003) |
| Massa unitária | | 1,58 g/cm ³ | | 7251 (ABNT, 1982) |
| Absorção | | 1,26% | | NM 53 (ABNT, 2003) |
| Dimensão máxima característica | | 19 mm | | 7211 (ABNT, 2005) |
| Módulo de finura | | 6,31 mm | | 7212 (ABNT, 2005) |
| Material pulverulento | | 0,24% | | NM 46 (ABNT, 2003) |

3.1.1.4 Fíler basáltico

O fíler utilizado nessa pesquisa é um material de origem basáltica caracterizado como um pó fino. O efeito físico está relacionado com sua finura que contribui para

preenchimento dos vazios entre os agregados graúdos e miúdos (TAYLOR, 1990). A respeito do efeito químico, o fíler foi utilizado como um material inerte nesse trabalho.

O fíler basáltico foi caracterizado pelo ensaio de granulometria a *laser* realizado pela ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland (relatório completo no ANEXO I)

O ensaio de granulometria a *laser* consiste, resumidamente, em verter na porta-amostra do equipamento a *laser* CILAS – modelo 1064, uma amostra suficiente para atingir o intervalo de concentração recomendado pelo fabricante. A seguir, utilizando-se álcool anidro e ultra-som durante 60 segundos, é efetuada a dispersão da amostra.

Um fotodiodo a *laser* emite um feixe luz que é captado por um sistema óptico que ativa o líquido com o pó a ser analisado. Por meio de medidas de distribuição de energia dos anéis de difração, é possível a conversão dos sinais em diâmetros de partículas.

O fíler empregado nesta pesquisa caracteriza-se por apresentar 60,1% de partículas com diâmetro inferior a 75 μm e diâmetro médio de 45 μm .

A fração do material retida na peneira 75 μm foi considerada como parte integrante do agregado miúdo, o qual teve seu volume corrigido em função dessa incorporação. Nas Tabelas 3.6 e 3.7 são apresentados os resultados da caracterização do fíler.

Tabela 3.6: Valores da porcentagem retida do filer

| % Retida | | | | | | | |
|---------------|-------|------|-------|------|-------|-----|-----|
| Peneiras (mm) | 0,075 | 0,09 | 0,105 | 0,15 | 0,212 | 0,3 | 0,5 |
| Fíler (%) | 39,9 | 31,4 | 26 | 12,1 | 5,8 | 1,7 | 0,5 |

Tabela 3.7: Valores de caracterização do filer

| Dimensão média (μm) | Dimensão abaixo do qual se encontram 10% das partículas (μm) | Dimensão abaixo do qual se encontram 90% das partículas (μm) | Material passante na peneira n° 200 (%) | Massa específica (g/cm^3) |
|----------------------------------|---|---|---|---|
| 45 | 14,40 | 82 | 61,03 | 2,86 |

3.1.1.5 Água

A água utilizada no estudo de dosagem do CAA, para confecção dos corpos-de-prova, foi proveniente da rede de abastecimento da cidade de Ilha Solteira-SP.

3.1.1.6 – Aditivo superplastificante

Os aditivos utilizados inicialmente foram o Viscocrete – 20 HE, o Viscocrete 3535 e o Viscocrete 5700 fabricados pela SIKA. Esses aditivos, segundo informações do

fabricante, são de última geração com base em uma cadeia de éter carboxílico modificado, desenvolvidos para o concreto em geral, especialmente para indústria de pré-moldados e concretos protendidos, onde se requer maior durabilidade e desempenho. Também são indicados para produção de CAA.

Esses aditivos são isentos de cloretos conforme especificação do fabricante. Com relação às propriedades do concreto no estado fresco com a utilização desse aditivo, destaca-se a alta capacidade de redução de água (40% aproximadamente), melhor textura de sua superfície e a exsudação nula.

As principais características físico-químicas bem como as dosagem recomendada dos aditivos para concretos com alta trabalhabilidade e baixa relação água/cimento são apresentadas na Tabelas 3.8.

Tabela 3.8: Características dos aditivos superplastificantes utilizados

| Característica | Viscocrete 20-HE | Viscocrete 3535 | Viscocrete 5700 |
|---|--|---|------------------------|
| Ação principal: | Redutor de água de altíssima eficiência | | |
| Composição básica: | Solução aquosa de policarboxilatos modificados | Solução de policarboxilato em meio aquoso | |
| Teor limite (% em relação a massa de cimento) | 1,0 – 2,0 | 1,1 – 1,5 | 0,7 – 1,5 |
| Aspecto: | Líquido | | |
| Cor: | Castanho claro | Castanho claro | Marrom claro |
| Densidade a 25°C: | 1,07 kg/l | 1,04 a 1,08 kg/l | 1,08 a 1,11 kg/l |
| pH: | (4,3 ± 0,5) | 3,5 a 5,5 | 5,0 a 7,0 |

3.1.2 Ensaio Preliminares

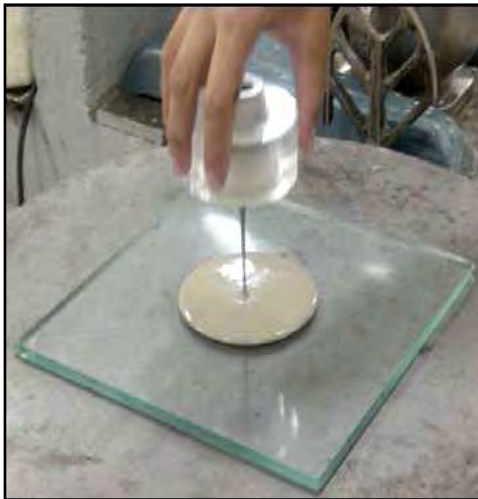
3.1.2.1 Ensaio de Kantro

O ensaio de Kantro, também conhecido como mini-slump, foi realizado para analisar a compatibilidade dos cimentos, CII E-32 e CP III 40-RS, com os aditivos Viscocrete 3535, Viscocrete 20-HE e Viscocrete 5700 e, escolher o aditivo que teve maior compatibilidade com os dois tipos de cimento.

O ensaio de Kantro consiste em um cone com dimensões definidas, assentado sobre uma placa de vidro plano e liso, nivelado horizontalmente e recebendo o material lubrificante.

Após seu preenchimento com a pasta de cimento e posterior arrasamento, o cone é levantado, permitindo que a pasta flua sem nenhum impedimento até seu equilíbrio em estado de repouso (Figura 3.3a).

A área que a projeção horizontal do material nesta condição abrange sobre a placa de vidro é medida com o paquímetro (Figura 3.3b). Maiores detalhes do ensaio de Kantro podem ser encontradas no ANEXO 2 conforme relato descrito por Bucher (1988).



(a)



(b)

Figura 3.3: Ensaio de Kantro. (a) Instante de retirada do molde, (b) Medida do espalhamento da pasta com paquímetro.

A partir do momento em que é adicionado o aditivo na pasta, o cronômetro é acionado e são feitas leituras de espalhamento em intervalos de 10 min até atingir 60 min.

A execução das misturas foi realizada em um misturador mecânico de eixo planetário, cujas velocidades de rotação para a pá são de (140 ± 5) rpm e (285 ± 10) rpm e para o planetário de (62 ± 5) rpm e (125 ± 10) rpm, como ilustra a Figura 3.4. As leituras foram realizadas em uma sala climatizada $(23 \pm 2^\circ\text{C})$ do LCEC-Ilha Solteira/SP.



Figura 3.4: Misturador mecânico utilizada nos ensaios.

Foi utilizada neste ensaio a relação água/cimento igual a 0,35. A porcentagem de água dos aditivos era em torno de 60%, e esse valor foi considerado como parte da porção total da água. Cada tipo de aditivo foi variado em cinco porcentagens, em relação a massa de cimento, sendo elas 0,6%, 0,8%, 1,0%, 1,2% e 1,4%, para cada tipo de cimento.

Para o ensaio de Kantro foi estabelecida uma ordem cronológica para colocação dos materiais no misturador e leitura dos espalhamentos:

1. 100% do cimento + 80% da água;
2. Misturar em velocidade lenta por 30 segundos;
3. Descansar a pasta por 30 segundos (raspagem das paredes da bacia com uma colher umedecida);
4. 100% do aditivo + 20% da água (total restante);
5. Momento em que o cronômetro é disparado
6. Misturar 30 segundos em velocidade alta;
7. 30 segundos descanso;
8. Misturar 30 segundos em velocidade baixa;

9. Misturar 30 segundos em velocidade alta;
10. Após o término, o recipiente (balde) foi coberto com um pano úmido;
11. Com 60 segundos antes do tempo de leitura a pasta deve ser misturada por mais 30 segundos em velocidade alta.

3.1.3 Definição de parâmetros básicos para composição da mistura

3.1.3.1 Relação água/cimento

As relações água/cimento foram determinadas em função da resistência à compressão que foi fixada em 40 MPa. Adotando esse procedimento definido por Repette e Melo (2005), a dosagem do CAA teve como ponto de partida a resistência à compressão requerida. Dessa forma, foi possível evitar misturas com resistências elevadas, em consequência dos parâmetros de dosagem adotados.

O concreto convencional foi dosado pelo método Helene/Terzian (1993), com os mesmos agregados utilizados nesta pesquisa, a saber: fíler basáltico, brita 19 mm e areia média. Para cada cimento utilizado foi elaborado um diagrama de dosagem do concreto convencional confeccionado.

Além disso, analisou-se a influência do fíler basáltico da mistura na resistência à compressão, pois se espera que ele não promova alterações significativas nas propriedades mecânicas do concreto.

Para a determinação da relação água/cimento utilizou-se a Lei de Abrams definida para concretos convencionais e calculada no diagrama de dosagem, que define uma

expressão em função da resistência à compressão aos 28 dias para o cimento adotado.

Na Figura 3.5 são apresentados os gráficos de dosagem do CP II E-32 aos 28 dias, referentes à relação a/c x resistência à compressão e consumo de cimento x resistência à compressão.

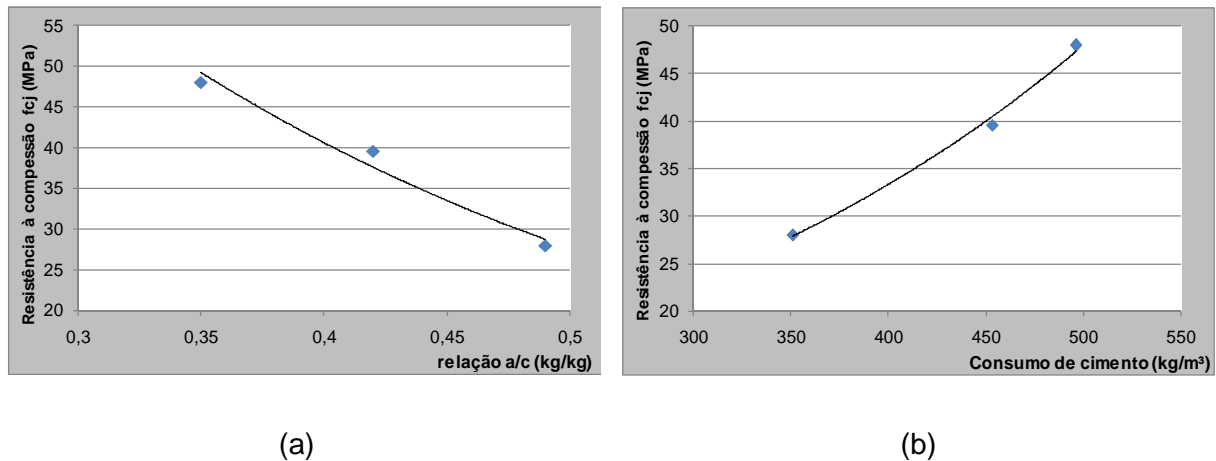
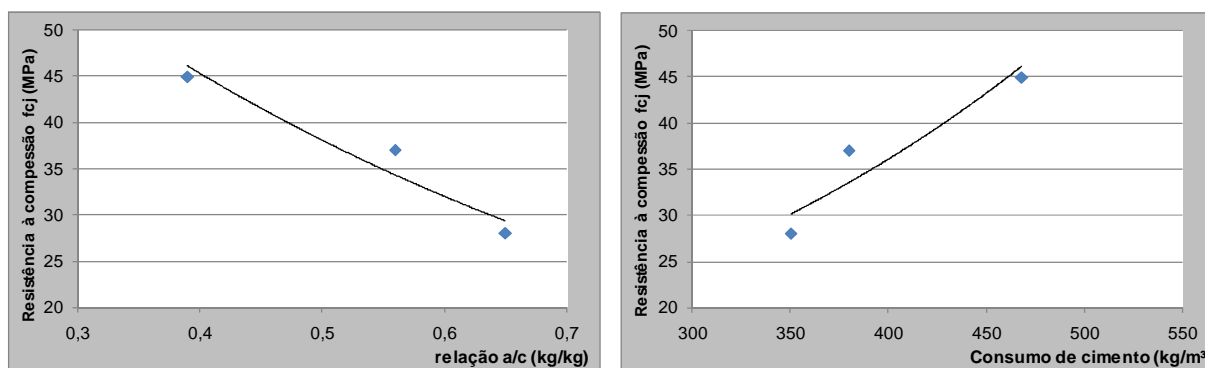


Figura 3.5: Comportamento do cimento CP II E-32 aos 28 dias. (a) relação a/c x resistência à compressão, (b) consumo de cimento x resistência à compressão.

Na Figura 3.6 são apresentados os gráficos de dosagem do CP III 40-RS aos 28 dias, referentes à relação a/c x resistência à compressão e consumo de cimento x resistência à compressão.



(a)

(b)

Figura 3.6: Comportamento do cimento CP II 40 RS aos 28 dias. (a) relação a/c x resistência à compressão, (b) consumo de cimento x resistência à compressão.

A relação a/c encontrada no diagrama de dosagem para o cimento CP II E-32 foi de 0,40 para um consumo de 447 kg/m^3 e para o CP III 40-RS o a/c foi de 0,48 para um consumo de cimento de 425 kg/m^3 , sendo ambas para a resistência à compressão de 40 MPa.

3.1.4 Estudo da pasta de cimento

Após a escolha do aditivo que se ajusta melhor aos dois tipos de cimento e a determinação da relação água/cimento, procedeu-se o estudo da fase da pasta de cimento, definindo o volume inicial de fíler.

Após determinar o teor de fíler, foram realizados ensaios de fluidez para determinação do teor de saturação do aditivo escolhido, que se deu por meio de dois procedimentos, a saber: pelo ensaio de Cone de Marsh e pela avaliação das propriedades reológicas da pasta utilizando o reômetro R/S Rheometer, que controla

a tensão e deformação (“shear stress” e “shear rate”), e é fabricado pela “Brookfield Engineering Laboratories”.

3.1.4.1 Determinação do teor de finos

O teor de finos é determinado para cada relação água/cimento encontrada anteriormente, sendo dosado em substituição ao cimento, em volume. Vale salientar que nesta fase só foi utilizada a porcentagem de fíler que passou pela peneira 200 (0,075 mm).

Enquanto a pasta se mostrava instável, ou seja, a mistura apresentava excesso de água, era incorporado o fíler em incrementos de 5% (volume), para corrigir essa instabilidade.

A incorporação de fíler na pasta foi feita até que se encontrou uma porcentagem que promoveu a adequada retenção de água. O A presença do aditivo superplastificante produz um efeito de dispersão das partículas e assim poderá permitir uma maior incorporação de finos, neste sentido foi feito também análises com dosagem de 5% para mais e para menos na argamassa para um melhor ajuste do aditivo.

3.1.4.2 Determinação do teor de saturação do aditivo

Com os teores de fíler definidos, determinou-se o teor de saturação do superplastificante por meio de ensaios utilizando o Cone de Marsh. Os ensaios

foram realizados em uma sala climatizada do LCEC - Ilha Solteira/SP, cuja temperatura foi mantida a $(23\pm 2)^{\circ}\text{C}$.

As pastas foram misturadas em um misturador mecânico de eixo planetário, conforme ilustrado na Figura 3.4, cujas velocidades de rotação para a pá são de (140 ± 5) rpm e (285 ± 1) rpm e para o planetário de (62 ± 5) rpm e (125 ± 10) rpm.

O procedimento de mistura decorreu um período total de 6 minutos para a execução da seqüência utilizada por Repette e Melo:

1. Cimento e 80% da água;
2. Misturar no misturador em velocidade lenta por 30 segundos;
3. Adição do fíler;
4. Misturar no misturador em velocidade lenta por 30 segundos;
5. Misturar em velocidade rápida por 1 minuto;
6. Limpeza da pá e descanso da pasta por 3 minutos;
7. Incorporação do aditivo e restante da água;
8. Misturar em velocidade rápida por 1 minuto.

Para essa mistura, seguiu-se a recomendação de Roncero (2000), na qual o cone foi preenchido com 800 ml da pasta e foi cronometrado o tempo para o escoamento de 200 ml. O volume da pasta que escoou foi medido em um recipiente graduado e os tempos foram aferidos utilizando um cronômetro digital. Também foi conferida a temperatura das pastas ensaiadas.

Uma vez já selecionado o aditivo promoveu-se sua adição na mistura em incrementos de porcentagens de 0,1% e 0,2% em relação à massa de cimento, considerando apenas o teor de sólidos, até que fosse observada a segregação da pasta.

Este procedimento foi realizado após 5 min, 15 min e 30 min do instante de incorporação do aditivo na mistura, com o objetivo de se verificar a ocorrência de perda de fluidez e a possível alteração no ponto de saturação.

Esse ensaio obteve resultado apenas para o cimento CP II E-32, pois utilizando o cimento CP III 40-RS foi observado que a pasta segregava em excesso no tempo em que ela ficava em repouso, distorcendo os resultados obtidos, sendo, dessa forma, desconsiderados.

A Figura 3.7 ilustra o ensaio com o cone de Marsh e a aferição da temperatura.

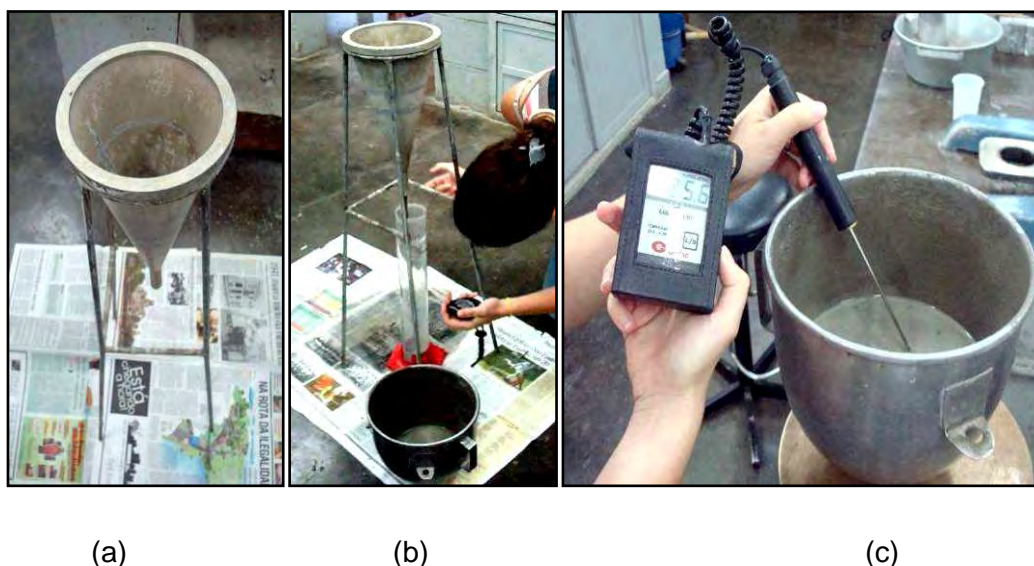


Figura 3.7: Determinação do teor de saturação dos aditivos. (a) Cone de Marsh, (b) Tempo de fluidez e (c) Medição da temperatura.

3.1.4.3 Ensaios Reométricos

Com os resultados da mistura com o cimento CP II E-32 pelo ensaio de Cone de Marsh, foi obtido o teor ótimo de aditivo (ponto de inflexão). Com o valor do ponto de inflexão, foi utilizado o reômetro R/S *Rheometer* para o estudo reométrico deste material.

Além disso, foi realizado o estudo reométrico com as porcentagens de aditivo anterior e posterior a porcentagem encontrada no ponto de inflexão, obtendo parâmetros reológicos com o ajuste das curvas ao modelo Herschel-Bulkley. Foram utilizadas as mesmas seqüências de mistura do ensaio de Cone de Marsh e para os mesmos tempos de 5 min, 15 min e 30 min.

Ressalta-se que as análises seguiram o protocolo da reometria convencional. Assim, controlou-se tensão e mediu-se a taxa de deformação, o que permitiu discorrer e julgar sobre o melhor ajuste para curva de escoamento, dentro de um rol de modelos reológicos disponíveis no *software* Rheo/2000 que acompanha o reômetro R/S *Brookfield* (*shear rate x shear stress*) de cilindros coaxiais.

A Figura 3.8 mostra as etapas para realização desse ensaio.



(a)

(b)

(c)

Figura 3.8: Ensaio reométrico. (a) Colocação da pasta no cilindro, (b) Inserção do *spindle* no cilindro e (c) Fixação do conjunto para iniciar o ensaio.

3.1.5 Composição da argamassa

Concluída a fase da pasta, iniciaram-se os estudos na argamassa, onde foi definido o teor de agregado miúdo em relação ao volume total de argamassa, e determinado

o teor-base de aditivo superplastificante para ser ajustado na fase de dosagem do concreto.

Nesta etapa, as argamassas foram produzidas para que se obtivessem misturas com fluidez, deformabilidade, estabilidade e resistência à compressão atendendo às características requeridas para argamassas de CAA.

Na dosagem da argamassa foi corrigido o teor de água do agregado miúdo. Esse teor de água foi determinado obtendo-se a umidade total do agregado (água superficial e presente no interior das partículas).

O volume de água da mistura foi corrigido em função da umidade superficial do agregado, mantendo-se a relação a/c. A umidade interna dos grãos foi eliminada para que se tivesse total aproveitamento da água adicionada.

O estudo da argamassa foi desenvolvido na mesma sala climatizada onde foram desenvolvidas as pastas.

Para a produção das argamassas foi utilizado o misturador mecânico de eixo planetário (da marca Continental), ilustrada na Figura 3.9.



Figura 3.9: Misturador mecânico utilizado para confecção da argamassa

Na fase de produção, o fíler que antes fora peneirado para ser adicionado à pasta, foi incorporado diretamente, sendo que porcentagem retida na peneira 0,075 mm entrou como substituição volumétrica da areia.

O tempo total de mistura foi de 6 minutos, adotando a seqüência utilizada por Repette e Melo:

1. Cimento + fíler + 80% da água,
2. Misturar no misturador em velocidade lenta por 30 segundos;
3. Adição do agregado miúdo;
4. Misturar em velocidade lenta por 30 segundos;
5. Mistura em velocidade rápida por 1 minuto;
6. Limpeza da pá e descanso da argamassa por 3 minutos;
7. Incorporação do aditivo e restante da água;
8. Mistura final em velocidade rápida por 1 minuto.

3.1.5.1 Determinação do teor de agregado miúdo

O teor de agregado miúdo foi variado no intuito de determinar a quantidade ideal que resultasse em composições com deformabilidade adequada. A determinação se deu por meio de ensaios de espalhamento e fluidez adaptados para argamassas. Variou-se o teor de agregado miúdo em 40%, 45% e 50% do volume total de argamassa.

Para cada um desses teores foi variado o teor de aditivo em porcentagens alteradas de acordo com o comportamento da mistura. Como não se tinham os valores do teor

de finos para o CP III 40-RS, foi feita uma adaptação do método, variando também o teor de finos e de aditivo para cada teor fixado de agregado miúdo.

Para haver uma similaridade de ensaios, também foi variado o teor de finos para o cimento CP II E-32. Foram elaboradas as misturas das argamassas e realizados os ensaios de espalhamento e fluidez para cada uma das composições.

O espalhamento foi realizado utilizando uma forma tronco cônica sobre a mesa de consistência nivelada e foi medida a abertura da argamassa com o auxílio de um paquímetro (Figura 3.10).



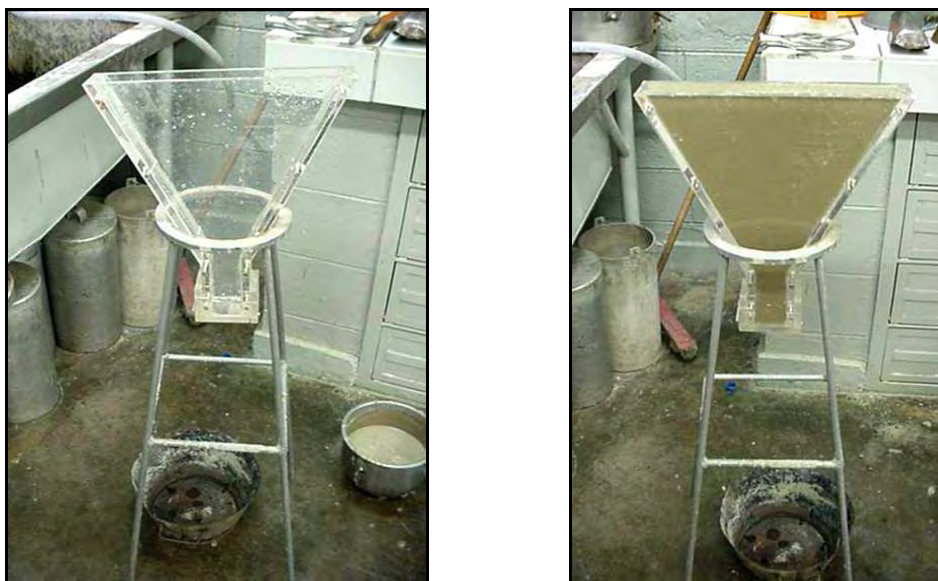
(a)



(b)

Figura 3.10: Espalhamento da argamassa. a) Fôrma tronco cônica para espalhamento sobre a mesa de consistência, (b) Medida do espalhamento da argamassa e aferição do diâmetro de abertura

A fluidez foi determinada pelo ensaio de Funil em V, onde foi medido o tempo gasto para a argamassa escoar totalmente (Figura 3.11).



(a)

(b)

Figura 3.11: Ensaio de Fluidez. (a) Funil em V utilizado para argamassas, (b) Funil em V preenchido com argamassa.

O teor de superplastificante e o teor de finos foram ajustados para que as misturas se enquadrassem nos critérios citados por Gomes (2002), a saber: espalhamento variando de 200 mm a 280 mm e tempo de escoamento pelo funil de 5 s a 10 s.

As argamassas que tiveram resultados dentro dos requisitos estabelecidos foram ensaiadas no reômetro R/S *Rheometer* para estudo reométrico utilizando a hélice *Vane* (Figura 3.12).

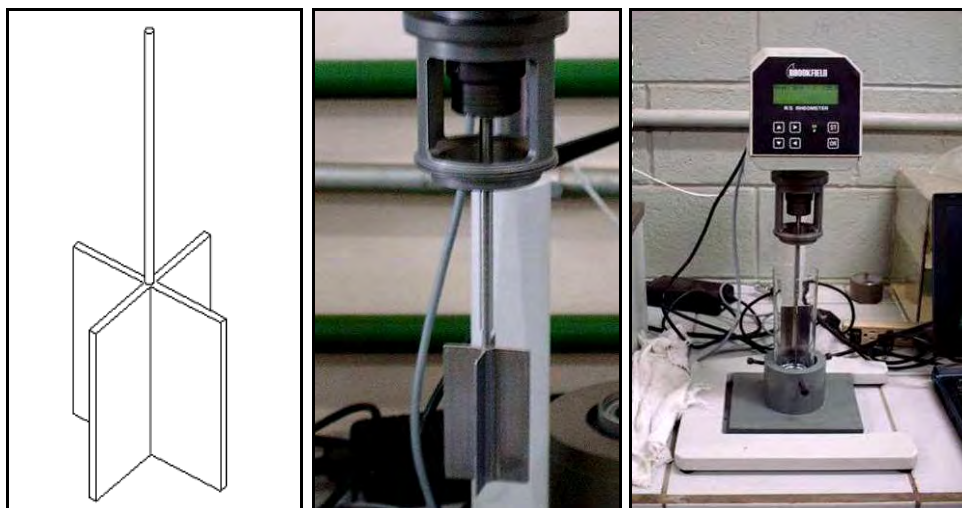


Figura 3.12: Desenho da hélice do *Vane* e a hélice suspensa no reômetro utilizado no ensaio reométrico.

E paralelamente ao ensaio reométrico, as argamassas que obtiveram resultados dentro do intervalo estabelecido, foram moldadas para avaliação da resistência à compressão nas idades de 7 dias, 14 dias e 28 dias, sendo moldados 3 corpos-de-prova por idade.

Foram utilizados moldes de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura, e não foi realizado adensamento na moldagem das argamassas. A desmoldagem foi realizada com 24 horas e os corpos-de-prova permaneceram em cura úmida até a idade de rompimento.

Os ensaios de resistência à compressão foram realizados na Prensa Hidráulica que se encontra no LCEC. Foi realizado também ensaio de módulo de elasticidade na idade de ruptura de 28 dias.

A avaliação da resistência à compressão nas argamassas teve como objetivo verificar o atendimento dos níveis de resistência verificado inicialmente, permitindo posterior comparação dos resultados com aqueles obtidos no concreto. Foi realizado também ensaio de módulo de elasticidade na idade de ruptura de 28 dias.

3.1.6 Produção do concreto

A composição do concreto seguiu as seguintes etapas, a saber: determinação do teor de agregado gráudo e ajuste da porcentagem de aditivo avaliando o concreto de acordo com as propriedades requeridas no estado fresco e endurecido.

Foi utilizada a betoneira intermitente de eixo inclinado e pás solidárias à cuba com capacidade de 120 litros e velocidade de 29 rpm, para a mistura do CAA. Após a mistura ser feita, foi determinada a massa específica e teor de ar do concreto. A Figura 3.13 refere-se à betoneira na produção do CAA.



Figura 3.13: Betoneira utilizada na produção do concreto.

A produção do concreto seguiu duas etapas. Na primeira foram produzidos 20 litros de concreto para o ajuste do teor de brita e de aditivo, partindo do teor de aditivo obtido no estudo da argamassa sendo feitos ajustes se necessário.

Na segunda etapa foram produzidos 40 litros de concreto sendo realizados ensaios nos estados fresco e endurecido (resistência à compressão e módulo de elasticidade). O procedimento de mistura decorreu um período de 15 minutos, segundo a seqüência descrita a seguir.

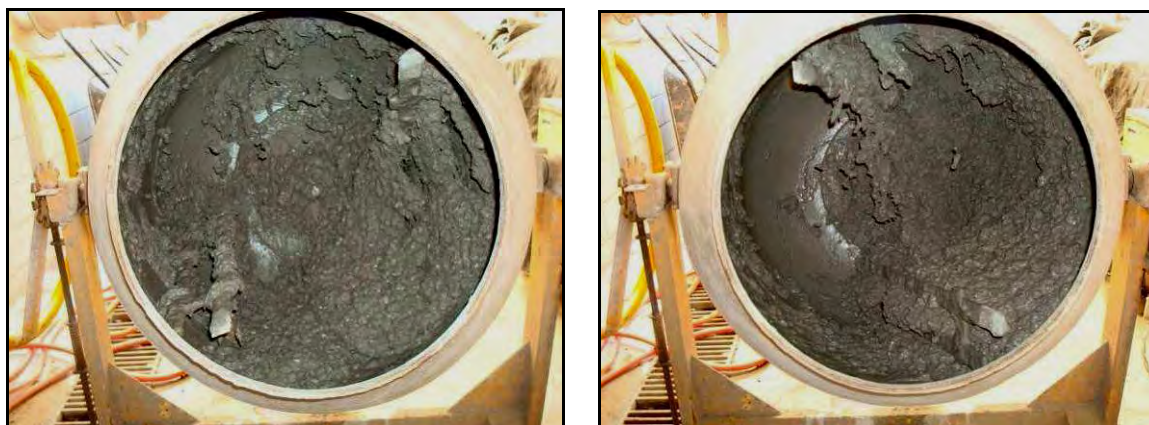
1. Agregado graúdo + fíler + 80% da água;
2. Misturar na betoneira por 1 minuto;
3. Adição do agregado miúdo;
4. Misturar na betoneira por 1 minuto;
5. Adição do cimento;
6. Misturar na betoneira por 2 minutos;
7. Descansar o material na betoneira desligada por 3 minutos;
8. Nesse tempo de descanso fazer a remoção do material aderido às pás e paredes da betoneira;
9. Misturar por mais 1 minuto;
10. Adicionar o aditivo e o restante da água;
11. Misturar por 7 minutos.

Conforme definido na fase da argamassa, foi considerada a umidade do agregado miúdo na produção dos concretos e a umidade do agregado graúdo.

3.1.6.1 Ajuste do agregado graúdo e do aditivo

O teor de brita foi variado entre 28% e 35% do volume total de concreto e, para cada porcentagem de brita, foi realizado o ajuste do aditivo. O concreto foi avaliado em função dos resultados apresentados nos ensaios de espalhamento, Funil-V, Caixa-L e Column Technique, com o intuito de se obter misturas com o maior teor de agregado graúdo, e que se enquadrassem em todos os parâmetros dos ensaios. A

Figura 3.14 visualiza o aspecto do CAA que se enquadraram em todos os parâmetros de ensaio.



(a)

(b)

Figura 3.14: Mistura do CAA na betoneira (a) e (b) Aspecto no tempo final de mistura.

A Tabela 3.9 apresenta a faixa dos parâmetros fixados para os ensaios realizados no CAA.

Tabela 3.9: Parâmetros dos ensaios de CAA

| Método de Ensaio | Valores limites para o CAA |
|------------------|----------------------------|
| Espalhamento (d) | 650 mm a 750 mm |
| Funil-V (t) | < 10 s |
| Caixa-L (H2/H1) | ≥ 0,8 |
| Segregação | < 10% |

No ensaio de espalhamento, conforme ilustrado na Figura 3.15, mediu-se o diâmetro de abertura do concreto em duas direções distintas, tendo como resultado a média desses valores.



Figura 3.15: Ensaio de espalhamento com o CAA.

Para avaliar a fluidez do concreto e a capacidade de passar por uma restrição brusca de seção, empregou-se o ensaio do Funil-V, cujo procedimento consistiu em preencher completamente o funil, deixando o concreto por 60 segundos em repouso.

Após esse período de repouso, com o auxílio de um cronômetro, foi medido o tempo necessário para o escoamento total do concreto sob fluxo confinado. A Figura 3.16 ilustra o ensaio realizado.



Figura 3.16: Ensaio de Funil-V com o CAA.

No ensaio da Caixa-L foram avaliadas a capacidade de o concreto passar por restrições (resistência ao bloqueio), a capacidade de preenchimento e de autonivelamento. E na Figura 3.17 são visualizadas as fases do ensaio realizado.

Foram utilizadas barras de aço, simulando armaduras, sendo empregadas três barras de 12,5 mm de diâmetro, resultando no espaçamento de 40,5 mm entre as restrições.

O ensaio foi realizado enchendo-se a parte vertical da caixa com o concreto, aguardando 60 segundos para iniciar o fluxo. E após esse tempo de espera em que o concreto ficou em repouso, foi aberta a comporta, permitindo que o material escoasse para a caixa horizontal.

Em seguida, foi feita uma análise visual observando se ocorreu o bloqueio do agregado graúdo na armadura, bem como o preenchimento uniforme da caixa horizontal pelo concreto. Na seqüência, mediram-se as alturas H1 e H2 do concreto para a análise da capacidade de autonivelamento.



(a)

(b)



(c)

(d)

Figura 3.17: (a) Concreto em repouso por 60 segundos, (b) Concreto na iminência da realização do ensaio, (c) Concreto escoando da caixa vertical para a caixa horizontal e (d) Estabilização do fluxo para iniciar a aferição das alturas.

Para o teste de verificação de segregação foi empregado o Column Technique, e com um tempo de aproximadamente 20 minutos foi possível coletar amostras de concreto do topo e da base da coluna. As amostras foram lavadas em uma peneira de 5 mm e finalmente esse material retido foi pesado. Com esses valores foi feito o cálculo da porcentagem de segregação do concreto. A Figura 3.18 ilustra as etapas do ensaio com o equipamento de teste Column Technique.

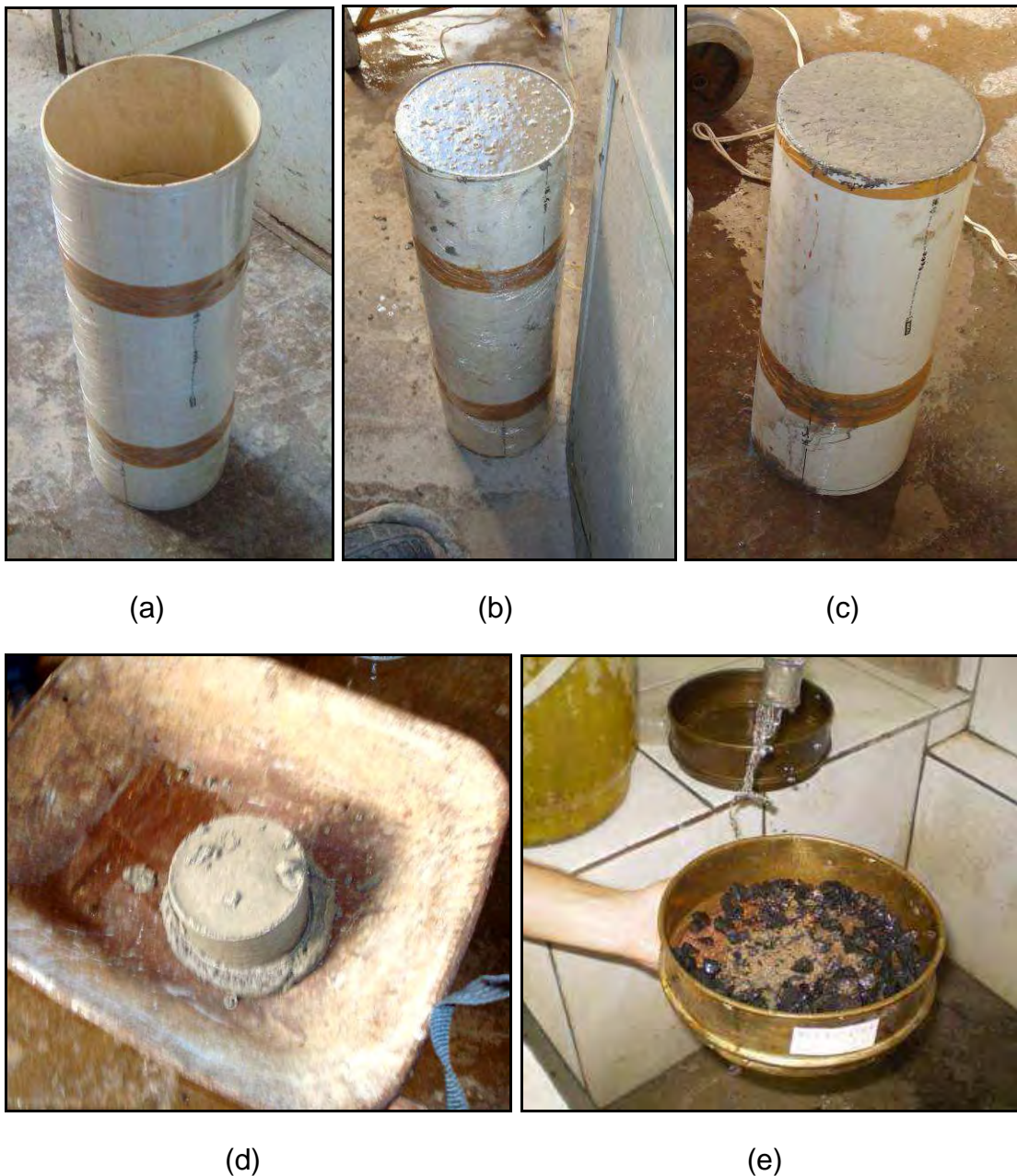


Figura 3.18: (a) Aparato com as seções unidas com fita adesiva, (b) Concreto em repouso, (c) Topo retirado (d) Concreto retirado da seção e (e) Amostra de concreto sendo lavada na peneira de 5 mm.

3.1.6.2 Avaliação das propriedades mecânicas do CAA

Os ensaios de determinação da resistência à compressão do concreto obedeceram às prescrições da NBR 5739 (1994). A moldagem e cura dos corpos-de-prova foram realizadas de acordo com as recomendações da NBR 5738 (1994).

Foram moldados 23 corpos-de-prova cilíndricos (quatro corpos-de-prova para cada idade de ruptura) com 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, cuja desmoldagem se deu em 24 horas, permanecendo em câmara úmida (umidade $\geq 95\%$ e temperatura $(24\pm 2)^\circ\text{C}$) até a idade de ruptura.

Nas idades de 3, 7, 28, 56 e 90 dias foram feitas rupturas avaliando a resistência à compressão do concreto. O módulo de elasticidade foi realizado aos 28 dias conforme o método prescrito pela NBR 8522 (2008).

Dos 23 corpos-de-prova moldados, foram reservados três corpos-de-prova para avaliação da temperatura que se iniciou após a moldagem e continuaram até a última data de ruptura, esses valores foram utilizados para os cálculos de maturidade deste projeto.

A Figura 3.19 mostra a determinação da resistência à compressão.



Figura 3.19: Ruptura dos corpos-de-prova.

3.2 DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CAA PELO MÉTODO DA MATURIDADE

As propriedades mecânicas do CAA foram avaliadas segundo o modelo proposto por Freiesleben-Hansen e Pedersen (FHP), (citados por ASTM C 1074 (1998)), no qual foi aplicado o conceito de idade equivalente. Os efeitos da cura térmica nas propriedades mecânicas (resistência à Compressão f_c) foram analisados em termos de idade equivalente de acordo com o ciclo térmico proposto, a temperatura ambiente, a 65°C e a 80°C, durante ciclos térmicos de 4 h, 6 h e 8 h.

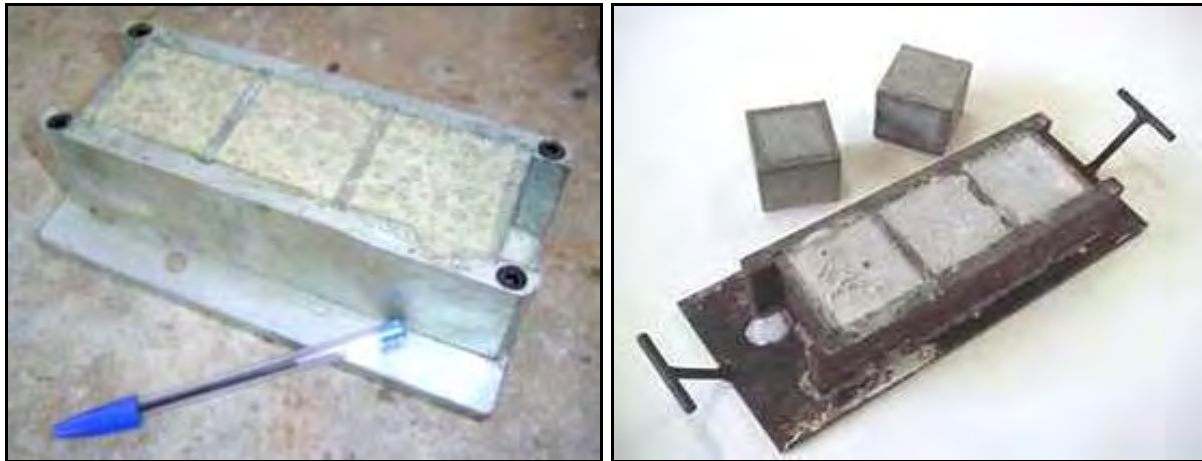
O aquecimento do concreto se deu em 25°C/h e, após o término do patamar de cura pelo período requerido, iniciou-se o resfriamento a 18°C/h.

3.2.1 Determinação da Energia de Ativação (E_a)

Para a determinação experimental da energia de ativação (E_a) dos CAA com os cimentos CII E-32 e CIII 40-RS (dosagem realizada no procedimento anterior), foi empregada a metodologia proposta pela ASTM 1074 (1998), onde a partir da resistência à compressão da argamassa do concreto encontra-se a E_a .

A argamassa utilizada neste ensaio foi retirada diretamente do concreto utilizado, por peneiramento, como proposto na ASTM 1074 (1998).

Foram moldados corpos-de-prova cúbicos da argamassa extraída do concreto fresco, com arestas de 5 cm, como ilustrado pela Figura 3.20.



(a)

(b)

Figura 3.20: (a) e (b) Moldes dos corpos-de-prova cúbicos para argamassa.

As fôrmas foram lubrificadas com óleo para facilitar a desforma e, para evitar perda de água, foi utilizada massa de calafetar e filme plástico, garantindo água necessária para as reações de hidratação do cimento.

Finalizada a etapa de moldagem dos corpos-de-prova, estes foram submetidos à cura em três configurações distintas de temperatura, a saber: 30°C (câmara úmida), 55°C (câmara térmica) e 80°C (câmara térmica), tomando-se o cuidado de manter uma atmosfera saturada para evitar perda de água de hidratação do cimento.

Para obtenção dos valores de resistência à compressão da argamassa em função da idade, a ASTM C 1074 (1998) recomenda que o ponto inicial da curva seja adotado como sendo aquele no qual a sua resistência é de 4 MPa.

Para os corpos-de-prova cúbicos de 5 cm de aresta, a área exposta à compressão é de 5 cm x 5 cm = 25 cm², assim, para que o corpo-de-prova atinja 4 MPa, deve apresentar resistência a uma carga de aproximadamente 1000 kg.

A Figura 3.21 ilustra a câmara térmica utilizada na fase da cura até o corpo-de-prova atingir a resistência de 4 MPa.



Figura 3.21: Câmara térmica

Com o tempo decorrido desde a adição de água na mistura até ser atingida a resistência de 4 MPa, calcula-se o tempo para as rupturas futuras.

Como exemplo ilustrativo, se uma mistura de argamassa necessitar de 6 h para atingir 4 MPa, as rupturas seguintes serão realizadas após 12 h, 24 h, 48 h, 96 h e 192 h a partir da adição de água na mistura, num total de seis rupturas.

Para cada idade, foram rompidos três corpos-de-prova, tomando-se o valor médio como representativo da resistência à compressão.

O fator idade (tempo) para efeito de determinação dos gráficos é medido, neste caso, em dias.

As rupturas foram realizadas em uma prensa universal, com capacidade de 100 toneladas, localizada no Laboratório de Engenharia Civil (Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira).

Na ruptura dos corpos-de-prova, a prensa foi colocada no modo automático desenvolvendo uma velocidade constante de 100 kgf/s.

A Figura 3.22 ilustra o equipamento de banho térmico utilizado para armazenar os corpos-de-prova até as idades de ruptura e o corpo-de-prova sendo rompido.



(a)

(b)

Figura 3.22: (a) Equipamento de banho térmico e (b) Ruptura do corpo-de-prova

3.2.2 Procedimento experimental para o estudo da cura térmica

Para a realização do ensaio de cura a vapor, utilizou-se um forno de cura térmica a vapor. O aparelho é constituído por um compartimento revestido internamente com fibra isolante para reduzir perdas de calor.

Este aparelho possui um equipamento que produz água destilada, a qual fica armazenada em um reservatório vertical para ser utilizada posteriormente em um reservatório horizontal que possui uma resistência onde o vapor é gerado.

O equipamento possui internamente seis estantes onde os corpos-de-prova ficam apoiados e entre cada estante ficam os bicos por onde o vapor produzido no reservatório horizontal é liberado e distribuído uniformemente dentro da câmara por meio de tubulação forçada.

Ainda na parte interna, possui três termopares fixados na parte de cima do equipamento, no meio e na parte de baixo, entre as estantes e por onde são feitas as aferições das temperaturas.

Esses termopares estão ligados a um microprocessador que garante que a temperatura permaneça num patamar pré-definido, com desvio padrão e variância otimizados, e o valor médio da temperatura fica visível no leitor digital do equipamento, como ilustra a Figura 3.23.



Figura 3.23: Leitor digital do equipamento de cura térmica

O equipamento possui em cima do forno duas resistências que aquecem internamente a parte superior interna do equipamento, para o vapor não condensar e manter a câmara saturada com vapor.

A Figura 3.24 ilustra o equipamento utilizado nos ensaios.



(a)

(b)

Figura 3.24: Equipamento de cura térmica, (a) Vista geral e (b) Posicionamento dos corpos-de-prova no equipamento.

As quantidades de corpos-de-prova que foram moldados e curados ficaram sujeitas ao tipo de ensaio realizado. Para avaliar o comportamento mecânico dos concretos submetidos ao processo de cura térmica a vapor, foram analisados corpos-de-prova curados termicamente e posteriormente curados em câmara úmida, e corpos-de-prova submetidos somente à cura em câmara úmida.

Os procedimentos referentes ao ensaio obedeceram à seguinte metodologia:

1. Os corpos-de-prova de concreto confeccionados foram vedados com filme plástico (fixado com fita adesiva) para evitar a evaporação da água da mistura (Figura 3.25a);
2. Durante a cura no equipamento de cura a vapor, a temperatura foi monitorada por termopares (Figura 3.25b) instalados em três corpos-de-prova. Para tanto, colocou-se um tubo de cobre de pequeno diâmetro com comprimento médio de 100 mm no interior do concreto, que foi vedado com massa de calafetar na

parte inferior e preenchido com óleo Singer. As sondas foram introduzidas por esse tubo para registro da temperatura nos corpos-de-prova testemunho. A captação dos dados foi realizada com multímetros digitais com sistema de aquisição automático e colocada na lateral do equipamento de cura (Figura 3.26);

3. Os corpos-de-prova foram distribuídos de maneira uniforme nas prateleiras do aparelho de cura térmica. Os corpos-de-prova que serviram como testemunhos da temperatura foram distribuídos igualmente na parte superior, intermediária e inferior do aparelho.
4. Um total de três corpos-de-prova foram ensaiados no final do ciclo (patamar de cura), para os ensaios de módulo de elasticidade (E) e os ensaios de resistência à compressão (f_c).



(a)

(b)

Figura 3.25: (a) corpos-de-prova de CAA vedados com filme plástico (fixado com fita adesiva) e (b) temperatura sendo monitorada por multímetros.



Figura 3.26: Multímetros conectados nos corpos-de-prova para monitoramento da temperatura.

O monitoramento da temperatura dos corpos-de-prova foi efetuado programando o multímetro para efetuar leituras em intervalos de 5 minutos durante o ciclo térmico. Após o término do ciclo térmico programou-se o multímetro para fazer leituras a cada 15 minutos até o terceiro dia de cura, e de hora em hora até completar 28 dias e a cada 168 horas (uma semana) durante o restante do processo de cura.

Foram utilizadas duas equações para a determinação da resistência à compressão utilizando o método da maturidade.

Os procedimentos a seguir apresentam de forma explicativa e ilustrativa as aplicações do método da maturidade, por meio do uso das equações de Nurse e Saul, e de Freiesleben-Hanson e Pedersen, respectivamente.

Nurse e Saul

1º passo:

São moldados corpos-de-prova cilíndricos de concreto e, sob determinado tipo de cura, onde a temperatura e o tempo são monitorados, fornece o histórico de temperaturas.

2º passo:

Estabelecem-se idades de rupturas durante o processo de cura, e constrói-se o gráfico das idades reais (laboratório) com os valores respectivos das tensões.

3º passo:

Utilizando-se a equação de Nurse e Saul, com o histórico de temperaturas, e as respectivas tensões obtidas durante a cura, obtém-se o gráfico de resistência à compressão x Fator de Maturidade (FM).

4º passo:

É traçada uma linha de tendência que melhor se ajuste aos dados.

Freiesleben-Hanson e Pedersen (FHP)

1º passo:

O primeiro procedimento a ser tomado é a determinação da Energia Aparente de Ativação (E_a) por meio de ensaios em corpos-de-prova cilíndricos em concretos, ou em cubos em argamassa. Esses são acondicionados em ambientes climatizados com temperatura controlada, em pelo menos três condições isotérmicas diferentes. Realiza-se, então, a ruptura dos corpos-de-prova para cada uma das condições, por meio de procedimentos preconizados pela ASTM C 1074 (1998).

2º passo:

De maneira semelhante ao processo de Nurse e Saul são moldados corpos-de-prova cilíndricos de concreto que são submetidos a um determinado tipo de cura, onde a temperatura e o tempo são monitorados, fornecendo o histórico de temperaturas.

3º passo:

Estabelecem-se as idades de rupturas durante o processo de cura e constrói-se o gráfico das idades reais (laboratório) com os valores respectivos das tensões.

4º passo:

Por meio da equação de Freiesleben Hanson e Pedersen e com o histórico de temperaturas e das respectivas tensões obtidas durante a cura, constrói-se o gráfico de resistência à compressão x idade equivalente a uma temperatura de referência (T_r).

5º passo:

É traçada uma linha de tendência que melhor se ajuste aos dados.

Os procedimentos de ensaio dos CAA curados em câmara úmida saturada com monitoramento de temperatura são apresentados a seguir:

1. Após os corpos-de-prova serem confeccionados, eles são vedados com filme plástico para evitar a evaporação da água da mistura;
2. Três multímetros foram acoplados nos corpos-de-prova para registro do histórico de temperatura;
3. Os corpos-de-prova de concreto foram colocados na câmara úmida (Figura 3.27a), e a temperatura monitorada (Figura 3.27b) a cada 15 minutos nas primeiras 72 horas; a cada 24 horas no período de 3 a 28 dias e a cada 7 dias até 91 dias.
4. Para os concretos curados em câmara térmica, após seu resfriamento foi feito o mesmo procedimento do item 3;
5. Foram realizados ensaios mecânicos em idades preestabelecidas de 3, 7, 28, 56 e 91 dias.



(a)

(b)

Figura 3.27: (a) corpos-de-prova de CAÀ curados em câmara úmida e (b) temperatura monitorada por termopares (termopares protegidos em caixa de isopor).

A graphic element for the chapter header, consisting of a dark grey square. On the left side, the word "Capítulo" is written vertically in white. To the right of this, a large white number "4" is centered.

ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são abordadas as análises dos resultados obtidos nesta pesquisa. Os ensaios de caracterização dos materiais constituintes dos concretos utilizados atenderam as normas que os preconizam, sendo, portanto, utilizados nesta pesquisa sem nenhuma restrição.

A seguir, são apresentados os resultados dos ensaios desenvolvidos no Laboratório Cesp de Engenharia Civil - LCEC, Laboratório de Engenharia Civil – FEIS/UNESP e Laboratório de Hidrologia e Hidrometria – FEIS/UNESP, referentes aos estudos de caracterização dos materiais, análise reológica da pasta e dosagem do concreto, assim como os resultados dos ensaios de determinação da energia aparente de ativação para aplicação do método da maturidade e, conseqüentemente, os ensaios de cura térmica.

Os itens 4.1 a 4.4 são referentes aos ensaios para determinação da composição do concreto auto-adensável. Dos ensaios analisados, o primeiro item diz respeito ao estudo de compatibilidade realizado entre os cimentos selecionados para esta pesquisa e os aditivos superplastificantes utilizados.

4.1 COMPATIBILIDADE ENTRE CIMENTOS E ADITIVOS

A análise da compatibilidade entre os cimentos e os aditivos superplastificantes é de extrema importância, pois são diversos os fatores que influenciam o comportamento desses materiais. Neste trabalho foi utilizado para essa análise, o método de verificação da compatibilidade do cone de miniabatimento (KANTRO, 1980).

O método do cone de miniabatimento, descrito no capítulo 3, é baseado na perda de abatimento em função do tempo de hidratação da pasta, permitindo comparar o desempenho de diferentes aditivos ao analisar-se a área de espalhamento da pasta de cimento em função do tempo de hidratação.

Misturas que são caracterizadas por uma alta taxa de perda de abatimento em função do tempo são ditas incompatíveis ou de menor eficiência. Neste trabalho, o ensaio de Kantro foi realizado com os cimentos CP II E-32 e CP III 40-RS e com aditivos superplastificantes de composição básica de policarboxilados modificados, especificados pelo fabricante como Viscocrete 3535, Viscocrete 20-HE e Viscocrete 5700.

Foram estabelecidos para análise cinco teores diferentes de aditivo (em % de sólidos) iguais a 0,6%; 0,8%; 1,0%; 1,2%; e 1,4% em relação à massa de cimento. Esses teores foram escolhidos de acordo com o primeiro teor de aditivo em que a pasta tinha um espalhamento significativo (superfície da pasta espalhada lisa, homogênea e com espessura uniforme) e, o maior teor foi próximo ao limite máximo de aditivo especificado pelo fabricante. Os resultados obtidos no ensaio de Kantro dos cimentos com o aditivo superplastificante, Viscocrete 3535, seguem apresentados nas Figuras 4.1 e 4.2.

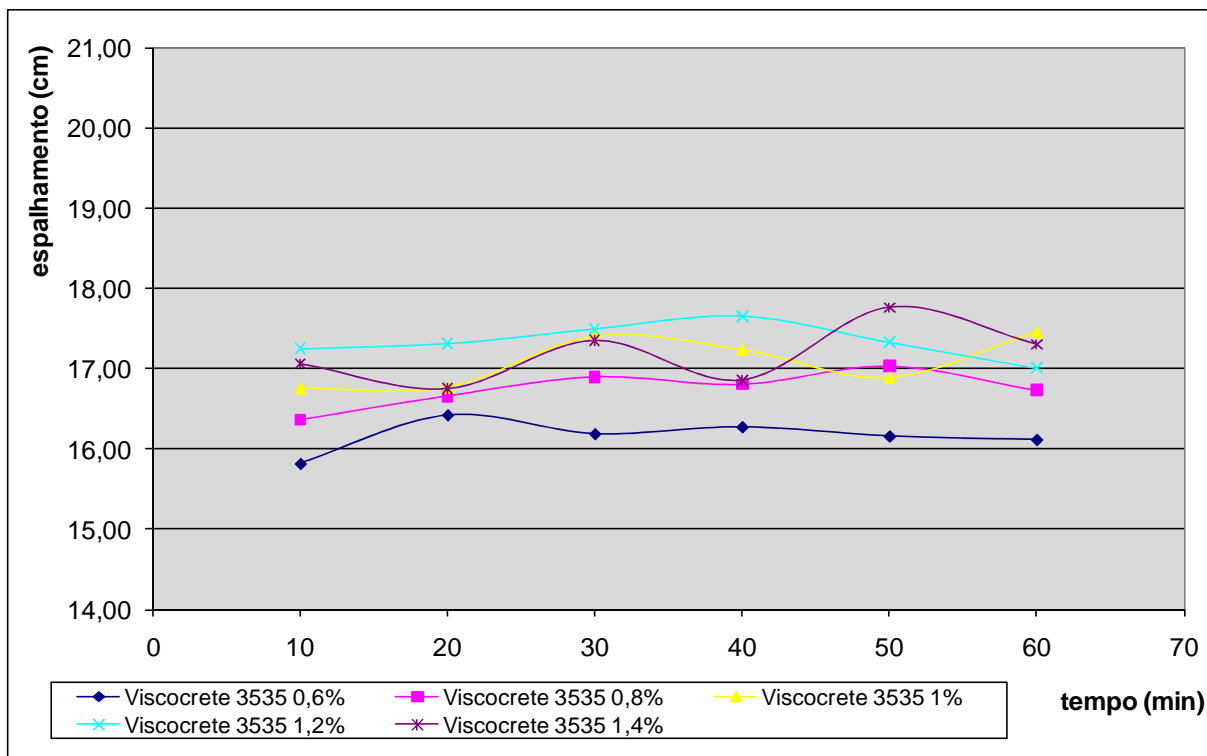


Figura 4.1: Espalhamento em função do tempo de hidratação – cimento CP II E-32.

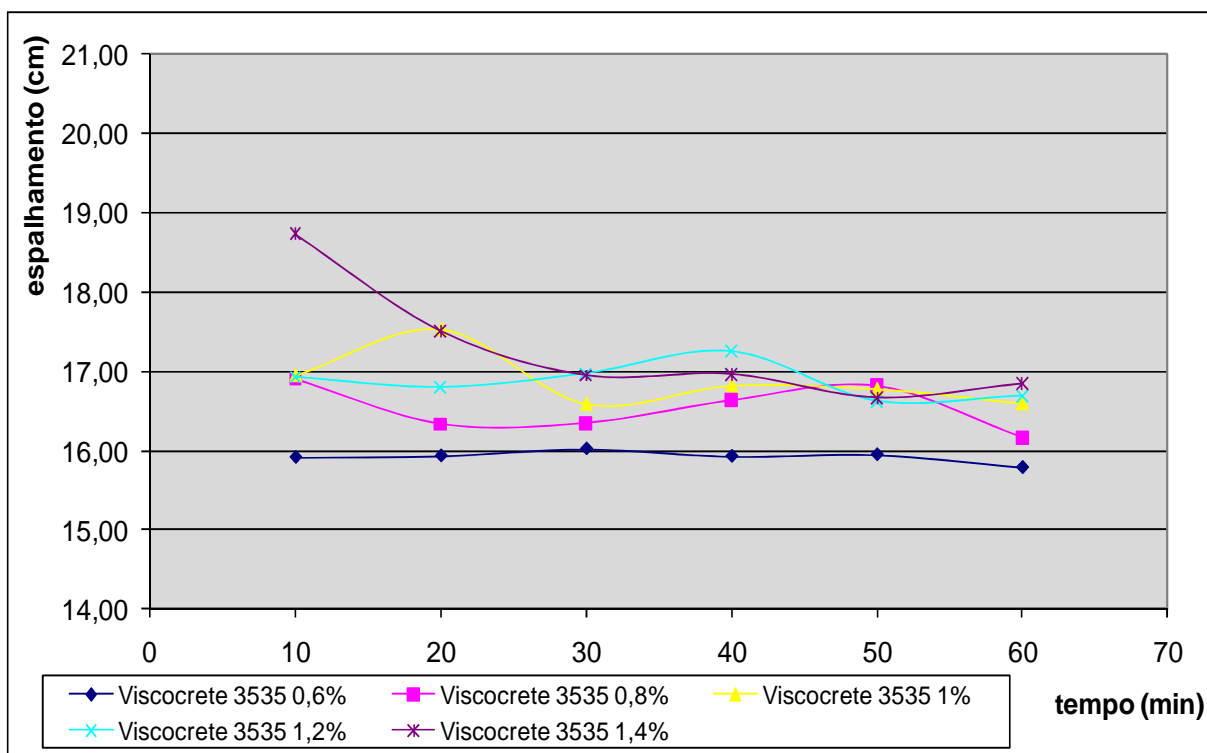


Figura 4.2: Espalhamento em função do tempo de hidratação – cimento CP III 40-RS

As Figuras 4.3 e 4.4 ilustram os resultados do ensaio de Kantro com o cimento CP II E-32 e o cimento CP III 40-RS, respectivamente, todos utilizando o aditivo superplastificante, Viscocrete 20HE.

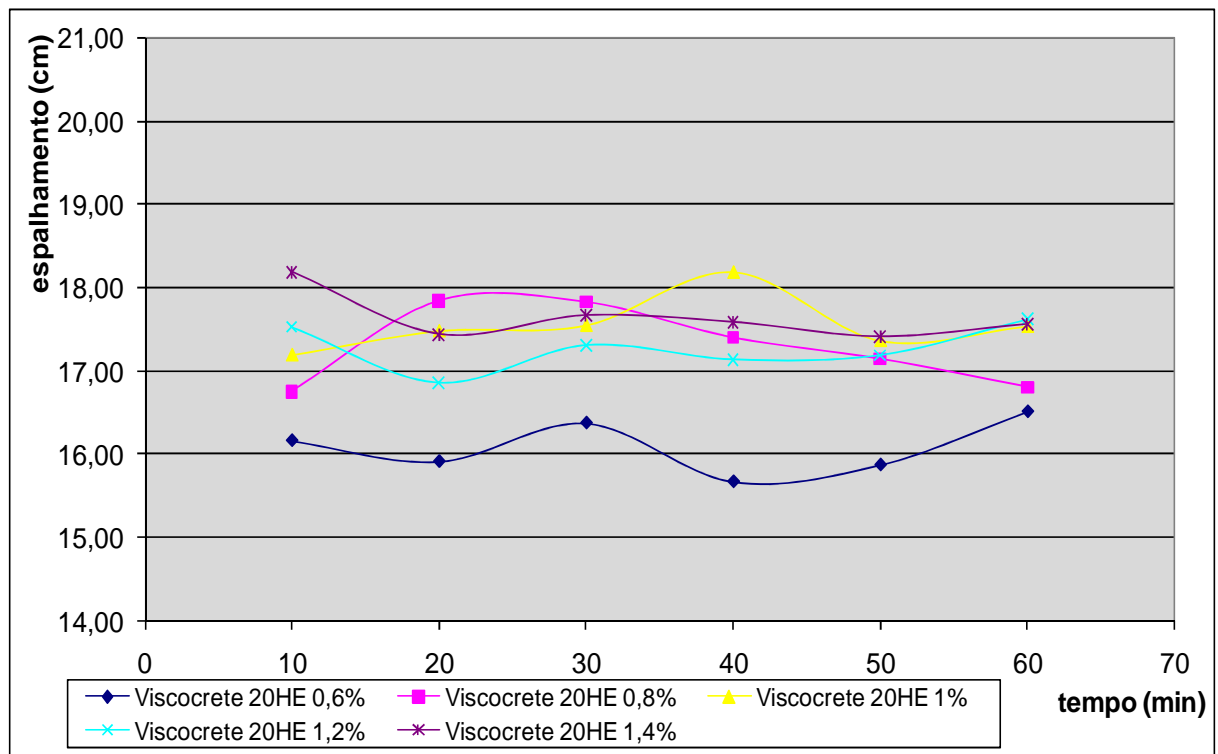


Figura 4.3: Espalhamento em função do tempo de hidratação – cimento CP II E-32.

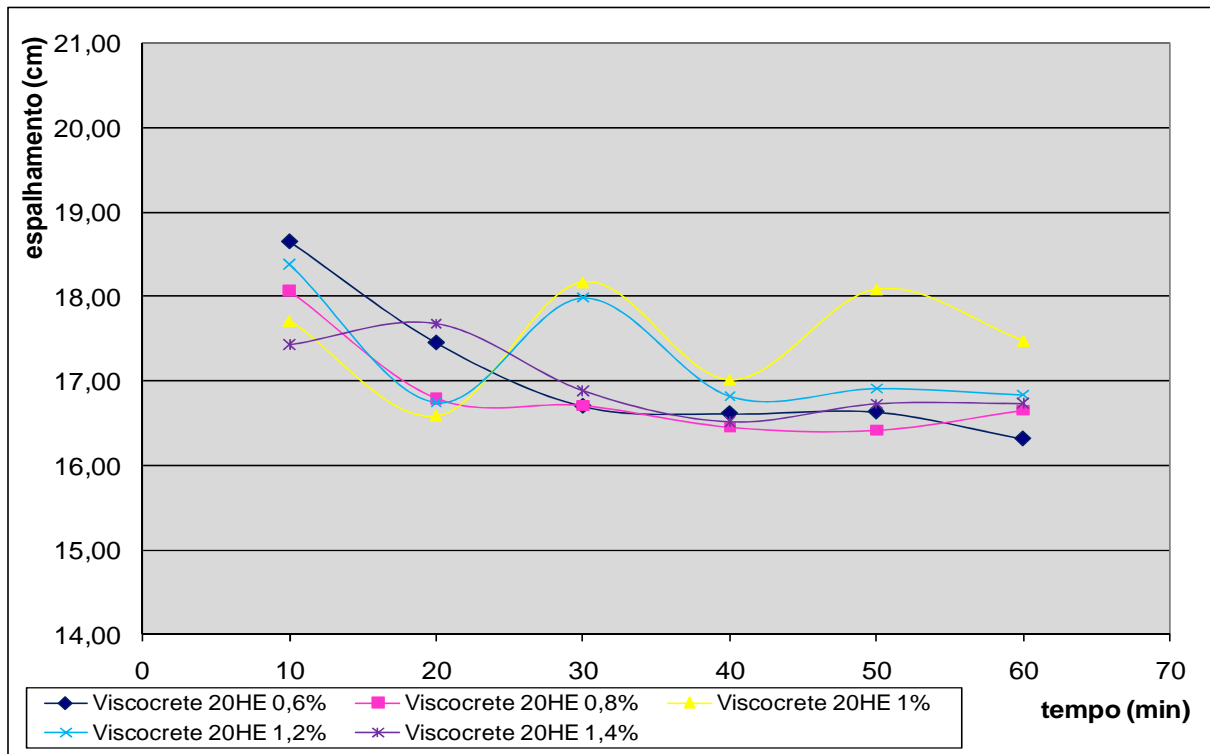


Figura 4.4: Espalhamento em função do tempo de hidratação – cimento CP III 40-RS

Na Figura 4.5 encontra-se o resultado do ensaio de Kantro com o cimento CP II E-32 e na Figura 4.6 o resultado obtido com o cimento CP III 40-RS, todos utilizando o aditivo superplastificante, Viscocrete 5700.

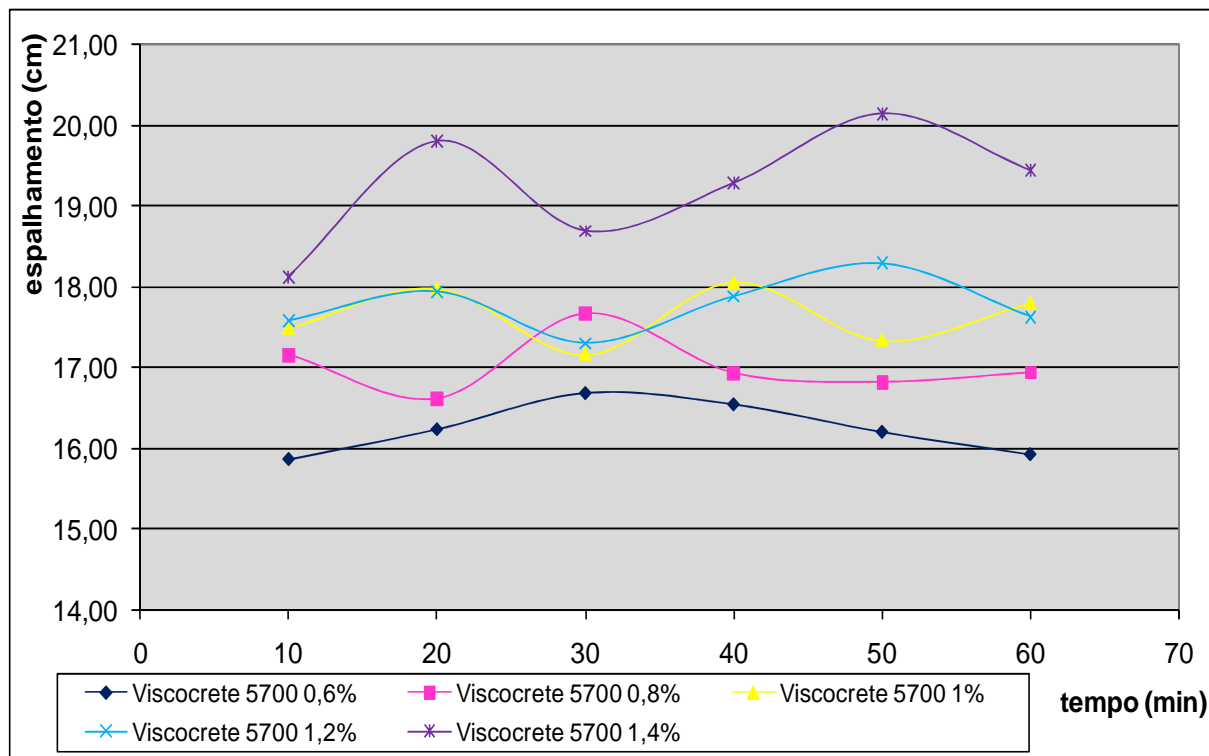


Figura 4.5: Espalhamento em função do tempo de hidratação – cimento CP II E-32.

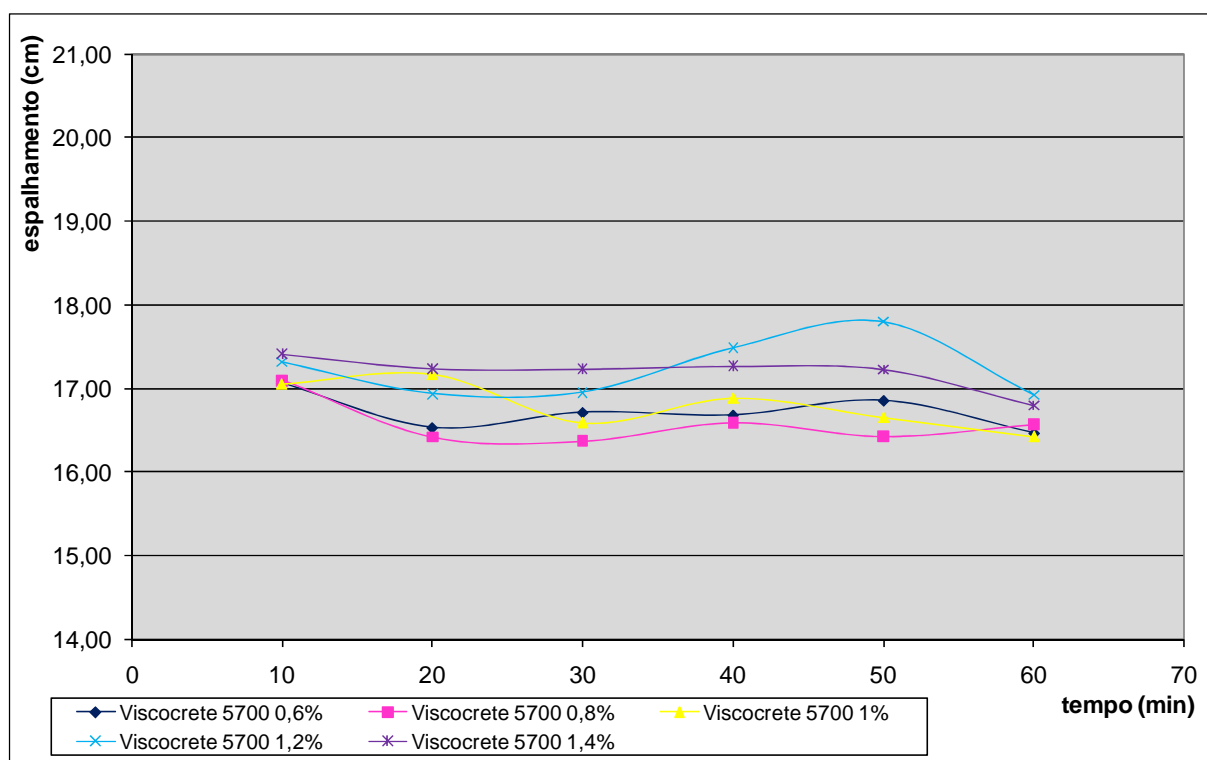


Figura 4.6: Espalhamento em função do tempo de hidratação – cimento CP III 40-RS

Da análise dos gráficos das Figuras 4.1 a 4.6, observa-se que dentre os aditivos analisados, o aditivo superplastificante, Viscocrete 20HE, mostrou-se o menos compatível com os dois tipos de cimento dentro da faixa de teores analisados. Seus gráficos indicam uma perda de fluidez ao longo do tempo significativa quando se utilizou o cimento CP III 40-RS e, para os dois tipos de cimento, ocorreu uma oscilação no espalhamento e uma instabilidade que pode estar relacionada a uma maior dispersão das partículas, principalmente com o teor de aditivo acima de 1,0%.

O aditivo superplastificante, Viscocrete 5700, apresentou uma grande oscilação no espalhamento quando ensaiado com o cimento CP II E-32, fato que pode estar relacionado a uma maior dispersão das partículas. Ao observar seu comportamento utilizando o cimento CP III 40-RS notou-se que houve pequena perda de fluidez ao longo do tempo, mas, ocorreu uma diferença pouco significativa em relação ao espalhamento com o aumento do teor de aditivo, contrário ao resultado esperado que, com o acréscimo de aditivo, há o aumento do espalhamento.

O aditivo superplastificante, Viscocrete 3535, apresentou menor oscilação e aumento do espalhamento para os dois cimentos quando comparado com os resultados dos ensaios com os outros aditivos e teve pouca perda de fluidez ao longo do tempo. Sendo assim, como o intuito desta pesquisa foi selecionar apenas um tipo de aditivo, optou-se pelo aditivo superplastificante, Viscocrete 3535.

4.2 ESTUDO DA PASTA DE CIMENTO

Do estudo desenvolvido na fase da pasta, foram obtidos os teores de fíler e de aditivo superplastificante (as tabelas de valores do ensaio podem ser analisadas no Apêndice III), cujos resultados e análise são apresentados nos itens a seguir:

4.2.1 Determinação do teor de finos

Por meio de uma análise visual da pasta (finos + água), foi possível determinar o teor ideal de finos para que se atingisse o limite de segregação dos sólidos (cimento + fíler).

Utilizando a relação a/c, foi feita a primeira mistura apenas com cimento e água. Essa mistura apresentou num primeiro momento um excesso de água, mas não ocorreu a separação dos constituintes da mistura (segregação).

Com o incremento de fíler em substituição ao cimento, foi observada que as misturas começavam a ficar instáveis, deixando de ser uniformes, notando-se a ocorrência de segregação em teores distintos com os cimentos empregados.

A partir da análise visual das misturas, foram escolhidas as composições cimentícias com teor de 25% de fíler para o cimento CP II E-32 (a/c – 0,40) e 30% para o cimento CP III 40-RS (a/c – 0,48), com os teores de fíler em substituição parcial ao cimento (em volume).

Se ao adicionar aditivo na pasta, a ação do superplastificante levasse à segregação, nas próximas etapas poderia haver um aumento do teor de fíler, mas se a ação do superplastificante acarretasse em uma maior viscosidade, o teor de fíler teria que ser menor do que o encontrado.

Neste ensaio de determinação do teor de finos não foi utilizado aditivo superplastificante, mas devido ao seu efeito, optou-se por variar acima e abaixo o resultado de fíler obtido em 5% (em volume). Os teores definidos são apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Teores de fíler iniciais das pastas cimento.

| Cimento | Relação a/c | Teor de Fíler (%) |
|--------------|-------------|-------------------|
| CP II E 32 | 0,40 | 20 |
| | | 25 |
| | | 30 |
| CP III 40-RS | 0,48 | 25 |
| | | 30 |
| | | 35 |

Observou-se que o teor de fíler aumentou com o aumento da relação água/cimento, o que indica que quanto maior o teor de água na mistura, maior será a necessidade do fíler para manter a fluidez necessária.

4.2.2 Determinação do teor de saturação do aditivo

4.2.2.1 Ensaios com o Cone de Marsh

A realização dos ensaios de fluidez por meio do ensaio de cone de Marsh permitiu a determinação do ponto de saturação do aditivo, ou seja, o ponto a partir do qual qualquer aumento na dosagem de superplastificante não produz efeito na reologia da pasta.

A faixa de aditivo foi escolhida de acordo com o menor teor em que a pasta escoou, sem haver o entupimento do equipamento e, o maior teor foi determinado a partir do momento em que os tempos cronometrados começaram a se repetir com o acréscimo do aditivo. Esse ensaio foi realizado somente para o cimento CP II E-32, pois o cimento CP III 40-RS apresentou um excesso de segregação no período em que a pasta permaneceu em repouso, distorcendo os resultados obtidos durante o ensaio.

Os resultados obtidos nos estudos do cimento CP II E-32 para diferentes teores de aditivo superplastificante seguem apresentados nas Figuras 4.7 a 4.9, salientando que os ensaios foram realizados aos 5 min, 15 min e 30 min, representados por T5, T15 e T30, respectivamente.

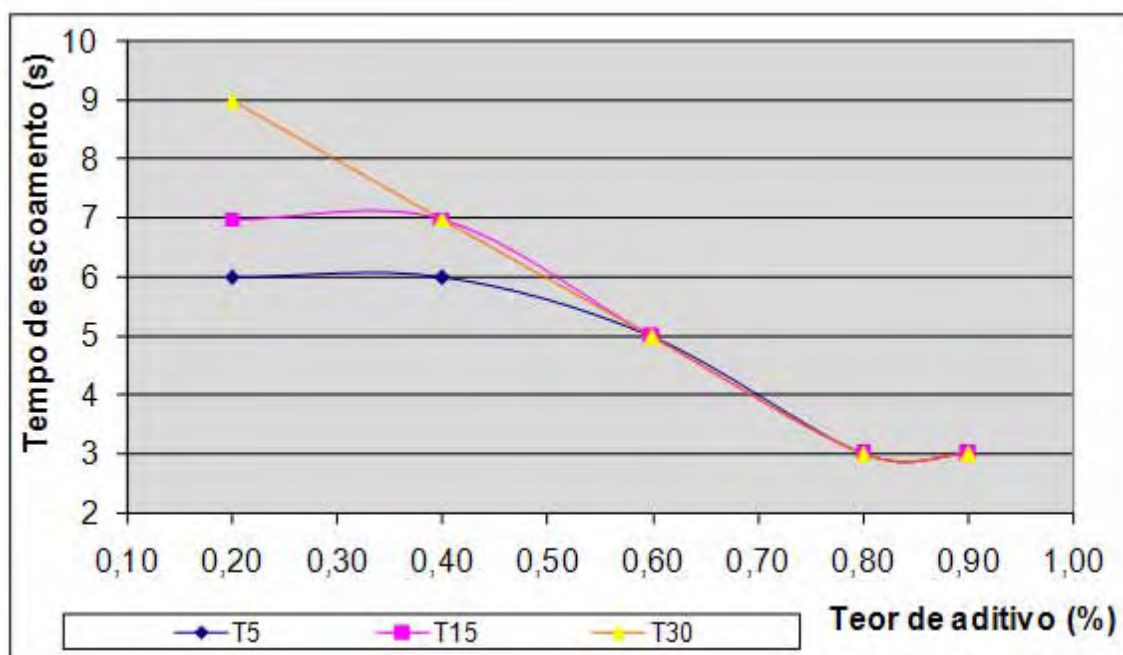


Figura 4.7: Ponto de saturação do aditivo – mistura com 20% de fíler.

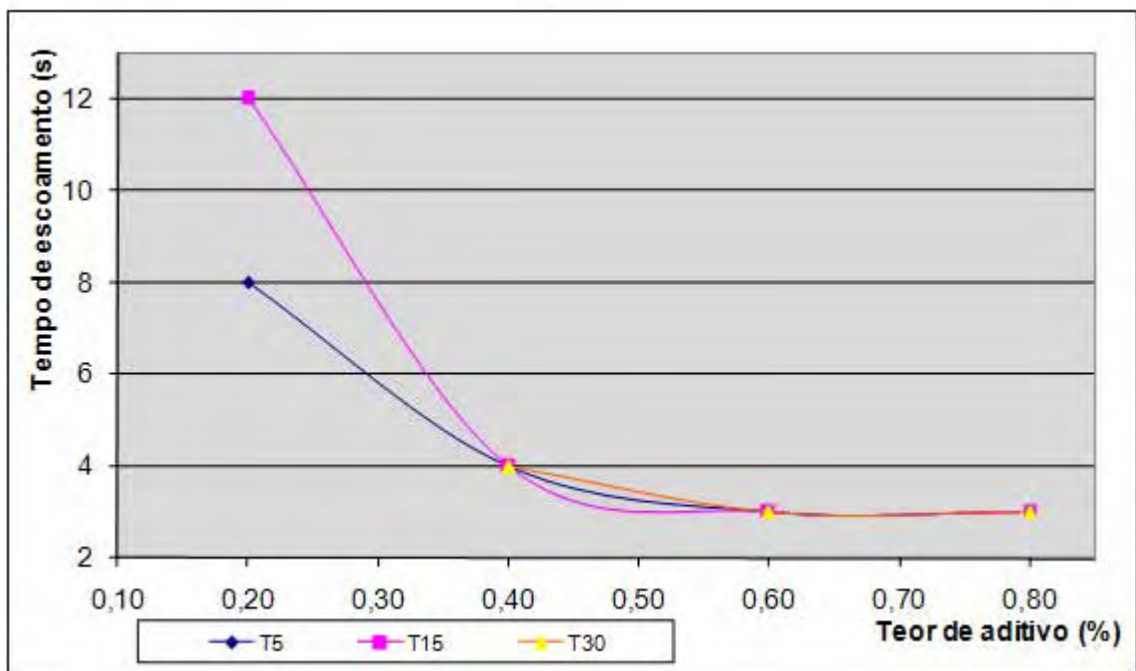


Figura 4.8: Ponto de saturação do aditivo – mistura com 25% de fíler.

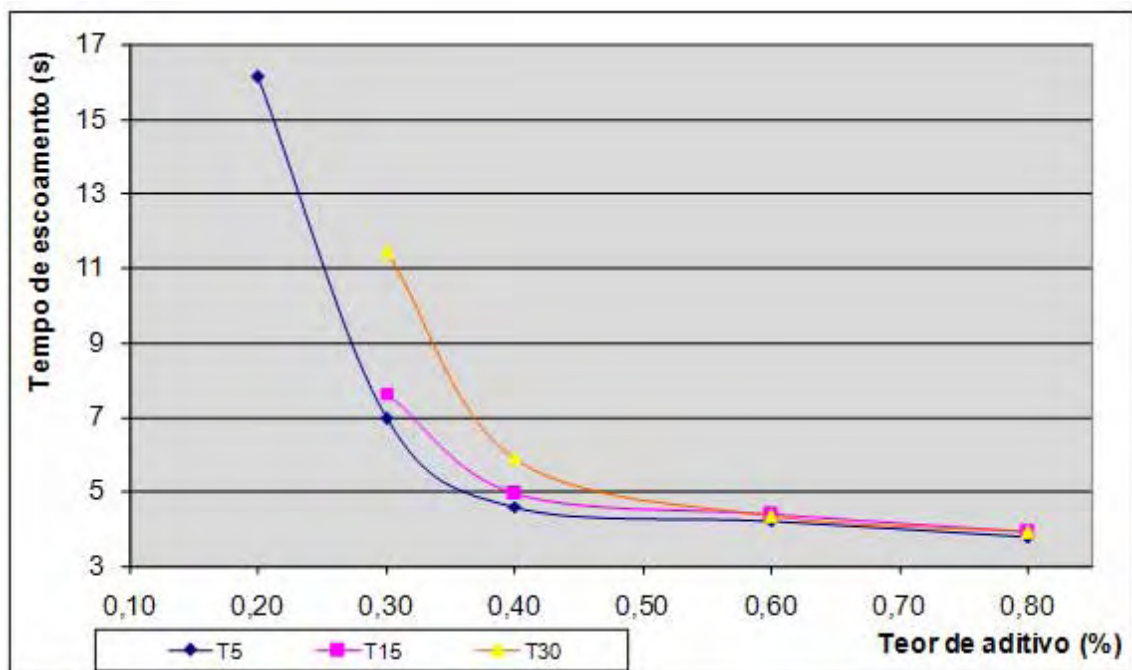


Figura 4.9: Ponto de saturação do aditivo – mistura com 30% de fíler.

A fim de facilitar a leitura e compreensão dos resultados, foi utilizada a Equação 4.1 determinando o quociente entre o volume escoado (200 cm^3) e o $T_{\text{escoamento}}$ obtido, ou seja, a vazão média de escoamento da pasta (Q_m).

$$Q_m = \frac{200}{T_{\text{escoamento}}} (\text{cm}^3 / \text{s}) \quad (\text{Equação 4.1})$$

Esta vazão média de escoamento é uma grandeza que se relaciona diretamente com a fluidez das pastas, ou seja, quanto maior for a vazão média de escoamento maior será a fluidez.

As Figuras 4.10 a 4.12 representam os gráficos (vazão média de escoamento da pasta versus teor de aditivo) para os tempos de ensaio de 5 min, 15 min e 30 min, respectivamente.

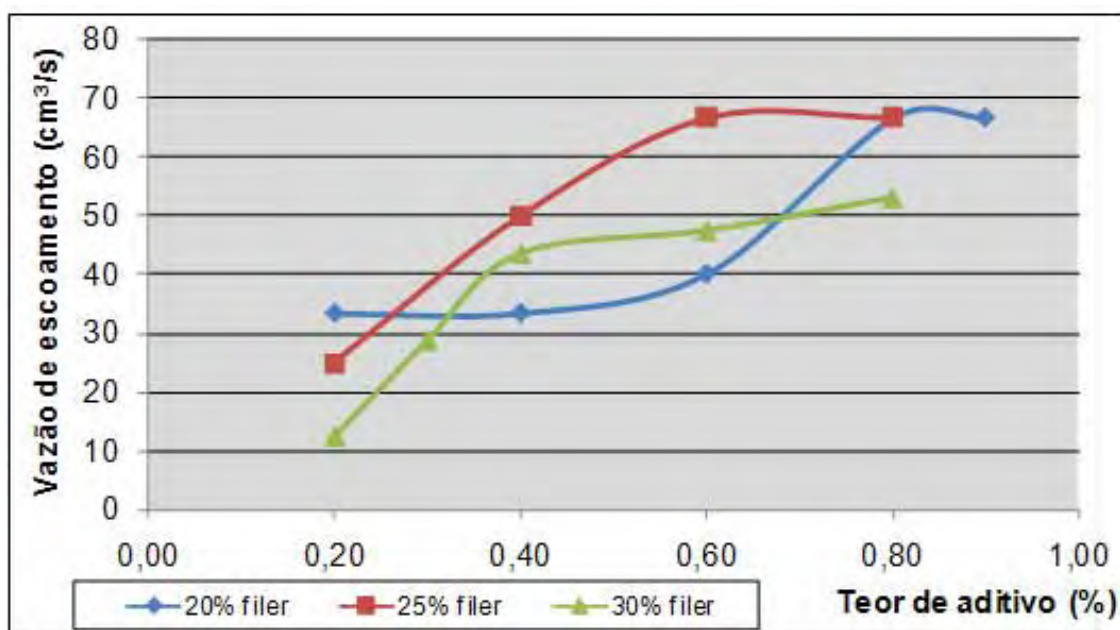


Figura 4.10: Ensaio de cone de Marsh para o tempo de 5 minutos.

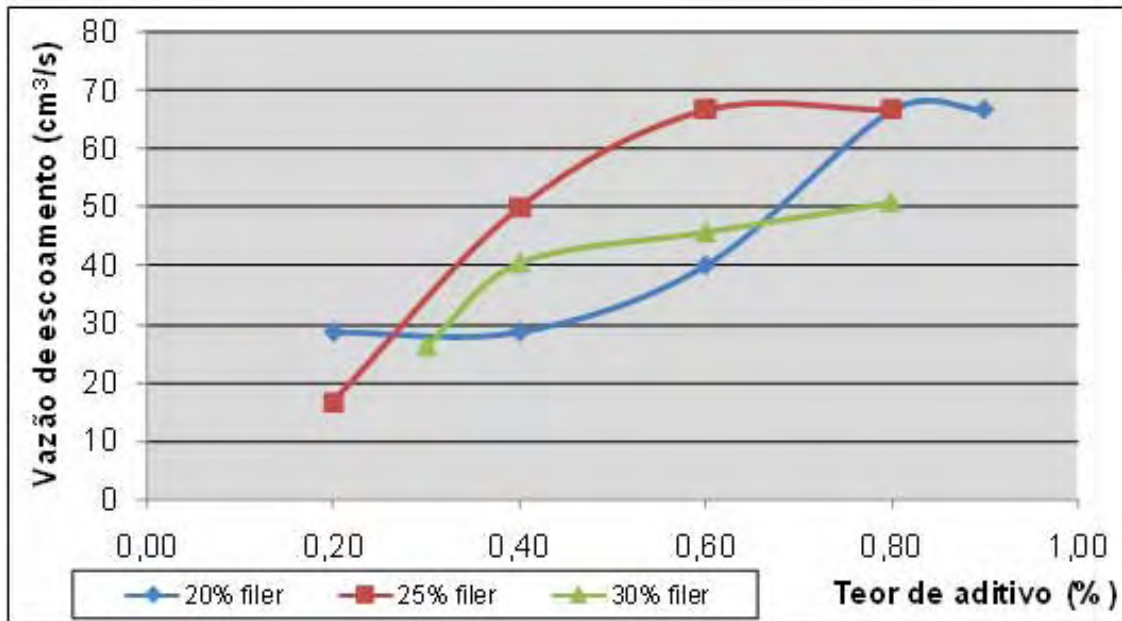


Figura 4.11: Ensaio de cone de Marsh para o tempo de 15 minutos.

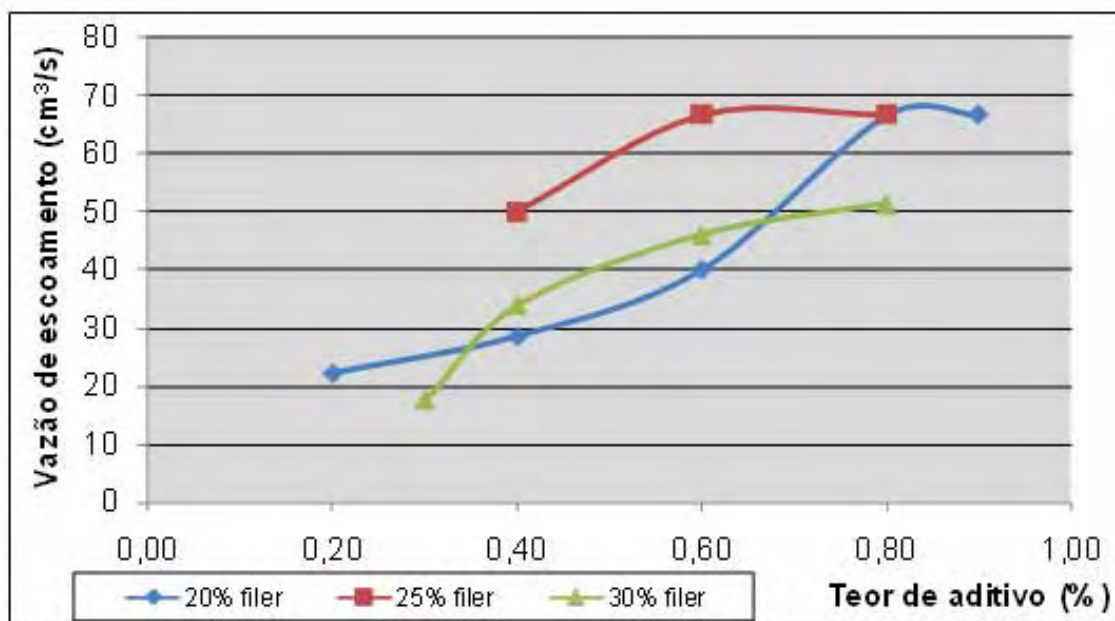


Figura 4.12: Ensaio de cone de Marsh para o tempo de 30 minutos.

A porcentagem de aditivo que apresentou uma melhor dispersão das partículas (os finos) e, portanto uma diminuição da viscosidade e da consistência e ao mesmo tempo o aumento da fluidez, foi com o teor de 0,6%, que obteve máxima eficiência na mistura com 25% de filer, em função dessa dispersão ótima de todos os finos, em todos os tempos de ensaio analisados.

4.2.2.2 – Ensaios Reométricos

A partir do ponto de saturação do aditivo (ponto de inflexão) observados nas Figuras 4.7 a 4.9, foram feitas análises reológicas com três teores de aditivo, escolhido acima e abaixo deste valor selecionado. Nos ensaios reométricos foi utilizado o reômetro *Brookfield R/S*, disponível no Laboratório de Hidrologia da FEIS/UNESP (ANEXO III).

As curvas reológicas obtidas para o tempo de repouso estabelecido de 5 minutos nos ensaios das pastas seguem apresentadas nas Figuras 4.11 a 4.13.

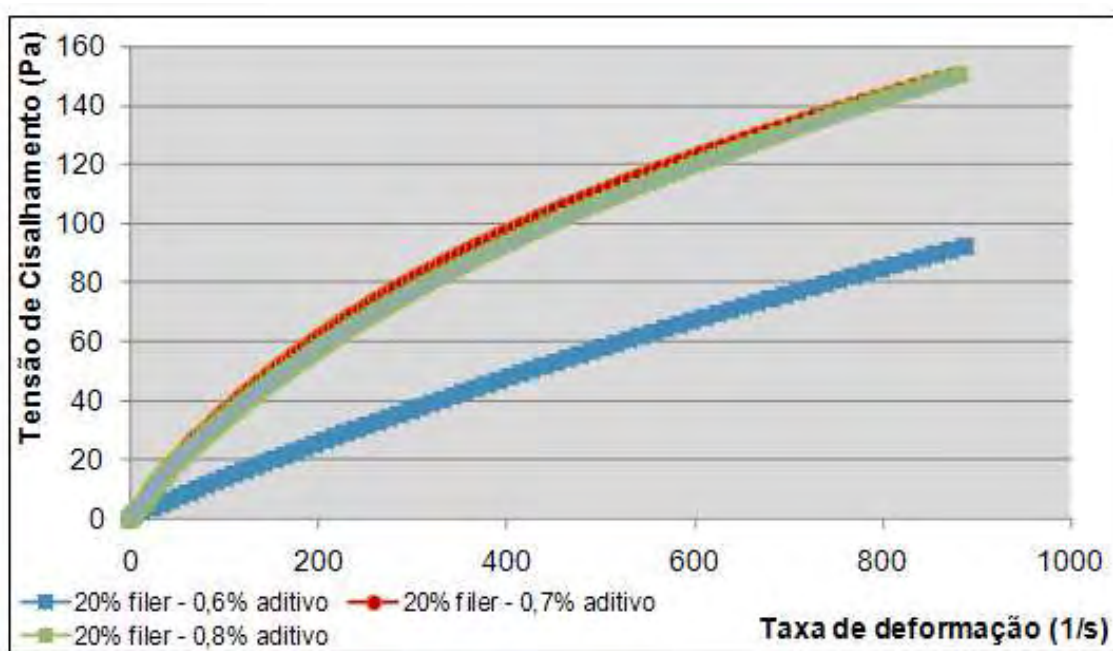


Figura 4.13: Ensaio reológico – 20% de fíler

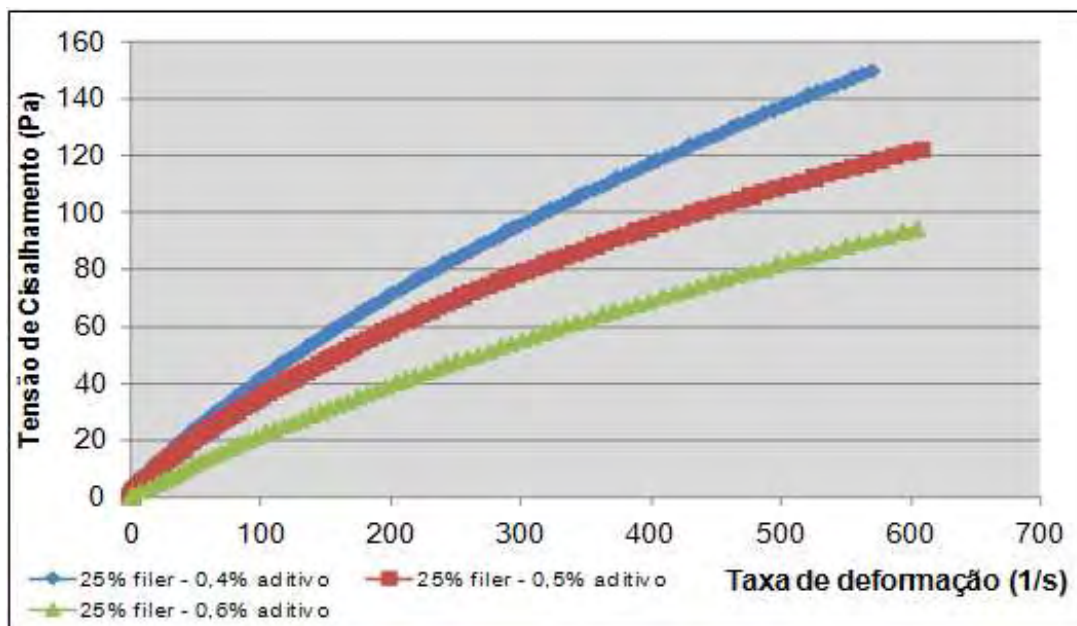


Figura 4.14: Ensaio reológico – 25% de fíler

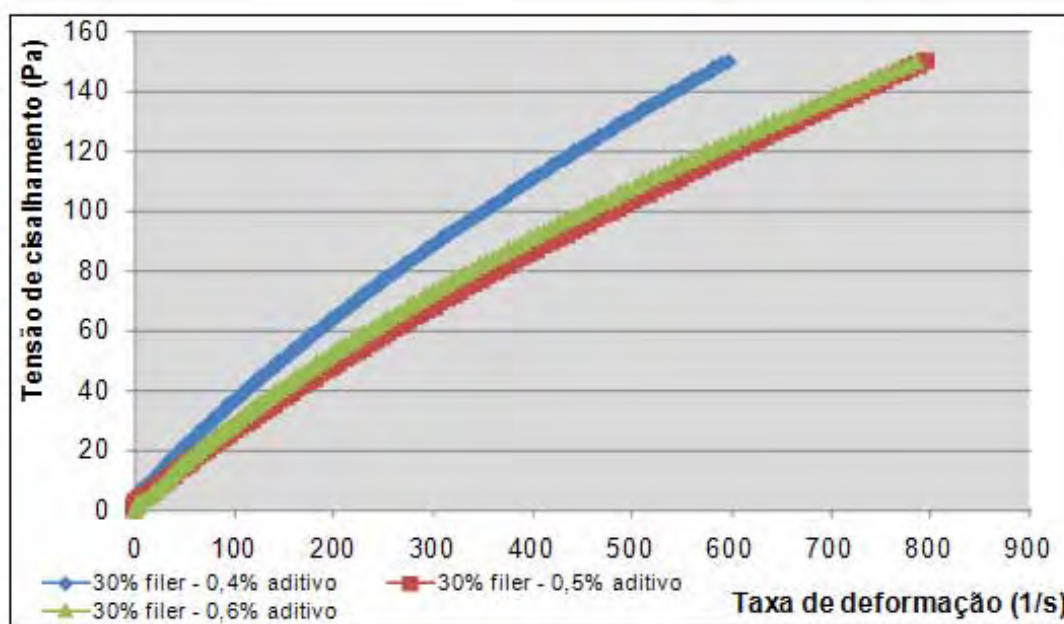


Figura 4.15: Ensaio reológico – 30% de fíler

A partir das curvas reológicas, pôde-se observar que o efeito do fíler na pasta mostrou-se significativo.

Na Figura 4.11 se esperava que, com o aumento de aditivo, a pasta fosse se deformar mais facilmente, ou seja, os valores de tensão de escoamento seriam menores, fato que não ocorreu. Este comportamento esteve associado à ocorrência

da segregação na pasta, mostrando que o teor de 20% de fíler se apresentou insuficiente.

Nas misturas com 30% de fíler todos os valores da tensão de escoamento foram superiores a 80 Pa para uma taxa de deformação abaixo de 500/s, indicando uma elevada viscosidade. Este comportamento não se mostrou interessante, pois poderia influenciar na fluidez e na trabalhabilidade do CAA.

Dessa forma, as misturas com teor de 25% de fíler foram as que apresentaram comportamento reológico mais indicado: tensão de escoamento e viscosidade intermediários aos comportamentos observados anteriormente.

Os resultados dos ensaios de cone de Marsh e reometria permitiram definir o teor de fíler de 25% e o teor de aditivo de 0,6% para o cimento CP II E-32 para a fase da pasta, sendo tais valores empregados na continuidade das etapas subseqüentes da pesquisa.

4.3 ESTUDO DA ARGAMASSA

Nesta fase da pesquisa era necessário ter os dados de porcentagem do fíler para dar continuidade aos ensaios, mas, como não houve êxito na tentativa de encontrar esses valores com o cimento CP III 40-RS, optou-se por empregar um novo critério para a confecção dos traços da argamassa, sendo este utilizado para ambos os traços desta pesquisa, para que houvesse similaridade nos ensaios.

Este critério teve como ponto de partida fixar a quantidade de areia em três porcentagens (40%, 45% e 50%), e variar a quantidade de finos (fíler) na argamassa, sendo essas três faixas sugeridas em várias metodologias de dosagem do CAA encontradas na literatura e, ao contrário do fíler, onde não há faixas de

porcentagens especificadas. Ainda, a metodologia utilizada para encontrar o teor de finos na pasta foi uma análise visual da mistura e, sendo os próximos ensaios (utilizando equipamentos) mais específicos e coerentes para encontrar estes teores.

Com o ensaio de espalhamento e de escoamento foi possível aferir a capacidade de deformação (200 mm a 280 mm) e de fluidez (5 s a 10 s), respectivamente, das argamassas em função do teor de areia e do teor de fíler. Depois de encontradas as argamassas que ficaram dentro da faixa sugerida, foram escolhidas as que estiveram mais próximas da média de cada intervalo especificado para os dois ensaios (em **negrito** na Tabela 4.2).

Para atingir este objetivo foram ensaiadas várias argamassas com diferentes dosagens de superplastificante. A relação água/cimento se manteve sempre constante para cada tipo de cimento. Os resultados desses ensaios estão apresentados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Resultados dos ensaios de espalhamento e escoamento na argamassa.

| Cimento | Relação a/c | Fíler (%) | Areia (%) | Aditivo (%) | Espalhamento d(mm) | Funil V t(s) |
|---------------------|------------------------|----------------------|----------------------|------------------------|--------------------------------|-------------------------|
| CP II E-32 | 0,40 | 33 | 40 | 0,50 | 206,73 | 7,50 |
| | | | | 0,53 | 228,01 | 6,24 |
| | | | | 0,55 | 267,42 | 5,20 |
| | | 25 | 45 | 0,70 | 315,85 | 4,18 |
| | | | | 0,60 | 274,00 | 5,68 |
| | | | | 0,55 | 264,82 | 6,93 |
| | | | | 0,50 | 184,08 | 8,68 |
| | | 13 | 50 | 0,60 | 223,03 | 5,54 |
| | | | | 0,55 | 210,21 | 6,00 |
| | | | | 0,50 | 201,79 | 6,34 |
| CP III 40-RS | 0,48 | 40 | 40 | 0,40 | 234,80 | 5,42 |
| | | | | 0,40 | 290,79 | 3,86 |
| | | 30 | 45 | 0,35 | 221,07 | 5,93 |
| | | | | 0,30 | 142,79 | 7,65 |
| | | | | 0,35 | 164,10 | 8,64 |
| | | 25 | 50 | 0,43 | 200,19 | 6,43 |
| | | | | 0,40 | 223,01 | 5,75 |

As misturas destacadas na Tabela 4.2 foram as que apresentaram resultados de espalhamento e escoamento dentro dos critérios limites estabelecidos para estes ensaios.

Sabe-se que com o aumento do teor de aditivo, ocorre um aumento do valor do espalhamento e a diminuição do valor do tempo de escoamento. Então, quando foi necessário apenas aumentar o valor do espalhamento, adicionando um percentual maior de aditivo, foi necessário aumentar o teor de fíler também, para que o valor do

tempo de escoamento não diminuísse, pois o fíler atua na mistura como uma adição capaz de elevar sua viscosidade.

Nas argamassas selecionadas na Tabela 4.2 foram realizados ensaios reométricos para avaliação da tensão crítica. Na Tabela 4.3 são apresentados os resultados obtidos nos ensaios reológicos utilizando a hélice *Vane*.

Tabela 4.3 – Resultados do ensaio reométrico na argamassa

| Cimento | Relação a/c | Teor de Areia (%) | Teor de Fíler (%) | Teor de aditivo (%) | σ_c (Pa) |
|--------------|-------------|-------------------|-------------------|---------------------|-----------------|
| CP II E-32 | 0,40 | 40 | 33 | 0,53 | 14,7 |
| | | | | 0,55 | 13,2 |
| | | 45 | 25 | 0,55 | 19,9 |
| | | 50 | 13 | 0,60 | 21,7 |
| CP III 40-RS | 0,48 | 40 | 40 | 0,40 | 15,7 |
| | | 45 | 30 | 0,35 | 18,9 |
| | | 50 | 25 | 0,40 | 21,3 |

Os dados reométricos indicaram que, ao aumentar o teor de areia nas argamassas (para os dois tipos de cimento), o valor da tensão crítica também se elevou. Este fato está possivelmente associado à grande quantidade de partículas de areia, acarretando num maior atrito entre elas e, ocasionando no aumento da tensão crítica.

Nos traços com 40% de areia, para os dois tipos de cimento, foi notado que a tensão crítica diminuiu em relação aos valores obtidos nos outros traços. Nas misturas com teor de 50% de areia a tensão crítica aumentou, além de ter acarretado num acréscimo do consumo de aditivo, em relação aos valores dos outros traços ensaiados. As argamassas com teor de 45% de areia utilizaram, na maioria dos ensaios, um teor de aditivo menor em relação aos outros traços analisados.

A escolha do traço da argamassa foi baseada nos resultados dos ensaios que mostraram uma economia de aditivo (a menor porcentagem) e os maiores valores de tensão crítica, sendo as argamassas com o teor de 45% de areia as que indicaram resultados mais coerentes.

Além disso, foram moldados corpos-de-prova das argamassas selecionadas na Tabela 4.2 para os ensaios de resistência à compressão, com seus resultados destacados nas Figuras 4.16 e 4.17 e módulo de elasticidade destacado na Tabela 4.4.

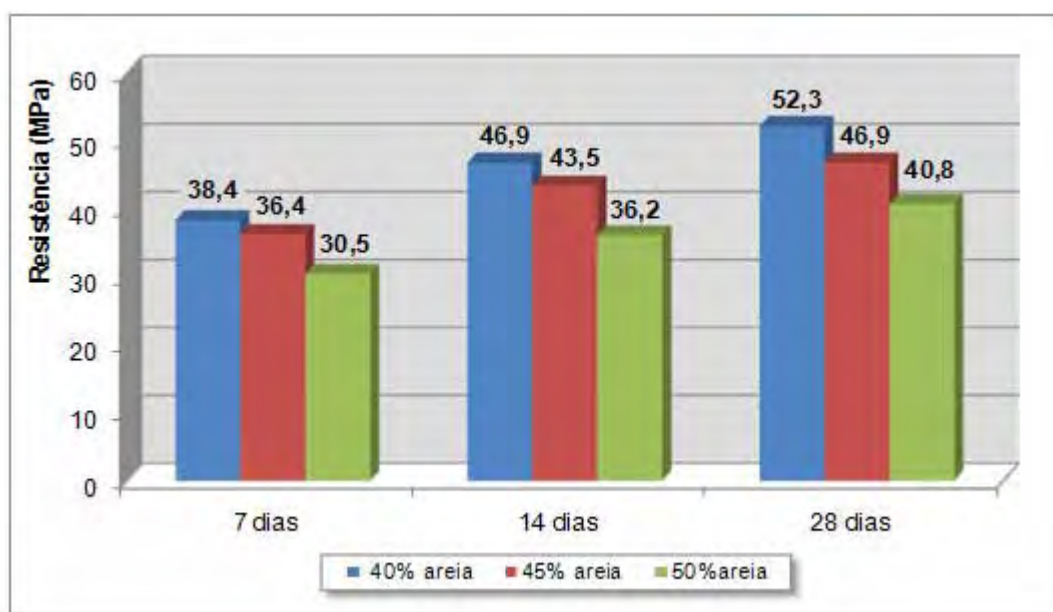


Figura 4.16: Resultado de resistência à compressão normal da argamassa - CP II E-32.

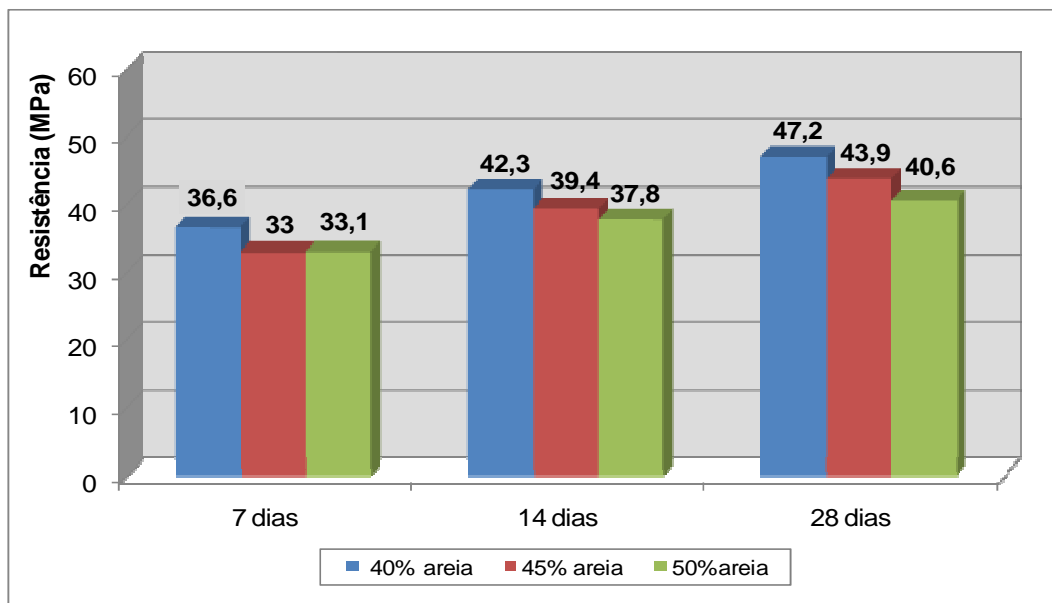


Figura 4.17: Resultado de resistência à compressão normal da argamassa - CP III 40-RS

Com os gráficos das Figuras 4.16 e 4.17 foi possível observar que, variando o teor de areia e de finos, a diferença nos valores de resistência à compressão para os dois tipos de cimento analisados aos 28 dias foi grande, uma vez que a relação água/cimento foi mantida constante. Este intervalo de resultados pode ser atribuído ao empacotamento das partículas da mistura.

O critério de escolha, num primeiro momento, foi optar pelo traço que se aproximasse mais da resistência requerida de 40 MPa, mas, como não era possível saber se haveria perda de resistência à compressão no concreto ao utilizar o traço encontrado na argamassa, decidiu-se por escolher um traço onde o valor da resistência à compressão aos 28 dias estivesse 10% acima do requerido, isto é, em torno de 44 MPa.

As argamassas moldadas com o teor de areia de 50%, para os dois tipos de cimento, apresentaram uma resistência muito próxima da resistência requerida, dessa forma, essa porcentagem não foi selecionada para entrar como variável fixa na dosagem do CAA.

No caso das misturas com 40% de areia, o valor de resistência teve um valor muito acima do especificado, não sendo interessante para este estudo, principalmente com o cimento CP II E 32.

Dessa forma, os traços das argamassas com teor de areia de 45% foram selecionados como variáveis fixas nos estudos de dosagem do CAA para ambos os cimentos.

Tabela 4.4 – Resultados do ensaio de módulo de elasticidade aos 28 dias.

| Cimento | Relação a/c | Teor de Areia (%) | Teor de Fíler (%) | Teor de aditivo (%) | E (GPa) 28 dias |
|----------------|--------------------|--------------------------|--------------------------|----------------------------|------------------------|
| CP II E 32 | 0,40 | 40 | 33 | 0,53 | 28,1 |
| | | 45 | 25 | 0,55 | 29,1 |
| | | 50 | 13 | 0,6 | 29,4 |
| CP III 40-RS | 0,48 | 40 | 40 | 0,4 | 26,3 |
| | | 45 | 30 | 0,35 | 26,4 |
| | | 50 | 25 | 0,4 | 28,7 |

Ao observar os resultados de módulo de elasticidade, notou-se que não ocorreu a mesma tendência dos resultados de resistência à compressão, sendo pouco acentuadas as diferenças dos seus valores. Ainda assim, essa diferença pode ter ocorrido em razão do aumento da quantidade de agregado miúdo, que teve influência sobre o módulo, isto é, com o aumento do teor de areia, o módulo também aumentou.

4.4 ESTUDO DO CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL (CAA)

Os valores das porcentagens dos materiais obtidos na confecção do traço das argamassas selecionadas foram utilizados na fase final de confecção do CAA.

Nesta etapa foram estabelecidos como variáveis fixas os teores de areia e fíler (encontrados na fase pasta e principalmente na fase da argamassa) e, tendo como variáveis não-definidas, o teor de agregado graúdo (brita), sendo esse variado dentro da faixa estabelecida de 27% a 33% do volume total do concreto e, ainda, o ajuste final do teor de aditivo.

Essas variáveis foram tratadas de acordo com os ensaios característicos, referentes ao espalhamento, Funil-V, Caixa-L e segregação para o CAA. A Figura 4.18 ilustra a seqüência geral utilizada para encontrar a dosagem do CAA.

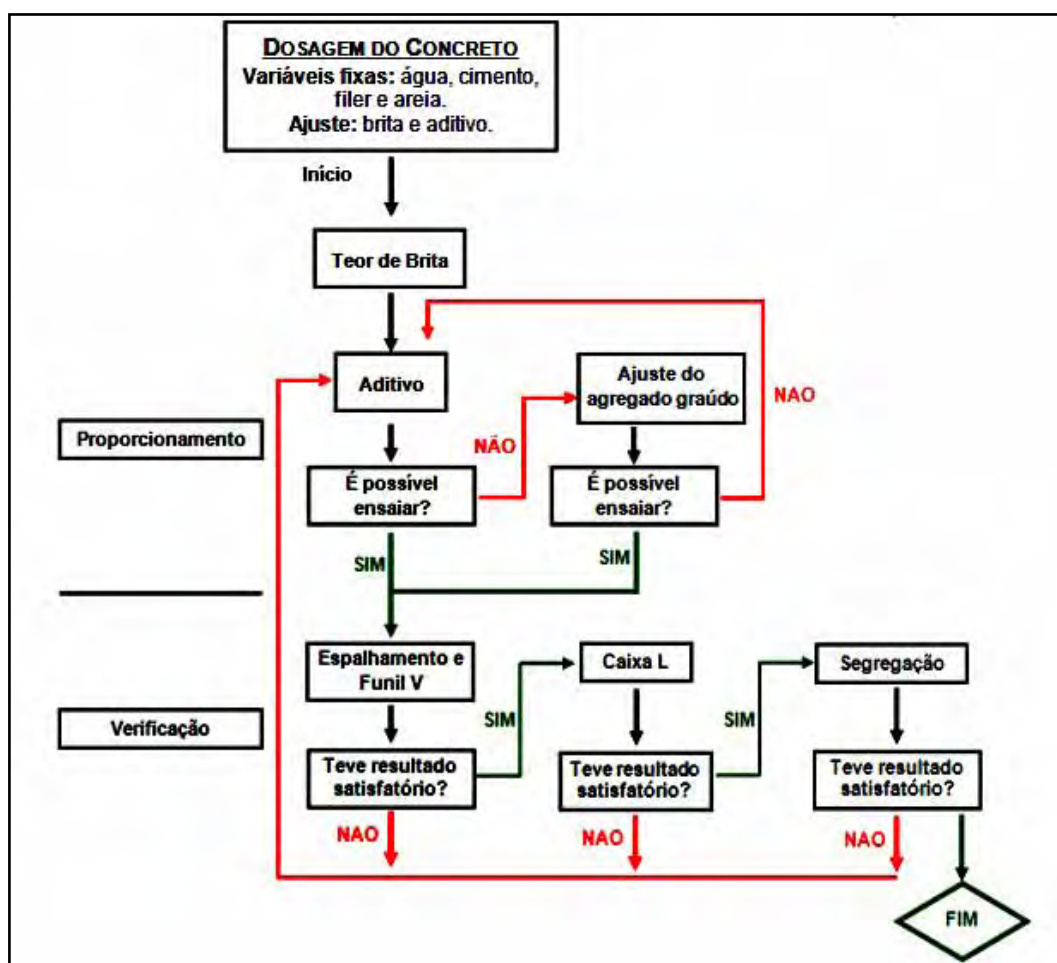


Figura 4.18: Fluxograma indicando seqüência de ensaios realizados de dosagem do CAA.

O ajuste do teor de agregado graúdo foi feito utilizando inicialmente o maior teor e diminuindo essa quantidade quando o concreto não passava nos ensaios para caracterização do CAA.

Esse passo foi adotado porque quanto maior o teor de agregado graúdo no concreto, mais econômico este o será. Além disso, também acarretará em menores riscos de problemas quando do emprego, em um traço de concreto, de altos volumes de pasta, a saber: retração hidráulica (por secagem) e outros tipos, calor de hidratação, etc.

Os traços utilizados e os resultados dos ensaios de controle do CAA estão apresentados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Resultados do ensaio dosagem do CAA.

| Cimento | Relação a/c | Teor de Areia (%) | Teor de Fíler (%) | Teor de Brita (%) | Teor de aditivo (%) | Espalhamento (mm) | Funil-V t(s) | Caixa-L | Segregação (%) |
|--------------|-------------|-------------------|-------------------|-------------------|---------------------|-------------------|--------------|---------|----------------|
| CP II E-32 | 0,40 | 45 | 25 | 33 | 0,55 | 670 | 9,3 | 0,13 | - |
| | | | | 30 | 0,40 | 570 | 12,2 | - | - |
| | | | | | 0,50 | 700 | 8,7 | 0,21 | - |
| | | | | | 0,60 | 720 | 18,3 | - | - |
| | | | | 28,5 | 0,50 | 800 | 5,7 | - | - |
| | | | | | 0,45 | 705 | 6,6 | 0,92 | 8 |
| CP III 40-RS | 0,48 | 45 | 30 | 33 | 0,50 | 400 | - | - | - |
| | | | | | 0,60 | 710 | 7,8 | 0,32 | - |
| | | | | 30 | 0,35 | 400 | 18,1 | - | - |
| | | | | | 0,40 | 460 | 13,7 | - | - |
| | | | | | 0,45 | 510 | 9,6 | - | - |
| | | | | | 0,50 | 720 | 5,5 | 0,97 | 0 |
| 0,55 | 790 | 5,2 | - | - | | | | | |

Obs: “-” – Ensaio não realizado.

O ensaio com o concreto utilizando cimento CII E-32 com o teor de 33% de brita teve um espalhamento adequado, porém se observou um início de segregação do concreto e quando ele escoou pelo Funil-V, quase ultrapassou o tempo limite. No ensaio com a Caixa-L ocorreu o bloqueio do agregado graúdo nas barras de aço do equipamento, levando a eliminação desse traço. Para este concreto, utilizando o teor de brita em 30% e o teor de aditivo em 0,5%, ocorreu o mesmo problema do teor utilizado no traço anterior, isto é, o bloqueio do agregado nas barras da Caixa-L.

Como os valores obtidos com 0,5% de aditivo estavam dentro dos parâmetros de espalhamento, decidiu-se por aumentar o teor de aditivo para 0,6%, mas para esse teor, o agregado ficou aprisionado na seção afunilada do Funil-V, ultrapassando o tempo permitido de passagem do concreto.

Esse problema de bloqueio só foi solucionado com a diminuição do agregado graúdo em 28,5% do volume do concreto para uma porcentagem de aditivo de 0,45%.

O concreto confeccionado com o cimento CIII 40-RS e teor de brita de 33% teve desempenho satisfatório nos primeiros ensaios, de espalhamento e Funil-V, mas no ensaio da Caixa-L houve o bloqueio do agregado graúdo nas barras de aço. Decidiu-se, portanto, diminuir o teor de brita para 30%, variando o teor de aditivo de 0,05% até encontrar o teor ótimo, o que foi definido em 0,5%, para melhor adequabilidade a um CAA.

Com os traços definidos, foram confeccionados corpos-de-prova de dimensão 10 cmx20 cm, ensaiados à compressão axial, aos 3, 7, 28, 56 e 91 dias e módulo de elasticidade até a idade de 56 dias.

Na Figura 4.19 são ilustrados os resultados de ensaios de resistência à compressão no CAA.

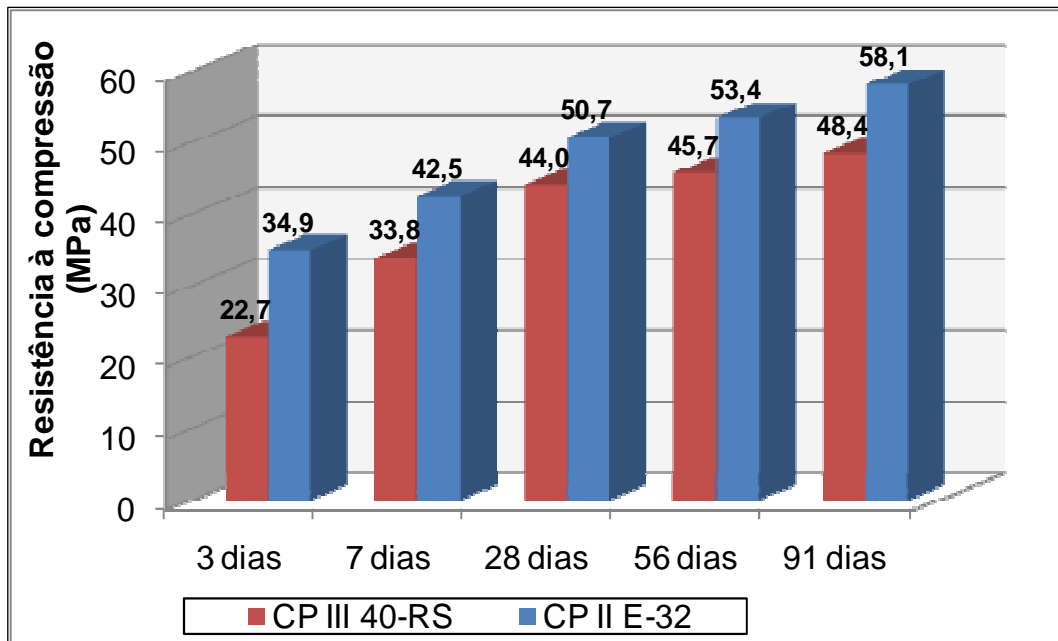


Figura 4.19: Resistência à compressão (f_c) dos CAA.

Na Figura 4.20 são ilustrados os resultados de módulo de elasticidade do CAA realizados conforme o método prescrito pela NBR 8522 (ABNT, 2008).

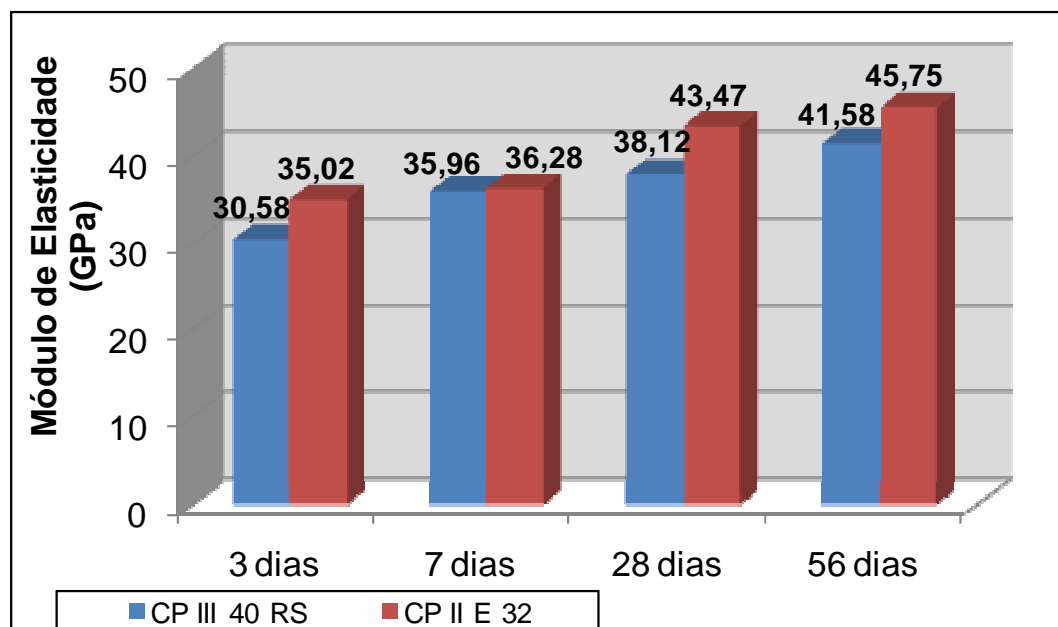


Figura 4.20: Módulo de elasticidade dos CAA.

A necessidade do limite de elasticidade em um projeto estrutural é devido ao fato dele representar a deformação máxima permitida antes do material adquirir deformação permanente. O valor do módulo de elasticidade dá a medida da rigidez. Tem-se que, quanto maior o valor do módulo, menos deformável é o material.

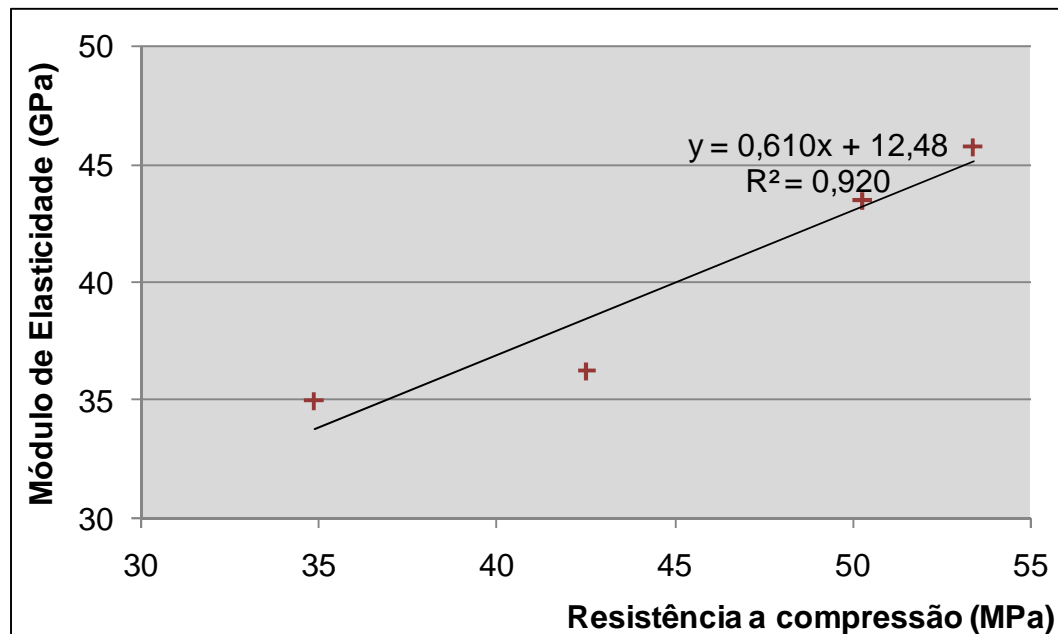


Figura 4.21:Regressão linear entre o módulo de elasticidade versus resistência à compressão – CII E -32.

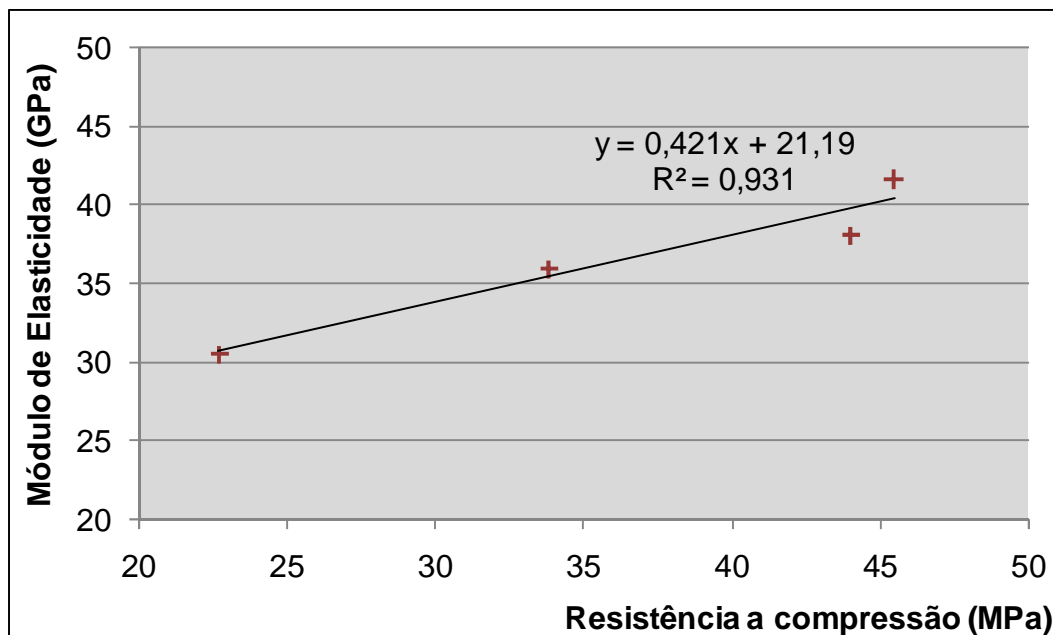


Figura 4.22: Regressão linear entre o módulo de elasticidade versus resistência à compressão – CP III 40-RS.

De acordo com análises das Figuras 4.21 e 4.22, os gráficos avaliados apresentaram um bom coeficiente de correlação, entre módulo de elasticidade e resistência à compressão, sendo os valores de R^2 0,92 e 0,93, para os cimentos CP II E-32 e o CP III 40-RS, respectivamente.

Melo (2005) comenta que a expressão empregada na NBR 6118 (2003) para concretos convencionais não é adequada para a avaliação do módulo de elasticidade de concretos auto-adensáveis, tendo em vista que nesses concretos o teor de agregado é menor do que o usualmente utilizado nos concretos convencionais.

Dessa forma, observa-se a necessidade de uma investigação mais detalhada para melhor entendimento do comportamento do CAA em relação ao módulo de elasticidade.

A Tabela 4.6 destaca a composição e denominação dos traços de CAA.

Tabela 4.6 – Composição dos traços de CAA.

| Designação do Concreto | Relação a/c | Massa de cimento (kg/m ³) | Massa de fíler (kg/m ³) | Massa de areia (kg/m ³) | Massa de Brita (kg/m ³) | Teor de aditivo (l) | f ₂₈ (MPa) |
|---------------------------|-------------|---------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|---------------------|-----------------------|
| Concreto A CPII E-32 | 0,40 | 488,90 | 202,07 | 704,61 | 816,76 | 2,07 | 50,30 |
| Concreto B CPIII 40-RS | 0,48 | 420,86 | 205,94 | 678,11 | 875,10 | 2,10 | 44,00 |

Para o concreto A – CP II E-32, foi determinado o teor de ar em 1,7% e massa específica de 2496 kg/m³ e, para o concreto B – CP III 40-RS, foi determinado o teor de ar em 1,3% e massa específica de 2483 kg/m³.

Observou-se na composição dos concretos que os valores de resistência à compressão ficaram acima do valor de resistência requerida aos 28 dias, de 40 MPa.

Também foi feita uma análise da eficiência do traço, avaliando o rendimento do volume de cimento pelo valor adquirido no ensaio de resistência à compressão aos 28 dias. A literatura comenta que para considerar um concreto com boa eficiência (bom rendimento entre resistência à compressão (kgf) x cimento (kg/m³)) é necessário que o resultado desse cálculo seja 1, ou próximo a esse valor.

A Figura 4.23 ilustra o gráfico que mostra a eficiência dos dois traços encontrados nesta pesquisa, em relação à quantidade de cimento consumido para confeccionar estes concretos.

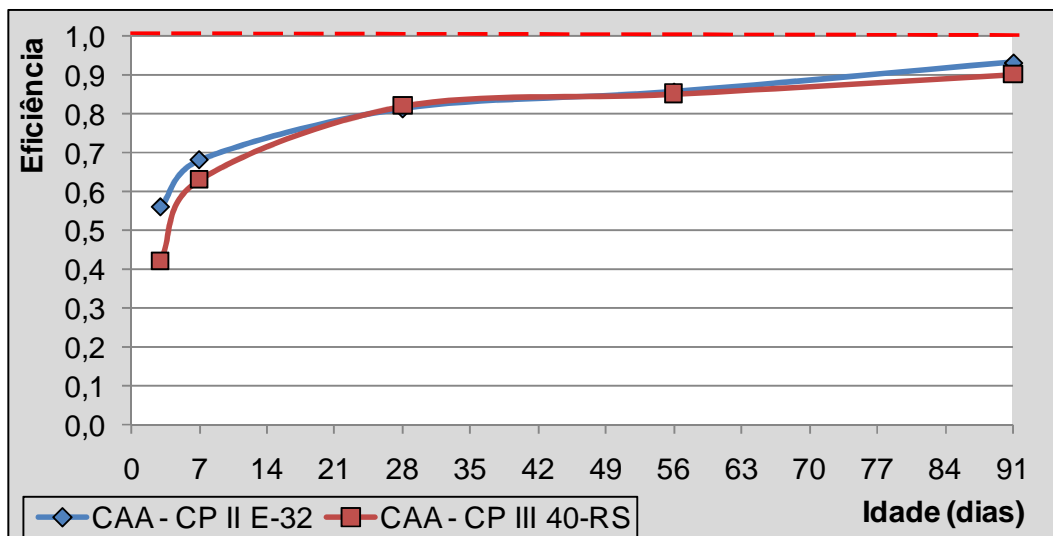


Figura 4.23: Eficiência do traço em relação ao consumo de cimento nas idades de ruptura.

Pode-se concluir com a Figura 4.23 que os dois traços mostraram-se eficazes em relação ao consumo de cimento aos 28 dias e, comparando os CAA, os dois traços analisados tiveram eficiências semelhantes a partir do 28^o dia, em relação aos seus respectivos consumos de cimento.

A Figura 4.24 ilustra a relação do teor de aditivo obtido nas diversas fases de estudo, das misturas selecionadas em cada fase.

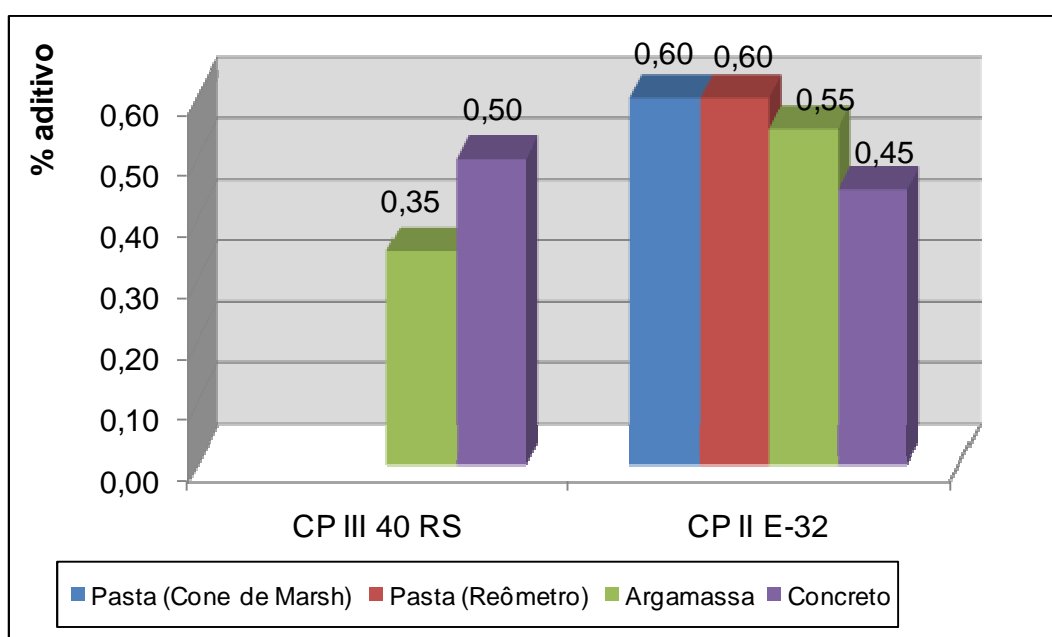


Figura 4.24: Relação do teor de aditivo entre pasta, argamassa e concreto.

Com relação às pastas, para o cimento CP II E-32, o teor de saturação do aditivo foi o mesmo para as duas metodologias de ensaio adotadas, demonstrando uma relação entre o ensaio do Cone de Marsh e as propriedades reológicas.

Para o mesmo cimento, foi verificada uma relação clara entre o teor de saturação do aditivo encontrado nas pastas e o obtido nas argamassas e concretos, que não ultrapassaram esse teor.

No caso da passagem de argamassa para o concreto, esta relação não está definida, pois para cada tipo de cimento houve um comportamento diferenciado.

É observada uma necessidade de se estudar os critérios de definição do teor de aditivos na pasta, de forma que se possam encontrar parâmetros que relacionem melhor esta fase do estudo com o resultado final do concreto.

4.5 DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL SUBMETIDO À CURA TÉRMICA.

A partir da determinação das composições do concreto auto-adensável descritas anteriormente, foi efetuado o estudo da energia aparente de ativação, utilizando o método da maturidade, das propriedades mecânicas do CAA, submetidos à cura térmica a vapor, com duas temperaturas distintas de cura, 65°C e 80°C, variando-se, também, o patamar isotérmico de cura para cada temperatura em 4 horas, 6 horas e 8 horas.

Inicialmente são apresentados os resultados referentes à determinação da energia aparente de ativação, E_a , segundo o procedimento ASTM C 1074 (1998), assim

como a aplicação do Método da Maturidade para avaliação da resistência do concreto utilizando-se das curvas de calibração.

Determinação Experimental da Energia Aparente de Ativação

A escolha das condições isotérmicas de temperatura utilizadas nos ensaios para determinação da energia aparente de ativação obedeceu ao seguinte critério: considerar um intervalo de temperaturas próximo à temperatura ambiente e às condições de cura térmica nos elementos pré-moldados (30°C, 55°C e 80°C).

O procedimento da ASTM C 1074 (1998), cujo embasamento físico, matemático e detalhes experimentais constam no capítulo 2, consiste basicamente nos seguintes passos:

- a) Determinação do limite de resistência (S_u) por meio da regressão linear realizada sobre os quatro últimos valores experimentais de $1/MPa$ e de $1/t$.
- b) Determinação da constante de velocidade de reação, " $k(T)$ ", por meio da regressão linear realizada sobre os quatro primeiros valores experimentais do fator de frequência A e de t , para os diversos T de cura isotérmica.
- c) Determinação da E_a/R por meio da regressão linear realizada sobre os valores de $\ln[(k(T))]$ e $1/T$, para os diversos T de cura isotérmica; E_a/R sendo o coeficiente angular da reta.

Nos itens 4.5.1.1 e 4.5.1.2 são apresentados os resultados do procedimento mencionado para os dois concretos estudados dentro do escopo desta dissertação.

4.5.1.1 Concreto auto-adensável com cimento CP II E-32

Na Figura 4.25 são apresentados os resultados dos ensaios de resistência à compressão obtidos em corpos-de-prova cúbicos de concreto peneirado, com suas respectivas temperaturas de ensaio. A Tabela 4.7 mostra o desvio padrão dos valores de resistência da mistura.

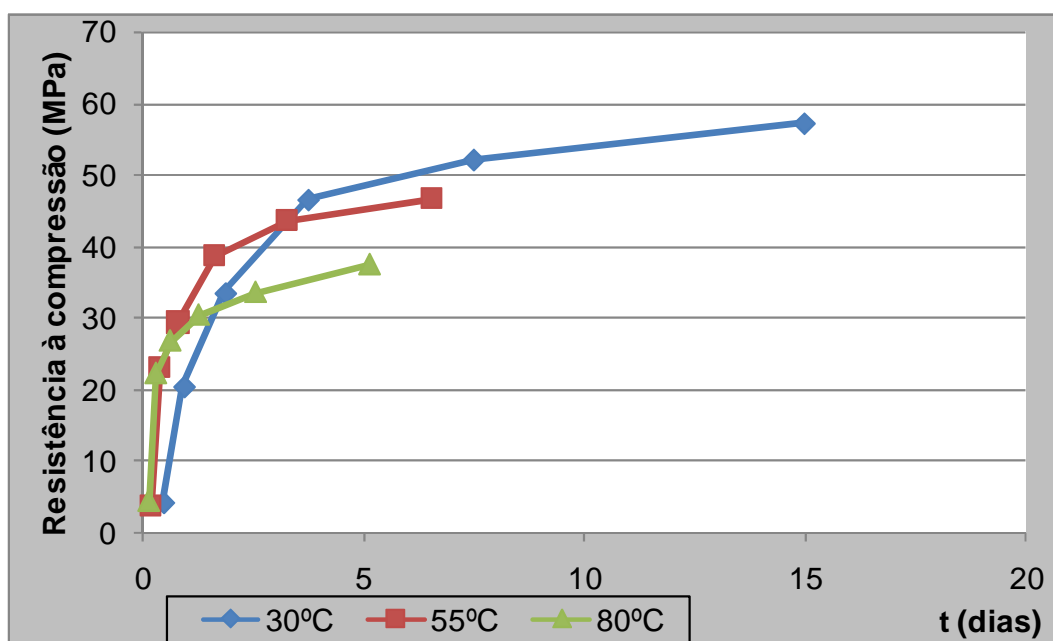


Figura 4.25: Resultado de resistência à compressão obtida nos ensaios de Energia de Ativação com concreto com cimento CP II E-32

Tabela 4.7: Desvio padrão das resistências do ensaio de energia de ativação

| 30°C | | | | | 55°C | | | | | 80°C | | | | |
|--------------|-------------|-------------|-------------|---------------|--------------|-------------|-------------|-------------|---------------|--------------|-------------|-------------|-------------|---------------|
| Idade (dias) | Carga (MPa) | Carga (MPa) | Carga (MPa) | Desvio Padrão | Idade (dias) | Carga (MPa) | Carga (MPa) | Carga (MPa) | Desvio Padrão | Idade (dias) | Carga (MPa) | Carga (MPa) | Carga (MPa) | Desvio Padrão |
| 0,5 | 4,0 | 4,2 | 4,4 | 0,2 | 0,2 | 4,0 | 3,9 | 4,0 | 0,1 | 0,2 | 4,4 | 4,6 | 4,2 | 0,2 |
| 0,9 | 20,8 | 20,4 | 20,0 | 0,4 | 0,4 | 26,4 | 24,0 | 18,9 | 3,8 | 0,3 | 22,1 | 23,4 | 21,4 | 1,0 |
| 1,9 | 34,8 | 33,6 | 32,0 | 1,4 | 0,8 | 29,0 | 29,7 | 29,6 | 0,4 | 0,6 | 24,5 | 25,4 | 30,7 | 3,3 |
| 3,8 | 46,0 | 46,8 | 46,8 | 0,5 | 1,6 | 38,6 | 38,6 | 39,0 | 0,2 | 1,3 | 30,3 | 31,3 | 29,8 | 0,8 |
| 7,5 | 53,6 | 50,8 | 52,0 | 1,4 | 3,3 | 43,9 | 43,4 | 43,6 | 0,2 | 2,6 | 34,5 | 33,8 | 32,7 | 0,9 |
| 15,0 | 58,4 | 54,0 | 59,2 | 2,8 | 6,6 | 44,5 | 47,7 | 47,7 | 1,9 | 5,1 | 39,9 | 36,2 | 36,5 | 2,0 |

Os procedimentos de cálculo de E_a/R são apresentados por meio da Figura 4.26, das Tabelas 4.8 e 4.9, da Figura 4.27, da Tabela 4.10 e da Figura 4.28, indicando o valor obtido para E_a/R .

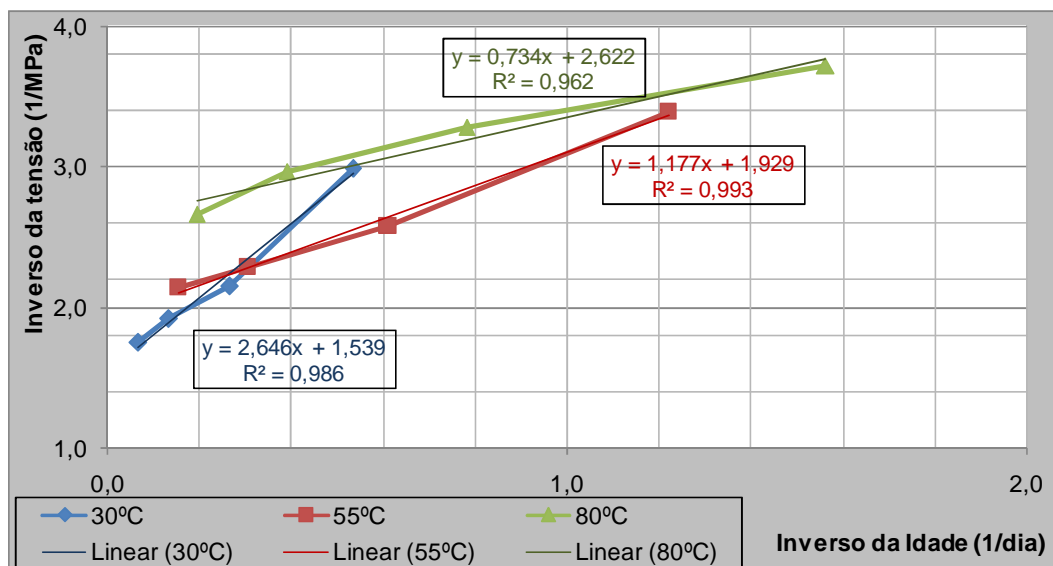


Figura 4.26: Gráfico de inverso da tensão (1/MPa) x inverso da idade (1/dias)

Tabela 4.8: Limite de Resistência S_u

| S_u^{30} | S_u^{55} | S_u^{80} |
|------------|------------|------------|
| 64,98 | 51,84 | 37,30 |

Tabela 4.9: Parâmetro $A(t)$ nas temperaturas de 30°C, 55°C e 80°C

| $A^{30}(t)$ | t (dias) | $A^{55}(t)$ | t (dias) | $A^{80}(t)$ | t (dias) |
|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|
| 0,07 | 0,47 | 0,08 | 0,20 | 0,13 | 0,16 |
| 0,46 | 0,94 | 0,80 | 0,41 | 1,49 | 0,32 |
| 1,06 | 1,88 | 1,32 | 0,82 | 2,57 | 0,64 |
| 2,52 | 3,75 | 2,96 | 1,64 | 4,47 | 1,28 |

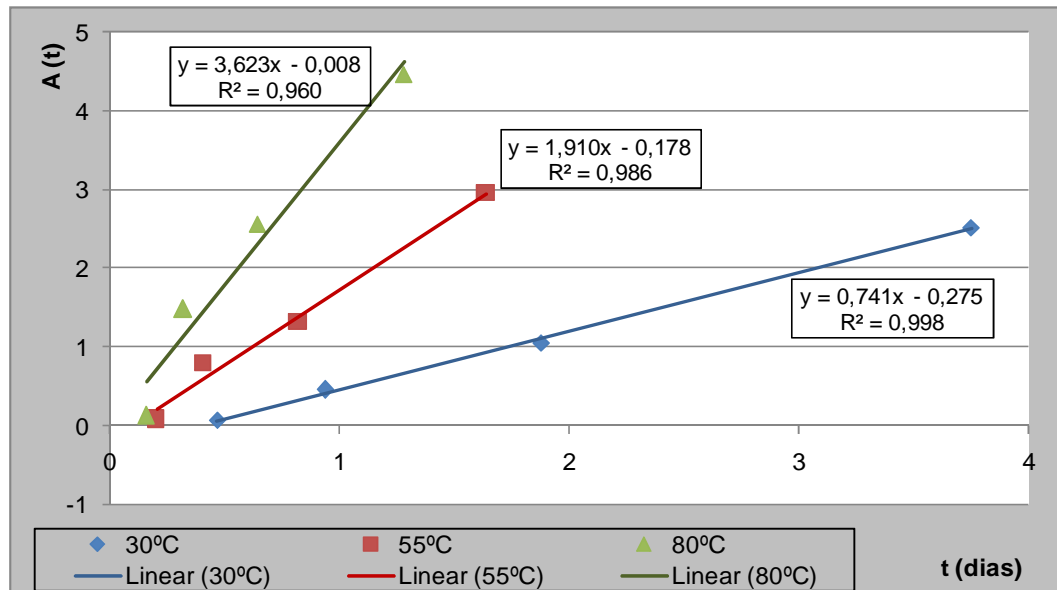


Figura 4.27: Gráfico de $A^T(t)$ x idade (dias)

Tabela 4.10: Valores de $1/T$ e logaritmo dos valores de $k(t)$

| $1/T$ | $\ln[k(t)]$ |
|--------|-------------|
| 0,0033 | -0,300 |
| 0,0030 | 0,647 |
| 0,0028 | 1,287 |

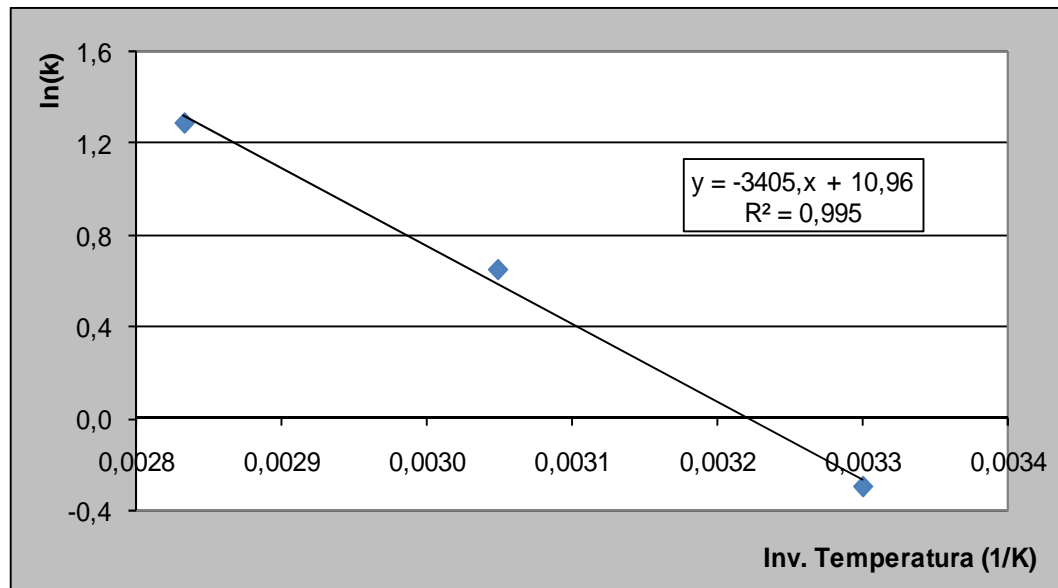


Figura 4.28: Gráfico de $\ln(k)$ x inverso da temperatura ($1/K$)

Os valores de E_a/R e E_a , para $R=8,316 \text{ J}/(\text{mol}\cdot\text{K})$, foram:

$$E_a/R = 3405,1 \text{ K}$$

$$E_a = 28,31 \text{ kJ/mol}$$

4.5.1.2 Concreto auto-adensável com cimento CP III 40-RS

Na Figura 4.29 são apresentados os resultados dos ensaios de resistência à compressão obtida em corpos-de-prova cúbicos de concreto peneirado e, com suas respectivas temperaturas de ensaio e a Tabela 4.11, mostra o desvio padrão das resistências da mistura.

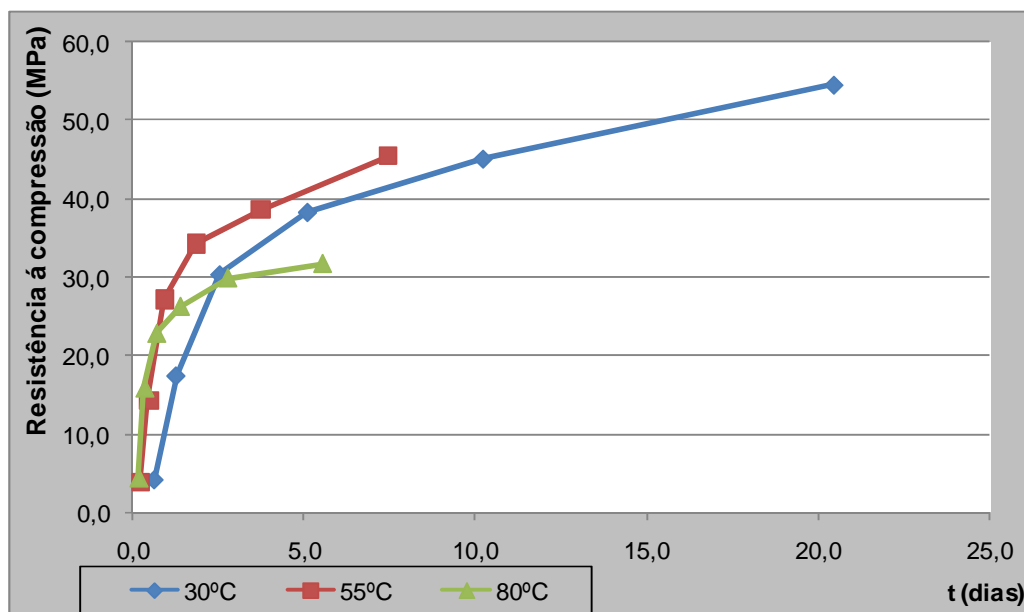


Figura 4.29: Resultado de resistência à compressão obtida nos ensaios de Energia de Ativação com concreto com cimento CP III 40-RS

Tabela 4.11: Desvio padrão das resistências do ensaio de energia de ativação

| 30°C | | | | | 55°C | | | | | 80°C | | | | |
|--------------|-------------|-------------|-------------|---------------|--------------|-------------|-------------|-------------|---------------|--------------|-------------|-------------|-------------|---------------|
| Idade (dias) | Carga (MPa) | Carga (MPa) | Carga (MPa) | Desvio Padrão | Idade (dias) | Carga (MPa) | Carga (MPa) | Carga (MPa) | Desvio Padrão | Idade (dias) | Carga (MPa) | Carga (MPa) | Carga (MPa) | Desvio Padrão |
| 0,6 | 4,0 | 4,2 | 4,4 | 0,18 | 0,2 | 3,9 | 3,9 | 4,0 | 0,07 | 0,2 | 4,4 | 4,6 | 4,2 | 0,20 |
| 1,3 | 17,6 | 17,2 | 17,6 | 0,23 | 0,5 | 14,4 | 14,6 | 14,0 | 0,30 | 0,3 | 14,9 | 16,4 | 16,3 | 0,84 |
| 2,6 | 30,8 | 29,2 | 31,2 | 1,06 | 0,9 | 26,4 | 27,7 | 27,4 | 0,68 | 0,7 | 22,1 | 23,0 | 23,4 | 0,67 |
| 5,1 | 37,6 | 39,2 | 38,2 | 0,81 | 1,9 | 34,2 | 34,3 | 34,2 | 0,05 | 1,4 | 24,4 | 27,2 | 27,2 | 1,62 |
| 10,2 | 44,0 | 46,6 | 44,8 | 1,33 | 3,7 | 38,8 | 38,0 | 39,0 | 0,53 | 2,8 | 30,0 | 31,3 | 28,4 | 1,45 |
| 20,4 | 54,9 | 53,9 | 54,9 | 0,55 | 7,4 | 45,4 | 45,6 | 45,2 | 0,20 | 5,6 | 35,2 | 30,0 | 30,0 | 3,00 |

Os procedimentos de cálculo de E_a/R são apresentados por meio da Figura 4.30, das Tabelas 4.12 e 4.13, da Figura 4.31, da Tabela 4.14 e da Figura 4.32, indicando o valor obtido para E_a/R .

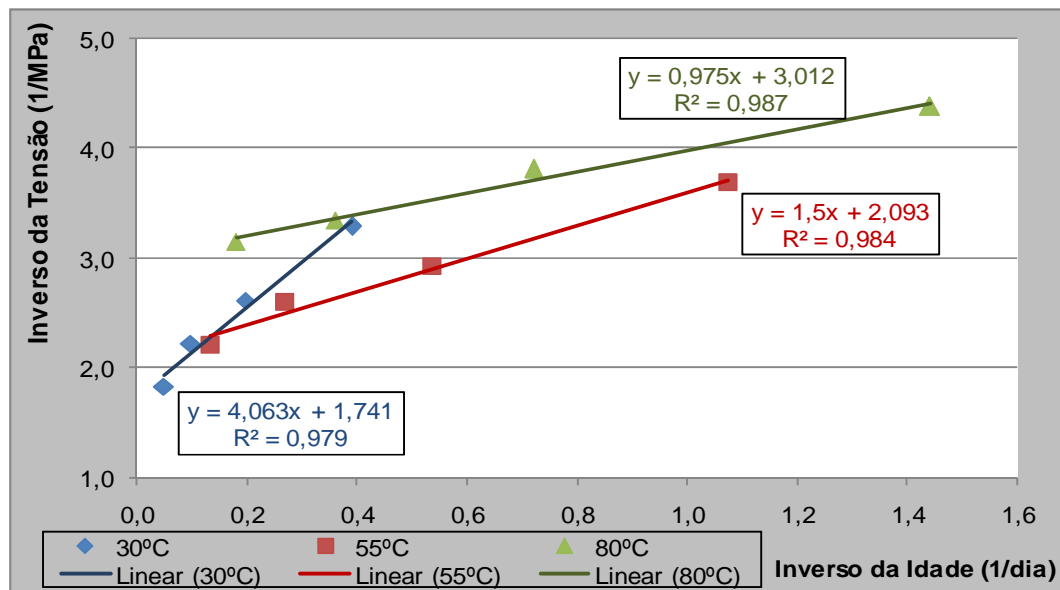


Figura 4.30: Gráfico de inverso da tensão (1/MPa) x inverso da idade (1/dias)

Tabela 4.12: Limite de Resistência S_u

| S_u^{30} | S_u^{55} | S_u^{80} |
|------------|------------|------------|
| 57,44 | 47,78 | 33,20 |

Tabela 4.13: Parâmetro $A(t)$ nas temperaturas de 30°C, 55°C e 80°C

| $A^{30}(t)$ | t (dias) | $A^{55}(t)$ | t (dias) | $A^{80}(t)$ | t (dias) |
|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|
| 0,08 | 0,64 | 0,09 | 0,23 | 0,15 | 0,17 |
| 0,44 | 1,28 | 0,43 | 0,47 | 0,92 | 0,35 |
| 1,12 | 2,56 | 1,32 | 0,93 | 2,20 | 0,69 |
| 2,01 | 5,11 | 2,53 | 1,86 | 3,79 | 1,39 |

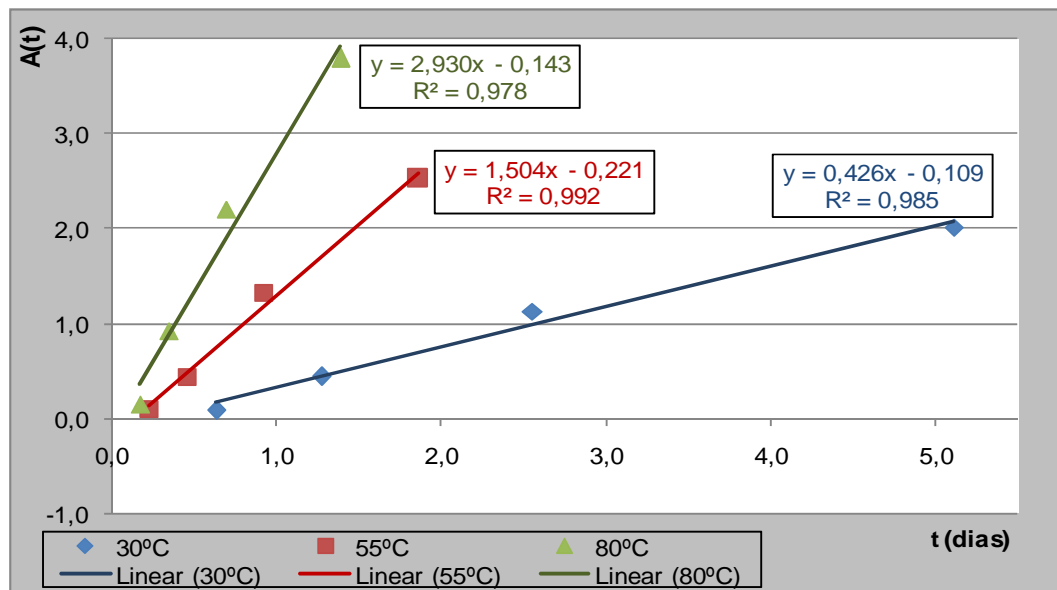


Figura 4.31: Gráfico de $A^T(t)$ x idade (dias)

Tabela 4.14: Valores de $1/T$ e logaritmo dos valores de $k(t)$

| $1/T$ | $\ln[k(t)]$ |
|--------|-------------|
| 0,0033 | -0,853 |
| 0,0030 | 0,408 |
| 0,0028 | 1,075 |

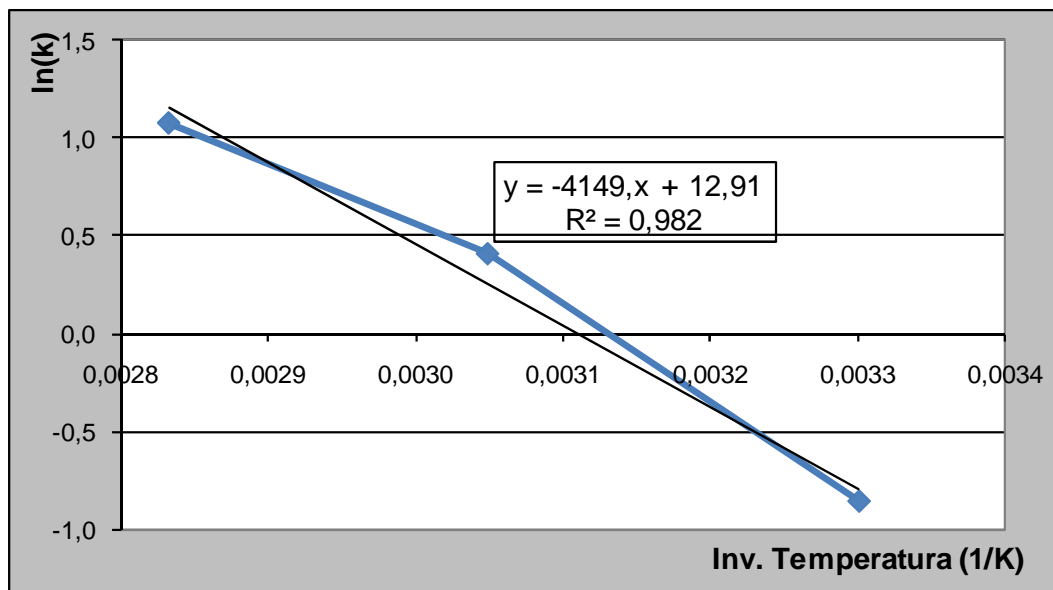


Figura 4.32: Gráfico de $\ln(k)$ x inverso da temperatura ($1/K$)

Os valores de E_a/R e E_a , para $R=8,316 \text{ J}/(\text{mol.K})$, são:

$$E_a/R = 4149 \text{ K}$$

$$E_a = 34,50 \text{ kJ/mol}$$

4.5.1.3 Análise comparativa da energia aparente de ativação (E_a)

Pode-se verificar que os valores de E_a , calculados a partir da ASTM C 1074 (1998), indicaram que a reação de hidratação da mistura com cimento CP II E-32 é menos sensível a uma variação de temperatura, quando comparado a mistura com cimento CP III 40-RS.

Os cimentos CP II E-32 e CP III 40-RS utilizados nesta pesquisa apresentam em sua composição escória de alto forno, cujos teores estabelecidos por norma são de 6% a 34% e 35% a 70%, respectivamente.

Foram pesquisados na literatura, nacional e estrangeira, estudos de energia de ativação que utilizaram materiais cimentícios compostos com escória em teores similares aos apresentados nos cimentos utilizados nesta pesquisa.

Os resultados das E_a encontradas seguem apresentadas na Tabela 4.15, e os valores de E_a obtidos por diferentes autores, na Tabela 4.16.

Tabela 4.15: Valores da E_a

| Cimento | E_a (kJ/mol) |
|----------------|----------------------------------|
| CP II E-32 | 28,3 |
| CP III 40-RS | 34,5 |

Tabela 4.16: Valores da E_a encontrados na literatura

| Autor | Cimento | E_a (kJ/mol) |
|---------------------------|---|----------------------------------|
| Carvalho (2002) | CP III AF-32 | 26,7 |
| Brooks, et. al. (2007) | Cimento americano composto com 30% escória | 34,7 |
| | Cimento americano composto com 50% de escória | 37,7 |
| Wade, et. al. (2010) | Cimento americano composto com 30% de escória | 26,7 |
| | Cimento americano composto com 50% de escória | 35,2 |

Observou-se que o resultado de E_a de 28,3 KJ/mol encontrado para o cimento CP II E-32 se mostrou coerente com o valor indicado por Wade, et. al. (2010), sendo, contudo, inferior ao apresentado por Brooks et. al. (2007).

Este fato pode estar associado às características dos materiais empregados na dosagem do concreto, do consumo de cimento da mistura ou até mesmo pelo tipo de aditivo utilizado na mistura.

Para o cimento CP III 40-RS, o valor do E_a de 34,5 KJ/mol esteve coerente com o apresentado na literatura consultada, sendo somente diferenciado dos estudos apresentados por Carvalho (2002), fato que também pode estar associado ao efeito observado pelo CP II E-32. Além disso, as pesquisas realizadas na UNESP/Ilha Solteira (PERES, 2006 ; BARBOSA, et. al. 2006) têm mostrado que a incorporação à mistura da argamassa, de adições minerais e aditivos superplastificantes, ocasiona uma alteração nos valores da energia aparente de ativação.

Estudo e avaliação dos dados de temperatura obtidos no ensaio de cura térmica

Ciclos de cura e patamar de cura

O procedimento adotado para a determinação do ciclo do ensaio de cura térmica dos concretos foi realizado conforme a Figura 4.33.

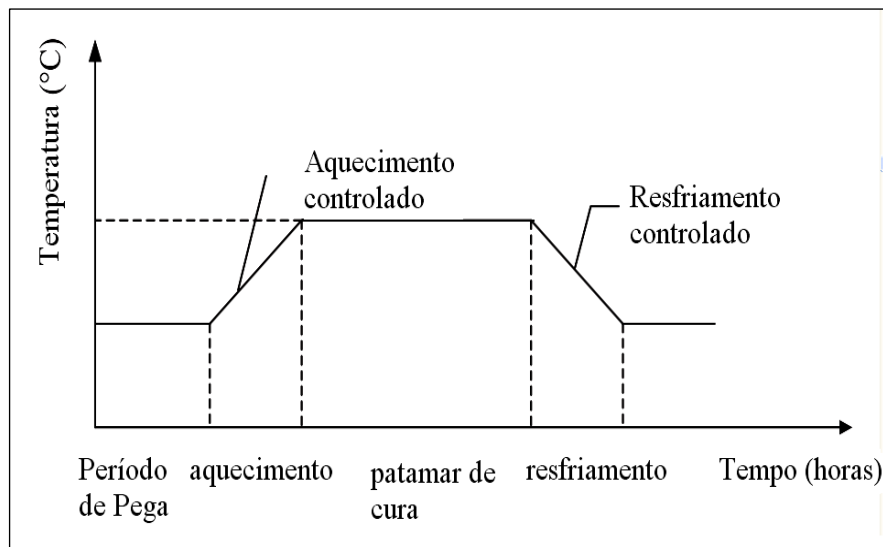


Figura 4.33: Representação esquemática do procedimento de tratamento de cura.

A Tabela 4.17 indica o detalhamento dos patamares de regime isotérmico nos concretos ensaiados e os ciclos térmicos referentes à temperatura interna do concreto.

O processo de cura desenvolvido se baseou no ciclo de cura a vapor ilustrado pela Figura 4.30, com um período de espera de 3,5 horas, referente ao tempo de pega do cimento; um período de aquecimento com uma taxa de aproximadamente 25°C/hora; patamares isotérmicos constantes variando de 4 h, 6 h e 8 h; e posterior resfriamento a uma taxa aproximada de 18°C/hora. Ao término de cada patamar, referente a cada ensaio realizado, foram ensaiados 3 corpos-de-prova (CPs) para avaliação da resistência à compressão do concreto em função do tempo e da temperatura utilizados no patamar isotérmico. Os demais CPs continuaram na câmara térmica durante todo o processo de resfriamento. Após o período de resfriamento os CPs foram levados à câmara úmida onde ficaram até a idade de suas rupturas, a saber: 3, 7, 28, 56 e 91 dias.

Foram realizados 12 (doze) ensaios de cura térmica, 6 (seis) para cada tipo de cimento, variando-se a temperatura do patamar isotérmico: 65°C e 80°C, e o período deste patamar: 4 h, 6 h e 8 h.

Tabela 4.17: Detalhamento dos patamares de regime isotérmico nos concretos ensaiados

| Período de Espera | | Aquecimento (25°C/h) | | Tempo de Cura | | Resfriamento (18°C/h) | | Ciclo Total |
|-------------------|---------------|----------------------|---------------|---------------|---------------|-----------------------|---------------|---------------|
| Temp. (°C) | Tempo (h:min) | Temp. (°C) | Tempo (h:min) | Temp. (°C) | Tempo (h:min) | Temp. (°C) | Tempo (h:min) | Tempo (h:min) |
| 27 | 03:30 | 27 - 65 | 01:30 | 65 | 4 | 65 - 30 | 02:00 | 11:00 |
| 27 | 03:30 | 27 - 65 | 01:30 | 65 | 6 | 65 - 30 | 02:00 | 13:00 |
| 27 | 03:30 | 27 - 65 | 01:30 | 65 | 8 | 65 - 30 | 02:00 | 15:00 |
| 27 | 03:30 | 27 - 80 | 02:10 | 80 | 4 | 80 - 30 | 02:50 | 12:30 |
| 27 | 03:30 | 27 - 80 | 02:10 | 80 | 6 | 80 - 30 | 02:50 | 14:30 |
| 27 | 03:30 | 27 - 80 | 02:10 | 80 | 8 | 80 - 30 | 02:50 | 16:30 |

Para se compreender como foi utilizado o ciclo térmico no ensaio, foi tomado como exemplo global o concreto com cimento CP II E-32, a temperatura de cura térmica de 65°C e o patamar de oito horas, sendo descrito a seguir:

- a) Quando foi adicionada a água na betoneira, após colocar o cimento, para a produção do concreto, o cronômetro foi acionado.
- b) O concreto foi moldado nos corpos-de-prova e assim que o cronômetro completou 3,5 h, os corpos-de-prova foram colocados no equipamento de cura térmica a vapor e foi iniciado o processo de aquecimento do concreto, por 1,5 h.
- c) Após esse tempo de aquecimento o concreto foi mantido à temperatura constante por 8 horas, referente ao exemplo dado.
- d) Após o término das 8 horas de patamar foram retirados 3 corpos-de-prova do equipamento para ensaio de ruptura e, foi iniciado o resfriamento do concreto

em 18°C/h, por 2 horas para aqueles que ficaram dentro do equipamento de cura. Assim, o ciclo de 15 horas foi finalizado.

Para os ciclos térmicos apresentados na Tabela 4.17 foram realizados ensaios para os traços de CAA, a saber: Concreto com CP II E-32 e Concreto com CP III 40-RS. Nestes concretos, foram feitos os monitoramentos da temperatura interna até a última idade de ruptura.

Os concretos curados em temperatura ambiente para os dois traços de CAA confeccionados, também tiveram suas temperaturas aferidas durante todas as idades de ruptura para o cálculo da maturidade.

Evolução da temperatura no período de cura térmica

Nas Figuras 4.34 a 4.37 são apresentadas as evoluções da temperatura interna dos concretos durante o ensaio de cura térmica a 65°C e 80°C, para os distintos patamares isotérmicos utilizados na pesquisa.

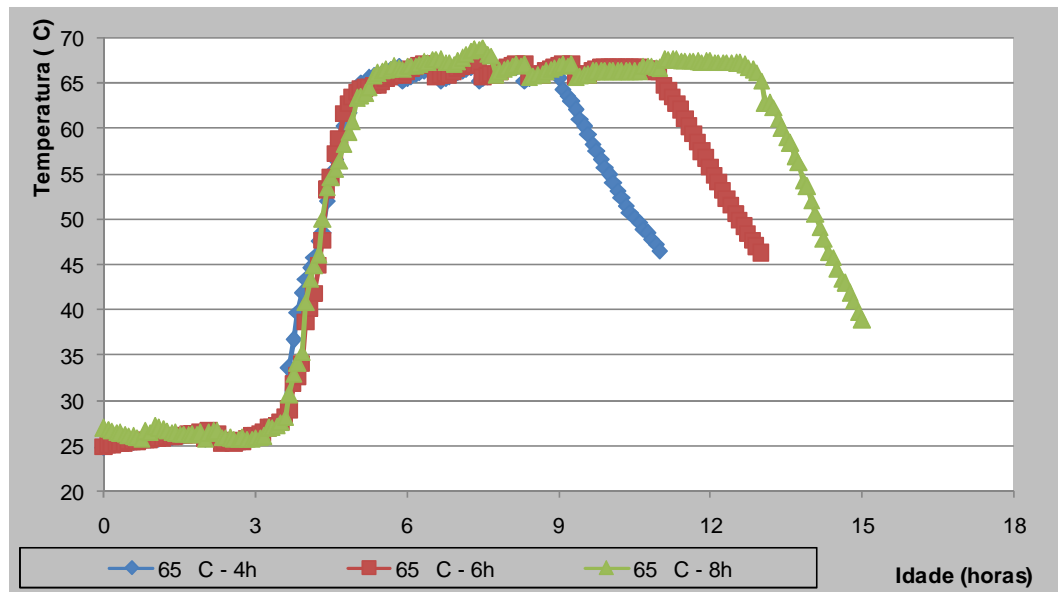


Figura 4.34: Temperatura do concreto com cimento CP II E-32, com patamar de cura a 65°C para períodos de 4, 6 e 8 horas

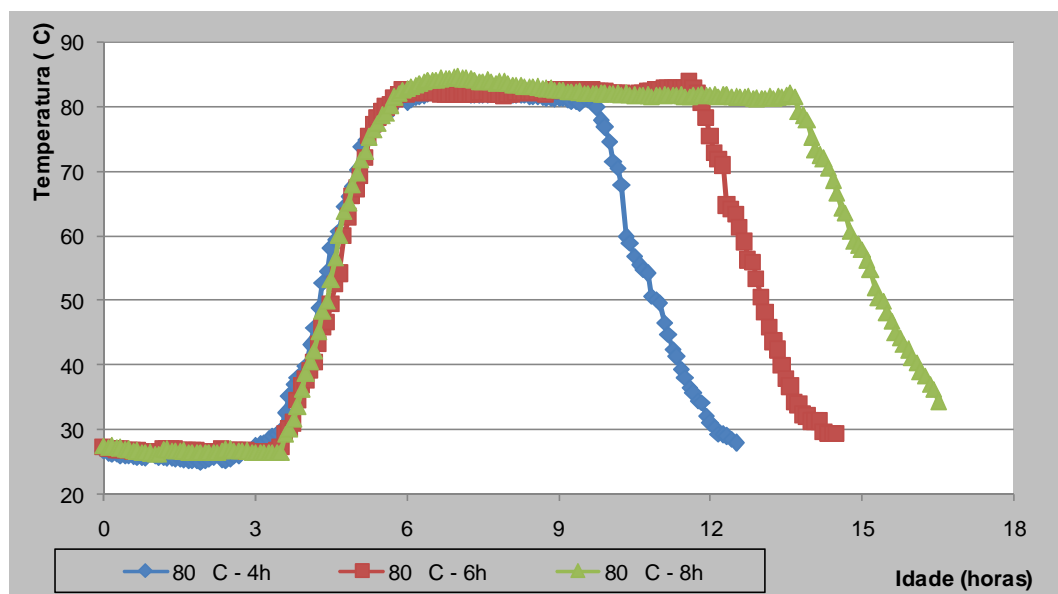


Figura 4.35: Temperatura do concreto com cimento CPlI E-32, com patamar de cura a 80°C para períodos de 4, 6 e 8 horas

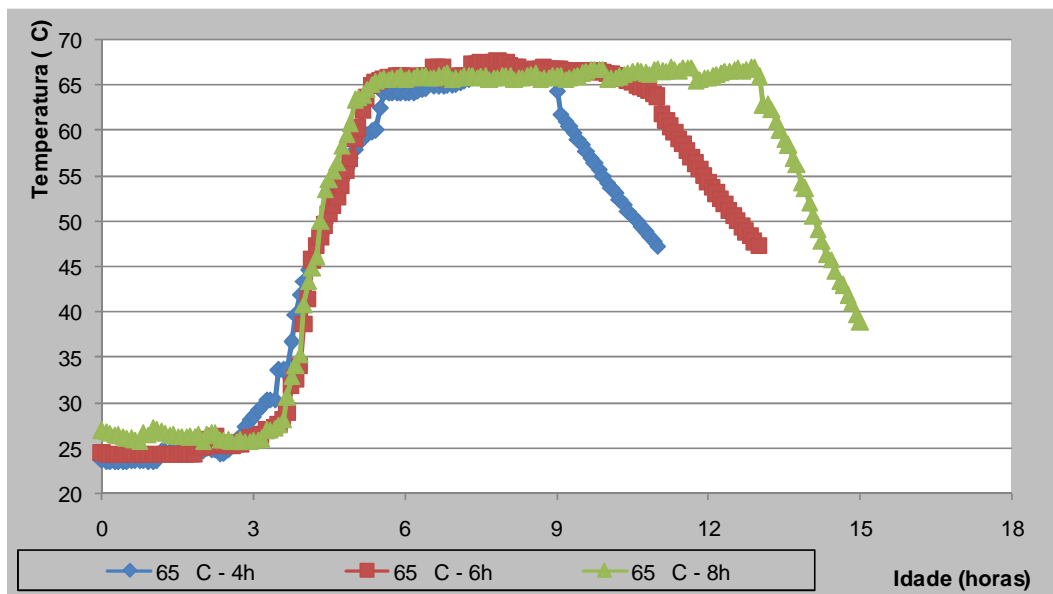


Figura 4.36: Temperatura do concreto com cimento CP III 40-RS, com patamar de cura a 65°C para períodos de 4, 6 e 8 horas

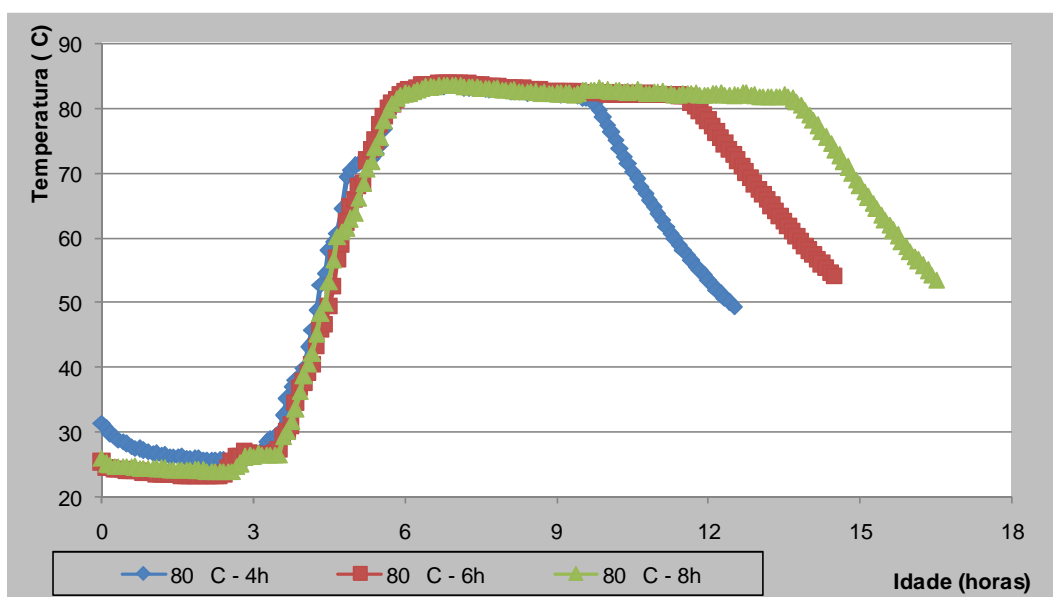


Figura 4.37: Temperatura do concreto com cimento CP III 40-RS, com patamar de cura a 80°C para períodos de 4, 6 e 8 horas

As temperaturas referentes aos ciclos térmicos dos concretos indicados nas Figuras 4.34 a 4.37 apresentaram uma evolução similar à do ciclo ideal da Figura 4.33. Contudo, no patamar isotérmico, observou-se uma instabilidade nas

temperaturas, fato associado à temperatura monitorada ser a temperatura interna do concreto e não o valor estabelecido na câmara térmica.

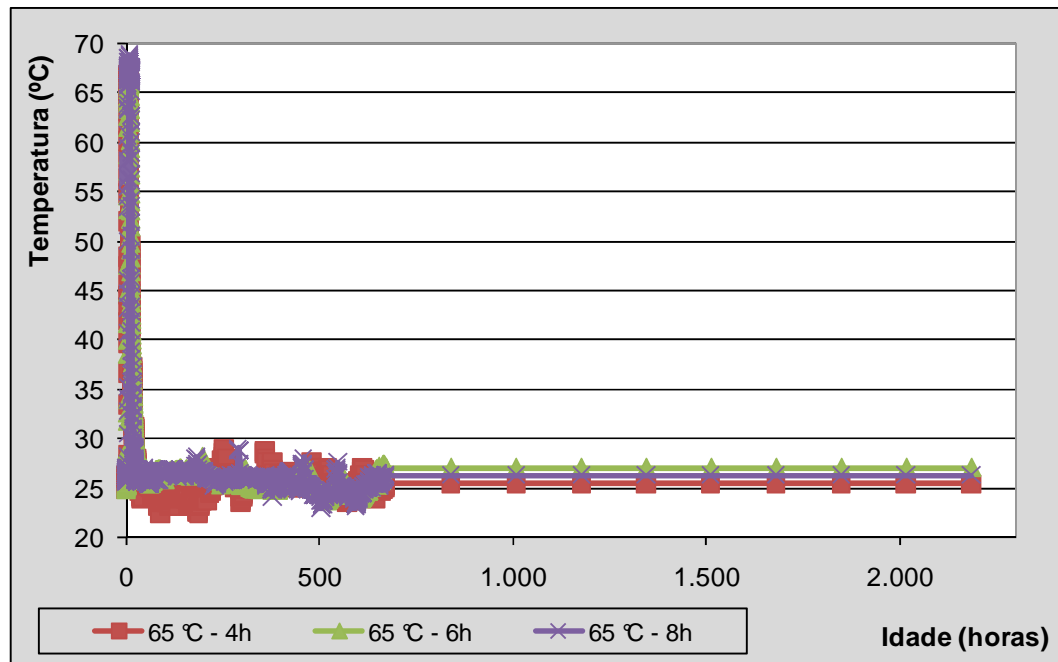
Outro comportamento notado foi o ganho de temperatura no término do período de aquecimento, atingindo após duas horas à temperatura requerida (65°C ou 80°C).

Este fato pode estar relacionado ao fornecimento de calor para o concreto, que gera uma mudança nos gradientes de hidratação do cimento e que, por ser uma reação exotérmica, ocasiona uma liberação de calor. Por conta disto, a mistura continua a liberar calor mesmo que o ambiente não a auxilie nesse processo.

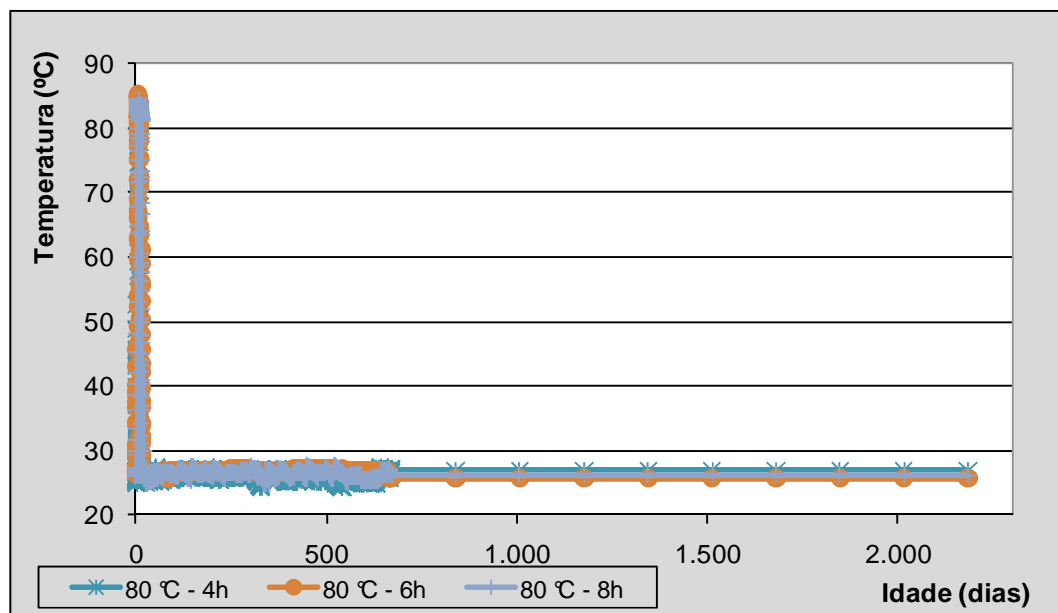
No período de resfriamento do patamar isotérmico, também se observou, em alguns casos, que a temperatura interna do corpo-de-prova não reduziu à taxa de 18°C/h, mostrando-se mais elevada no final do ciclo se comparada ao patamar isotérmico ideal, sem nenhuma influência no andamento da pesquisa.

Evolução da temperatura no período de cura úmida até os 91 dias

Nas Figuras 4.38 e 4.39 é apresentado o ciclo térmico e o controle de temperatura na câmara úmida dos concretos estudados.

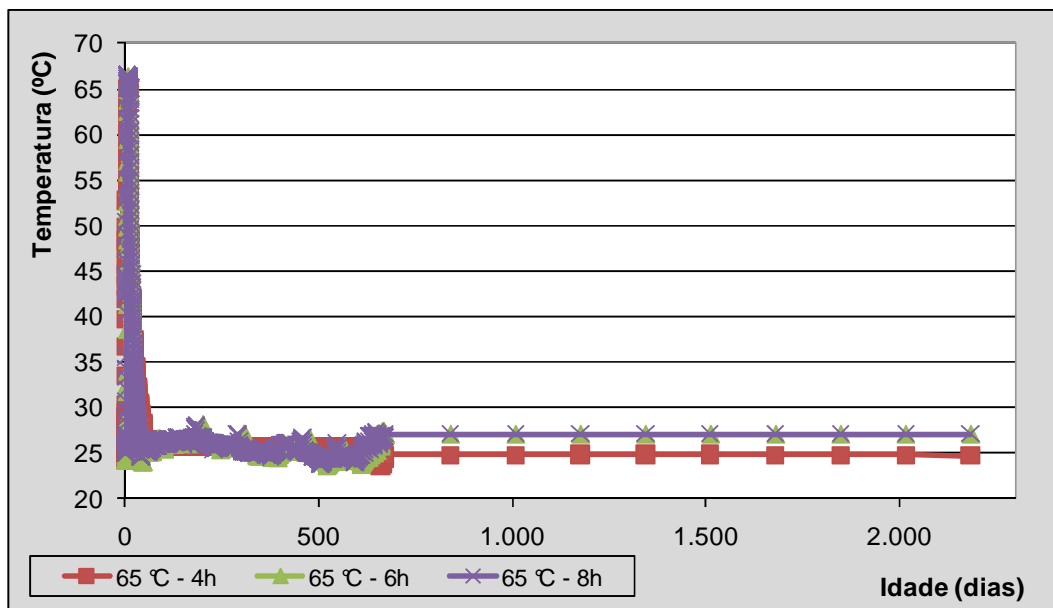


(a)

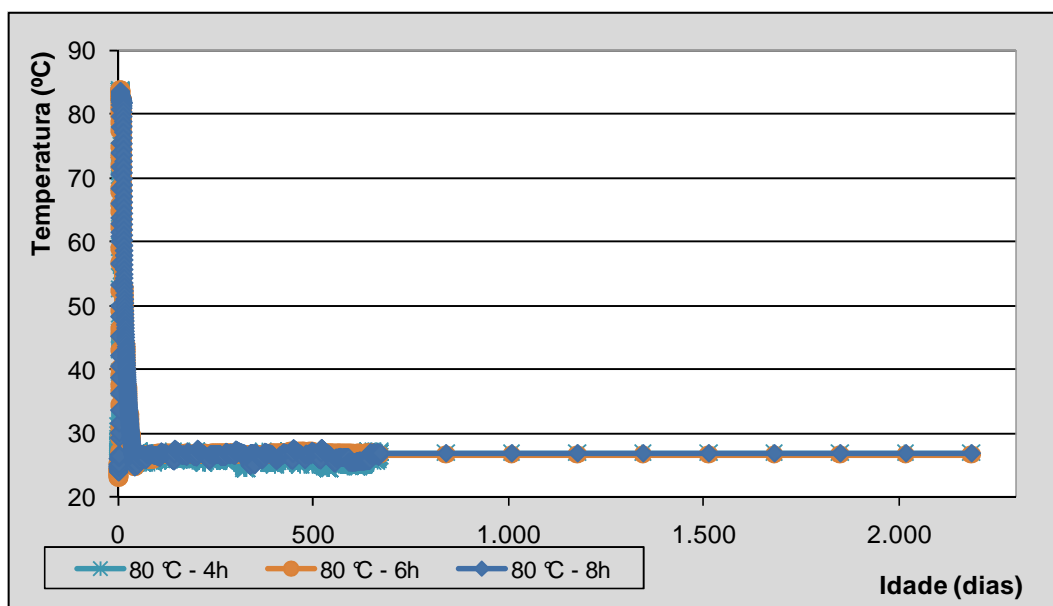


(b)

Figura 4.38: Evolução da temperatura do concreto com cimento CP II E-32, do ciclo térmico a estocagem em câmara úmida. (a) 65°C e (b) 80°C.



(a)



(b)

Figura 4.39: Evolução da temperatura do concreto com cimento CP III 40-RS, do ciclo térmico a estocagem em câmara úmida. (a) 65°C e (b) 80°C.

Os gráficos de evolução da temperatura nos períodos de cura úmida mostraram que as temperaturas dos concretos analisados na fase de cura úmida variaram em torno de 24°C a 27°C.

Análise da resistência à compressão para os concretos nos patamares isotérmicos de cura

Os valores de resistência à compressão dos concretos logo após o término do patamar da cura térmica estão apresentados abaixo.

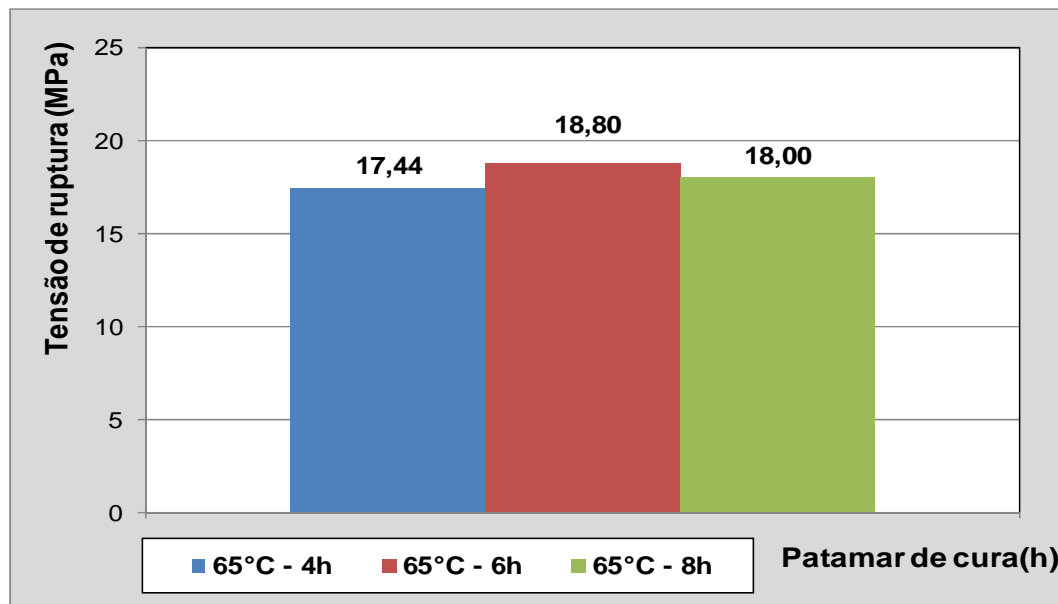
Tabela 4.18: Resistência à compressão após o patamar da cura térmica.

| Tipo de Cimento | Patamar (horas) | Resistência Média (MPa) | |
|-----------------|-----------------|-------------------------|------|
| | | 65°C | 80°C |
| CP II E-32 | 4 | 17,4 | 18,2 |
| | 6 | 18,8 | 18,4 |
| | 8 | 18,0 | 19,6 |
| CP III 40-RS | 4 | 10,1 | 10,9 |
| | 6 | 10,2 | 11,3 |
| | 8 | 12,8 | 14,1 |

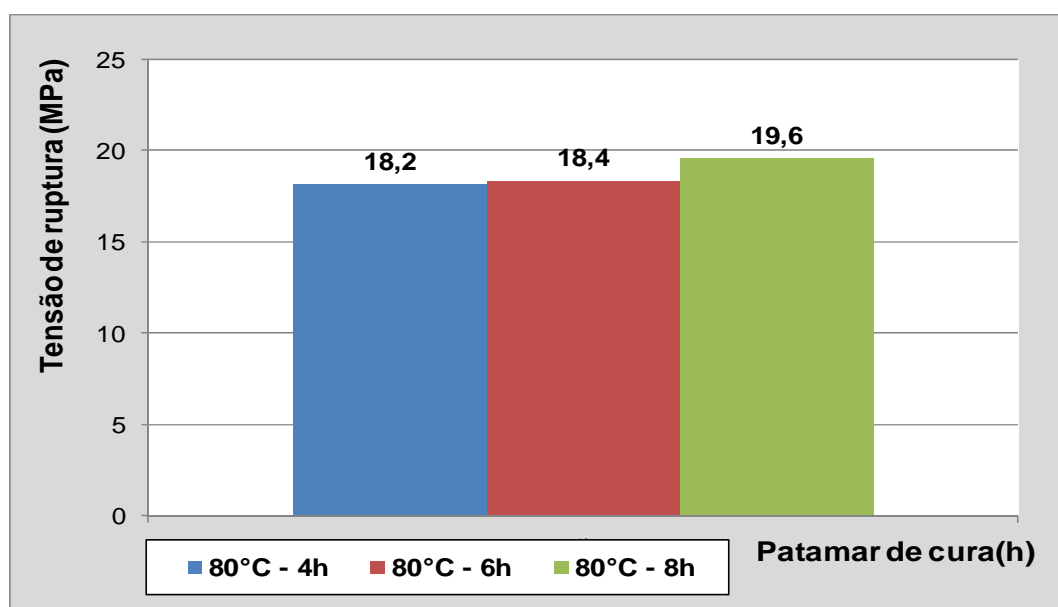
As empresas de pré-moldado sugerem que a desforma de uma peça seja liberada após o concreto atingir uma resistência à compressão da ordem de 20 MPa a 25 MPa para os elementos protendidos e 10 MPa a 15 MPa para os elementos em concreto armado.

Os resultados da Tabelas 4.18 são analisados e confrontados nas Figuras 4.40 a 4.44.

a) Para o cimento CP II E-32



(a)



(b)

Figura 4.40: Resistência do concreto com cimento CP II E-32, com temperaturas de cura de (a) 65°C e (b) 80°C, para patamares de 4, 6 e 8 horas.

As resistências à compressão obtidas no concreto submetido à temperatura de 65°C apresentaram um aumento de resistência pouco significativo em relação ao aumento da temperatura (menor valor de 17,4 MPa e maior valor de 18,8 MPa). Porém, para uma análise inicial, o concreto submetido a 65°C por seis horas obteve melhor desempenho em relação aos concretos submetidos aos demais patamares de cura.

Em função das pequenas diferenças nas resistências, o patamar de quatro horas poderia equivaler ao mais adequado, visto que seu menor tempo de exposição térmica representa uma redução nos custos de produção deste concreto.

Os concretos submetidos a 80°C também apresentaram um aumento da resistência pouco significativo (menor valor de 18,2 MPa e maior valor de 19,6 MPa), porém, numa análise inicial, o concreto submetido a oito horas de cura térmica obteve o melhor desempenho de resistência em relação aos demais patamares de cura estudados.

Na Figura 4.41 segue apresentado o comparativo entre as duas temperaturas de cura, em função da resistência.

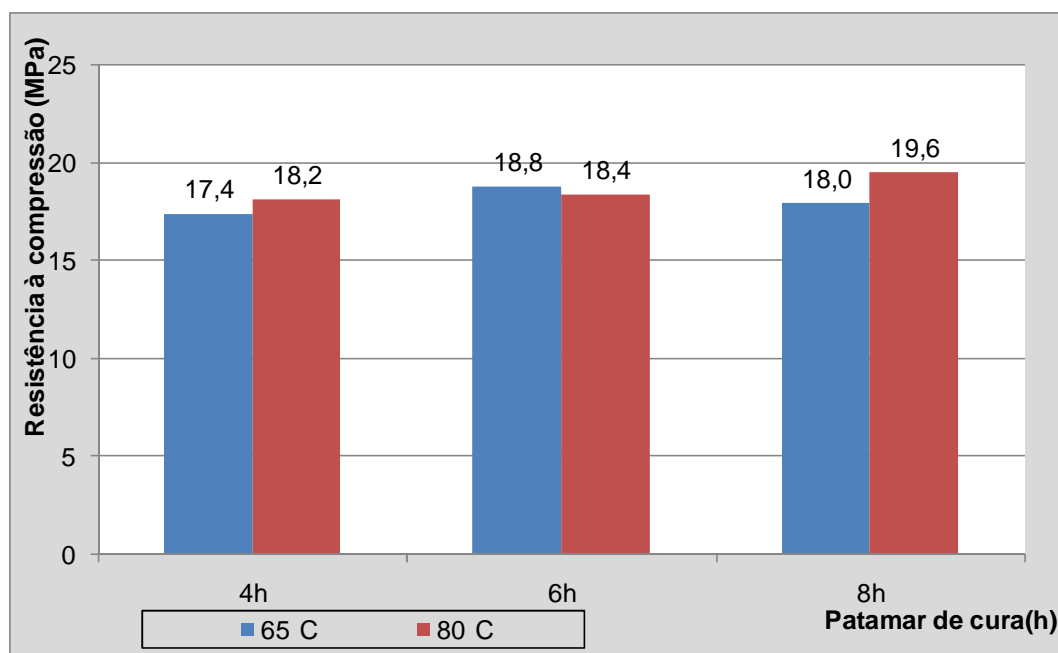
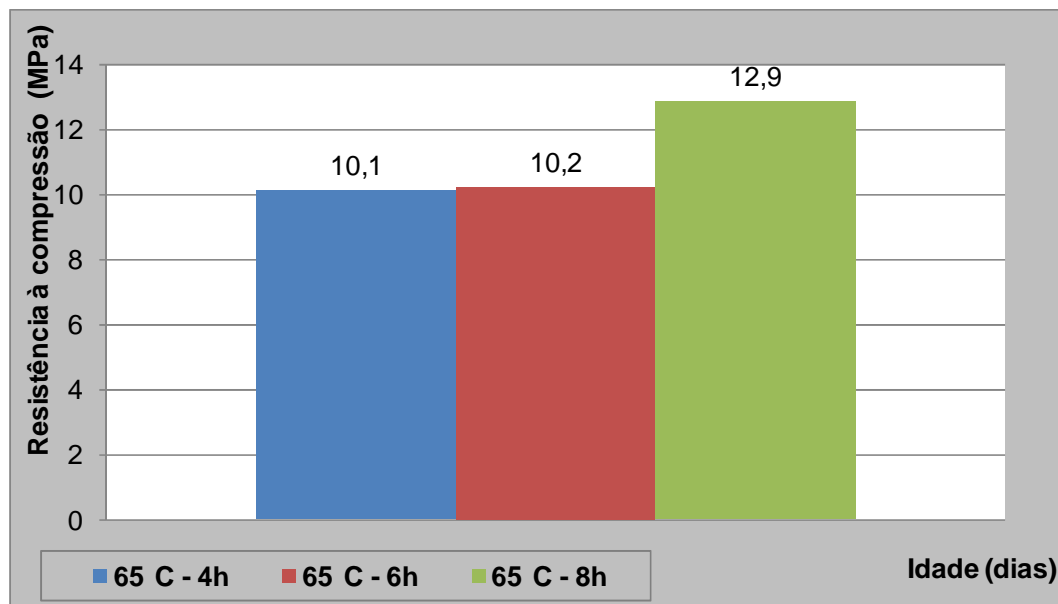


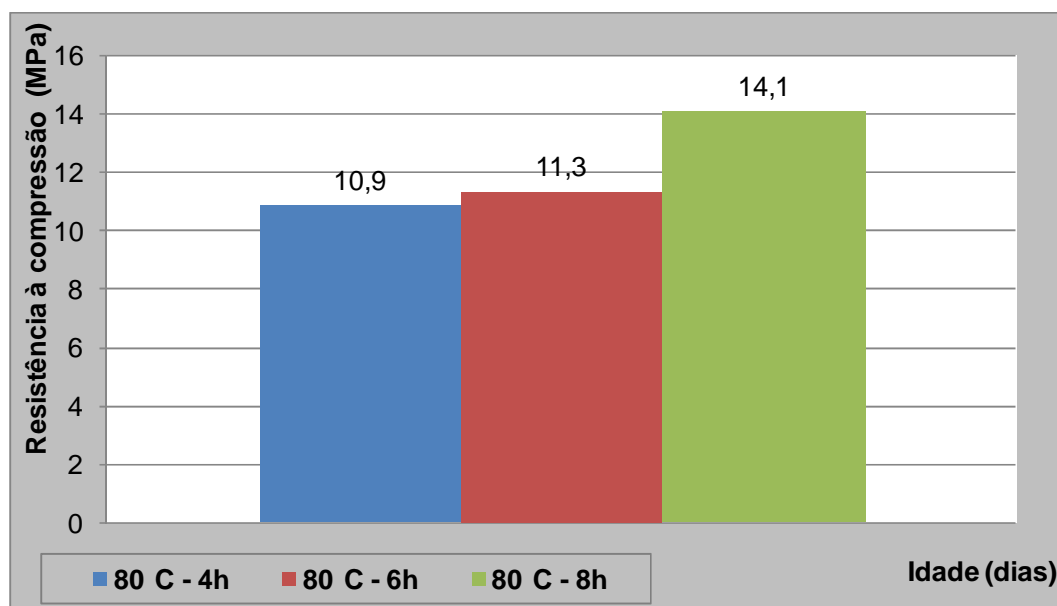
Figura 4.41: Comparativo de resistência do concreto com cimento CII E-32, com temperaturas de cura de 65°C e 80°C para patamares de 4, 6 e 8 horas

A partir da Figura 4.41, pode ser observado que para as duas temperaturas de cura estudadas não houve um ganho significativo de resistência e não foi observado um aumento expressivo da resistência à compressão com o acréscimo de temperatura. Estes resultados sugerem que o valor da resistência do concreto submetido à temperatura de 65°C foi a mais favorável, embora o maior valor da resistência tenha sido observado no concreto submetido à temperatura de 80°C.

b) Para o cimento CP III 40-RS



(a)



(b)

Figura 4.42: Resistência do concreto com cimento CP III 40-RS, com temperaturas de cura de (a) 65°C e (b) 80°C, para patamares de 4, 6 e 8 horas.

Nos patamares de cura de quatro e seis horas, para as duas temperaturas de cura estudadas (65°C e 80°C), não houve aumento expressivo dos valores de resistência à compressão, ao passo que, para o patamar de oito horas, nas duas temperaturas de cura, ocorreu um ganho de resistência à compressão mais significativo. Dessa maneira, em ambas as temperaturas de cura, o tempo de patamar de oito horas foi o mais favorável ao ensaio de cura térmica.

Na Figura 4.43 segue apresentado o comparativo entre as duas temperaturas de cura em função da resistência.

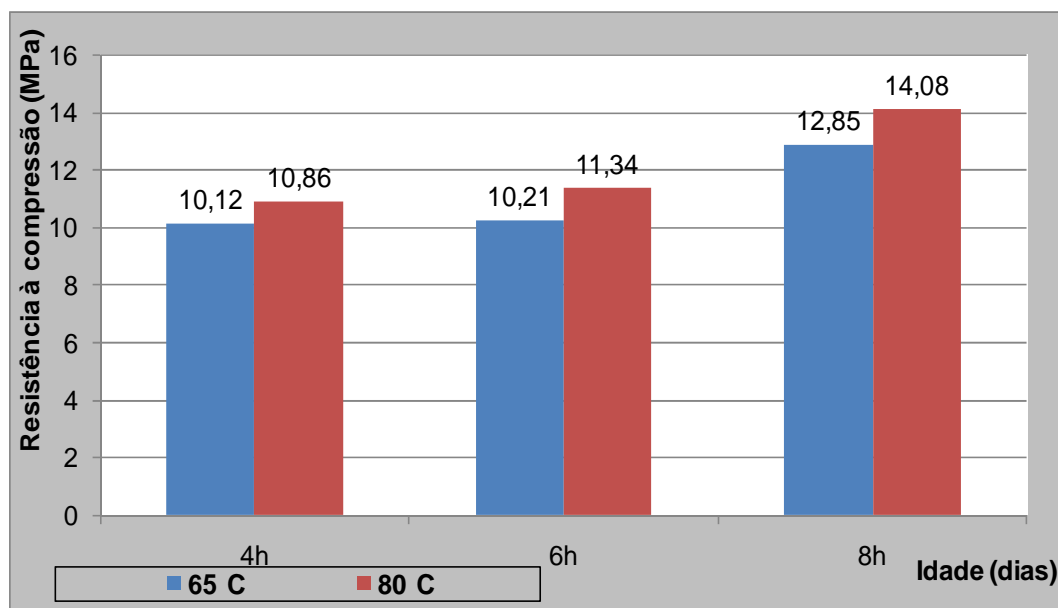
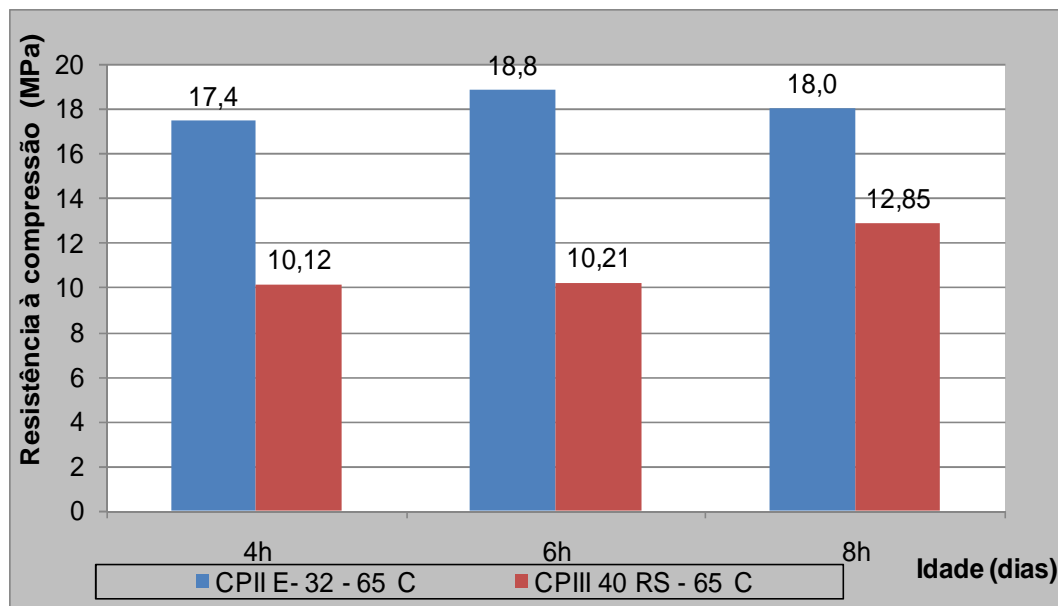


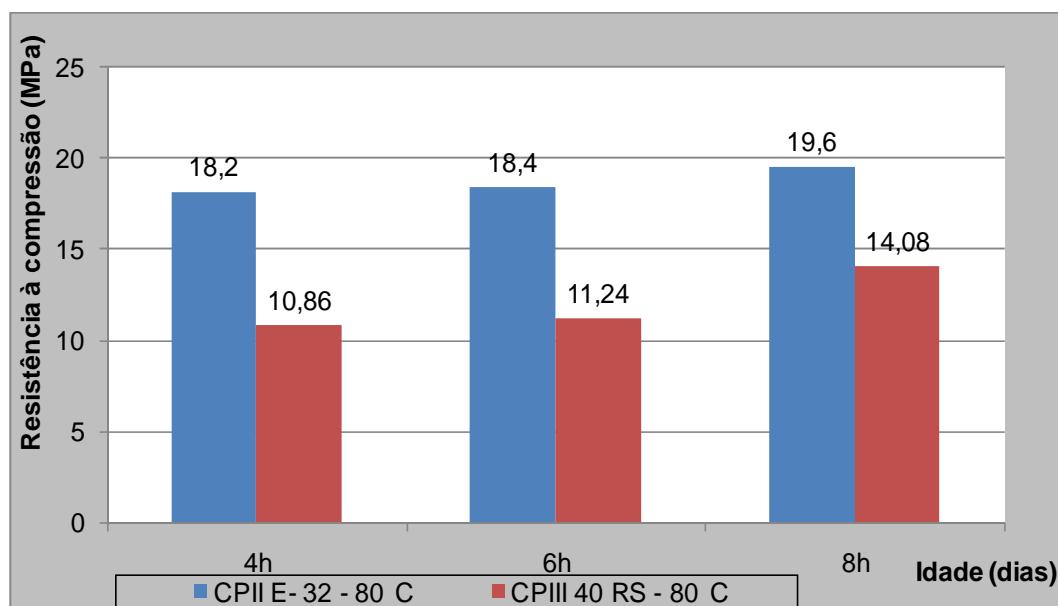
Figura 4.43: Comparativo de resistência do concreto com cimento CP III 40-RS, com temperaturas de cura de 65°C e 80°C para patamares de 4, 6 e 8 horas

Na Figura 4.43, o ensaio com a temperatura de cura a 80°C manteve todos os valores de resistência superiores aos de 65°C, sugerindo que o concreto submetido à temperatura de 80°C teve um desempenho melhor no ensaio de cura térmica.

c) Comparativo entre os diferentes concretos submetidos à cura térmica



(a)



(b)

Figura 4.44: Análise comparativa entre os concretos submetidos ao patamar isotérmico de cura. (a) 65°C, e (b) 80°C.

Avaliando apenas os resultados de resistência à compressão imediata ao ciclo dos concretos, sem incluir os resultados de resistência dos concretos submetidos à cura

térmica após o patamar de cura (nas idades de ruptura de 3, 7, 28, 56 e 91 dias), pode-se concluir que o concreto elaborado com cimento CP II E-32 apresentou os maiores valores de resistência em todos os casos. Apenas na temperatura de 80°C e patamar de oito horas a resistência do CP III 40-RS esteve mais próxima da resistência do CP II E-32.

Após uma análise inicial do comportamento dos dois concretos, pode-se dizer que o concreto com CP II E-32 obteve o melhor desempenho para a realização do ensaio de cura térmica, pelo fato de apresentar um melhor aproveitamento do ensaio e ganhos de resistências superiores ao CP III 40-RS nas temperaturas estudadas.

Análise da resistência à compressão dos concretos submetidos ao processo de cura úmida

As Tabelas 4.19 e 4.20 apresentam os valores de resistência à compressão dos concretos após a cura térmica, conservados em câmara úmida, em função das respectivas idades de ruptura.

Tabela 4.19: Resistência à compressão dos concretos com cimento CP II E-32.

| Condição | Patamar (h) | Análise das resistências após o ciclo para o cimento CP II E-32 | | | | |
|-------------------|-------------|---|-----------------|------------------|------------------|------------------|
| | | 3 dias | 7 dias | 28 dias | 56 dias | 91 dias |
| | | (72h) | (168h) | (672h) | (1344h) | (2184h) |
| Cura 65°C | 4 | 33,9 | 40,4 | 48,5 | 54,2 | 54,7 |
| | 6 | 28,2 | 36,3 | 44,7 | 45,5 | 49,5 |
| | 8 | 29,5 | 34,5 | 40,5 | 40,6 | 43,6 |
| Cura 80°C | 4 | 22,4 | 26,4 | 37,2 | 41,6 | 42,5 |
| | 6 | 22,3 | 26,3 | 36,4 | 40,4 | 45,6 |
| | 8 | 21,7 | 27,8 | 32,5 | 32,6 | 33,1 |
| Concreto controle | | $f_{c3} - 34,9$ | $f_{c7} - 42,5$ | $f_{c28} - 50,7$ | $f_{c56} - 53,4$ | $f_{c91} - 58,1$ |

Tabela 4.20: Resistência à compressão dos concretos com cimento CP III 40-RS.

| Condição | Patamar (h) | Análise das resistências após o ciclo para o cimento CP III 40-RS | | | | |
|-------------------|-------------|---|-----------------|----------------|------------------|------------------|
| | | 3 dias | 7 dias | 28 dias | 56 dias | 91 dias |
| | | (72h) | (168h) | (672h) | (1344h) | (2184h) |
| Cura 65°C | 4 | 22,9 | 33,2 | 41,2 | 37,3 | 43,5 |
| | 6 | 23,9 | 30,7 | 43 | 43,6 | 44,8 |
| | 8 | 23,9 | 29,7 | 40 | 42,9 | 46,9 |
| Cura 80°C | 4 | 26,2 | 29,6 | 36 | 37,5 | 39,9 |
| | 6 | 24,1 | 26,1 | 31,2 | 32,6 | 35,8 |
| | 8 | 18,8 | 20,2 | 23,2 | 29,9 | 30,0 |
| Concreto controle | | $f_{c3} - 22,7$ | $f_{c7} - 33,8$ | $f_{c28} - 44$ | $f_{c56} - 45,7$ | $f_{c91} - 48,4$ |

a) Para o cimento CP II E-32

Nas Figuras apresentadas a seguir foram feitas análises comparativas das resistências dos concretos em relação aos tempos de cura nas temperaturas estudadas.

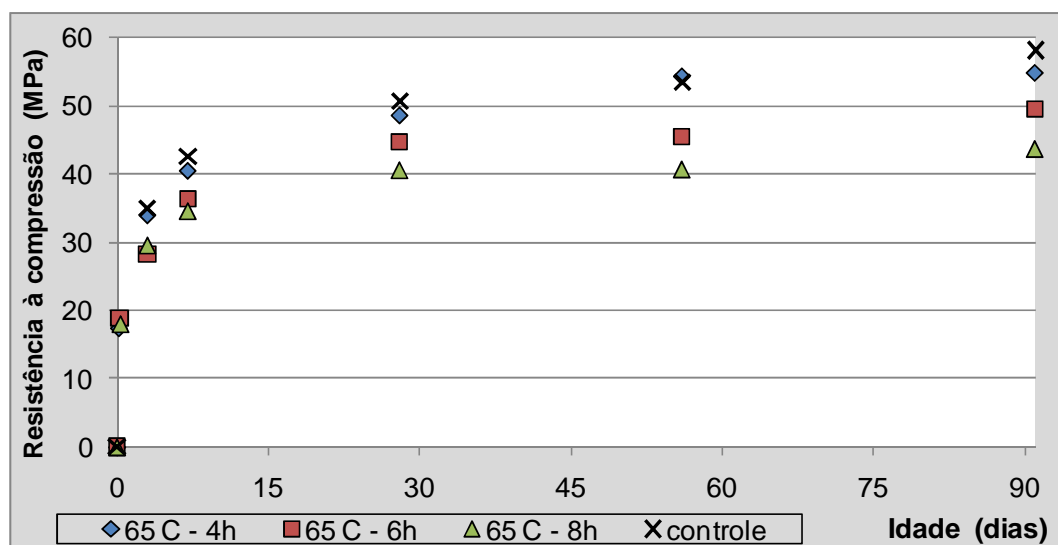


Figura 4.45: Idades de ruptura versus resistência – para os concretos submetidos a 65°C nos respectivos patamares do concreto de controle.

Avaliando os concretos submetidos à cura térmica de 65°C, observou-se que os ciclos de seis e oito horas tiveram um desempenho relativamente similar. Contudo, o concreto do ciclo de quatro horas apresentou um desempenho em relação à resistência à compressão maior que os demais, ficando bem próximo dos valores de resistência do traço de controle.

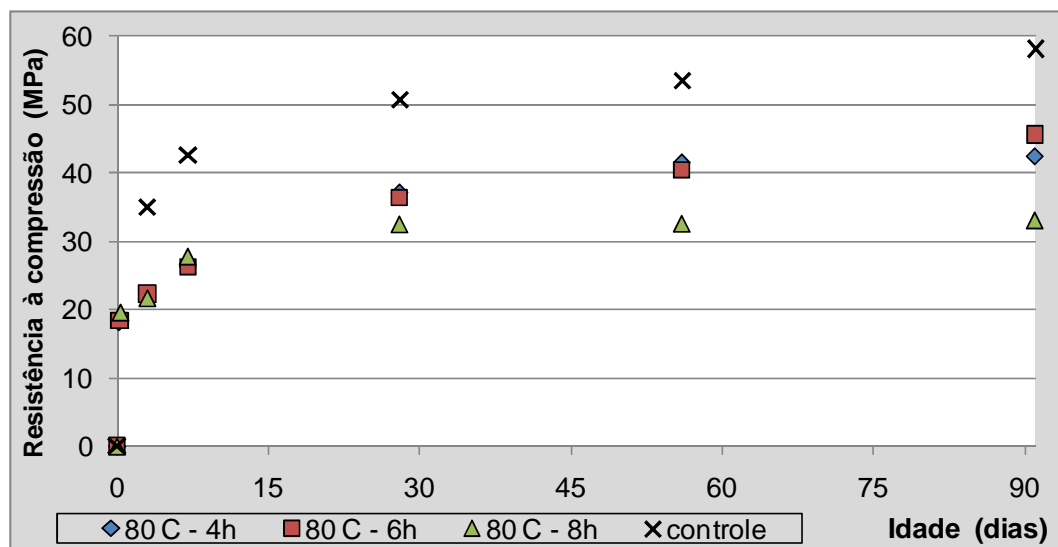


Figura 4.46: Idades de ruptura versus resistência – para os concretos submetidos a 80°C nos respectivos patamares do concreto de controle.

O concreto submetido à cura de 80°C apresentou valores de resistência à compressão próxima, nos três patamares de cura analisados, porém, notou-se que estas resistências foram inferiores as do traço de controle, indicando que para essa temperatura, o processo de cura térmica pode ser desfavorável em termos de aplicação.

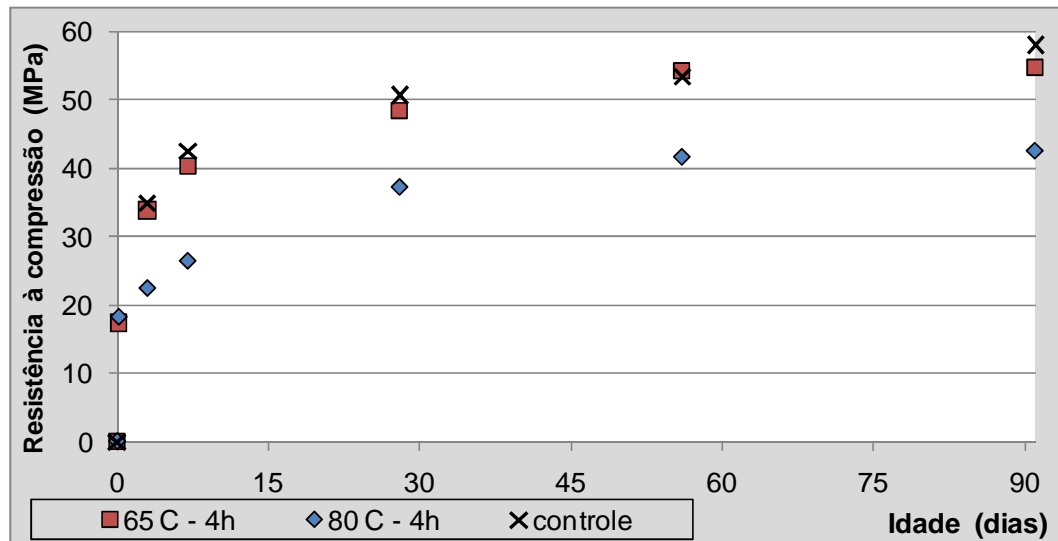


Figura 4.47: Valor da resistência nas idades de ruptura do concreto submetido a 65°C e 80°C para o patamar de quatro horas, comparados a resistência do concreto de controle.

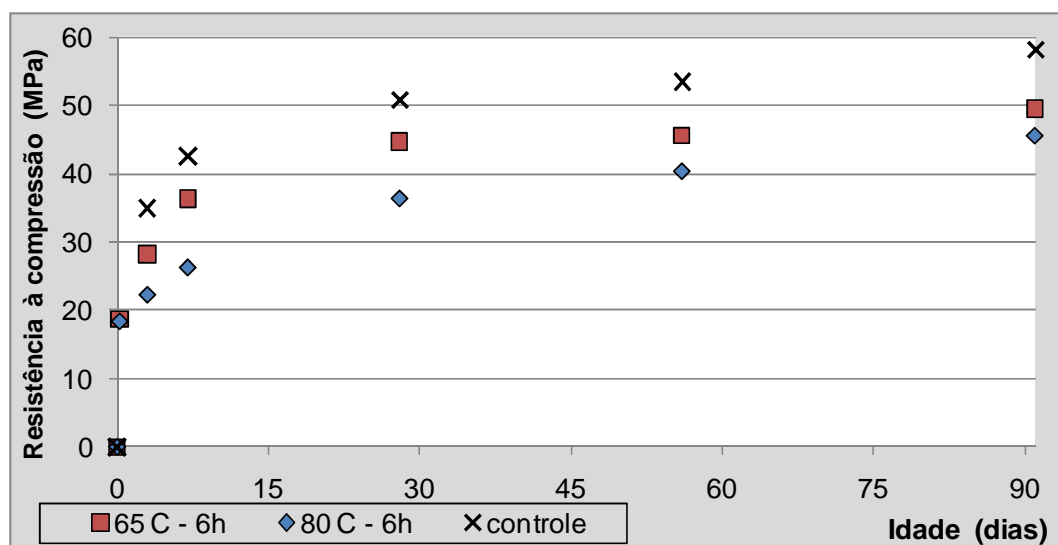


Figura 4.48: Valor da resistência nas idades de ruptura do concreto submetido a 65°C e 80°C para o patamar de seis horas e comparados a resistência do concreto de controle.

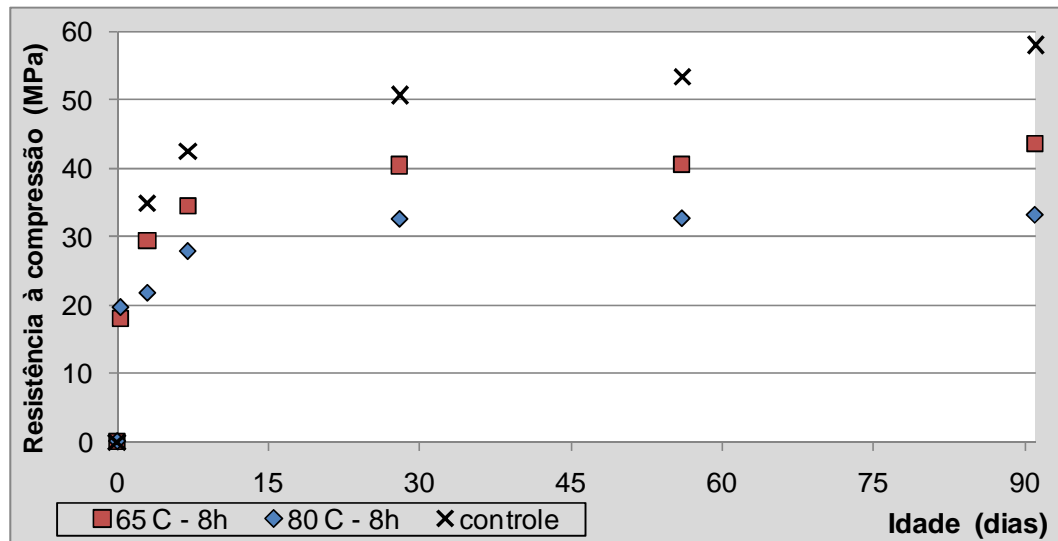


Figura 4.49: Valor da resistência nas idades de ruptura do concreto submetido a 65°C e 80°C para o patamar de oito horas e comparados a resistência do concreto de controle.

Analisando as figuras anteriores, para o gráfico referente ao concreto submetido ao patamar de quatro horas, observou-se que para a cura de 80°C, o ganho de resistência é menor, quando comparado ao concreto submetido a 65°C.

Para o concreto submetido ao patamar de seis horas, observou-se que o concreto submetido a 65°C teve um ganho de resistência menor que o ganho do concreto de controle, sendo que, até a data de ruptura de 28 dias, os valores de resistência à compressão estiveram mais próximos do concreto de controle, e a partir desta data, o valor das resistências dos concretos submetidos à 65°C e 80°C ficou mais próximo, se distanciando do concreto de controle.

No concreto exposto ao patamar de oito horas foi possível observar que ao ser submetido a 65°C e 80°C, este apresentou uma perda significativa de resistência quando comparado com os valores do concreto de controle.

Inicialmente, ao serem avaliadas somente as resistências obtidas no final do patamar isotérmico, o concreto submetido a 65°C e a um patamar de seis horas foi apontado como mais adequado para a realização do ensaio de cura térmica, contudo, ao se observar o desenvolvimento da resistência nas demais idades de ruptura e que o ganho de resistência no patamar de 4 horas para 6 horas foi

relativamente pequeno, concluiu-se inicialmente que, o patamar de quatro horas teve melhor desempenho em relação ao de oito horas.

b) Para o cimento CP III 40-RS

Nas figuras apresentadas a seguir foram feitas análises comparativas das resistências dos concretos em relação aos tempos de cura e temperaturas de cura.

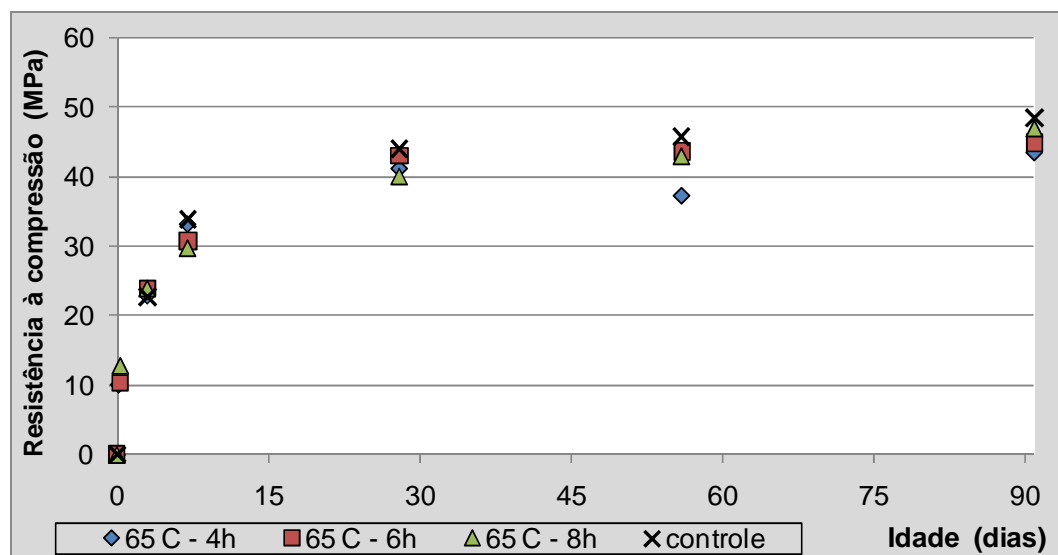


Figura 4.50: Idades de ruptura versus resistência – para os concretos submetidos a 65°C nos respectivos patamares do concreto de controle.

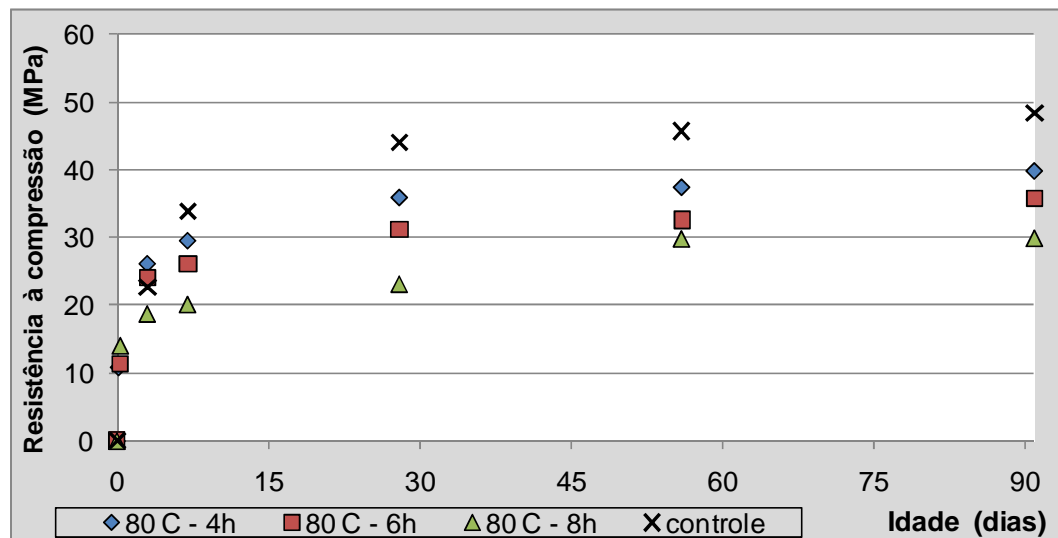


Figura 4.51: Idades de ruptura versus resistência – para os concretos submetidos a 80°C nos respectivos patamares do concreto de controle.

Ao avaliar os concretos submetidos à cura de 65°C, observou-se que estes apresentaram desempenhos similares ao do traço de controle.

O concreto submetido à cura a 80°C apresentou valores bastante distintos de resistências nos três patamares de cura analisados.

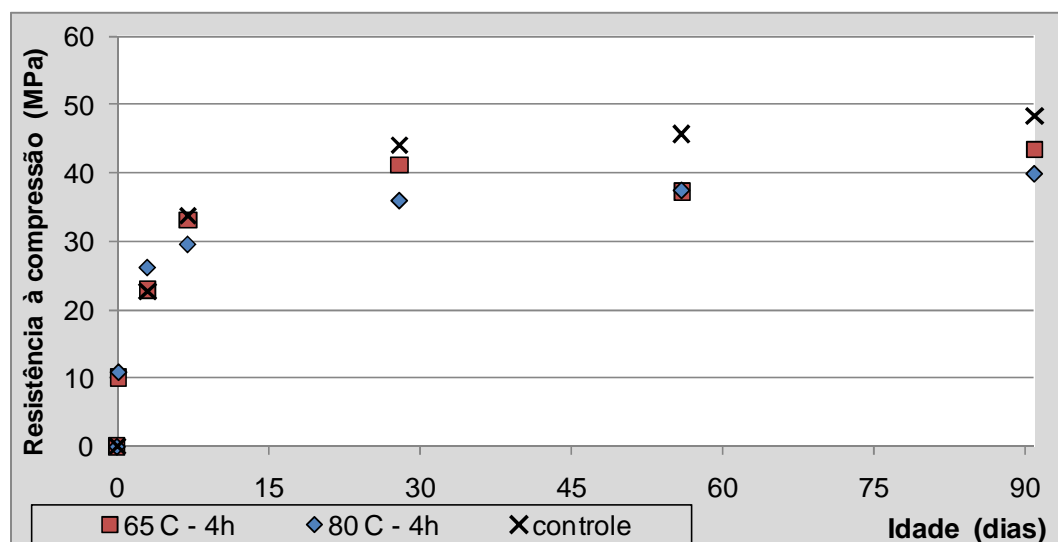


Figura 4.52: Valor da resistência nas idades de ruptura do concreto submetido a 65°C e 80°C para o patamar de quatro horas e comparados a resistência do concreto de controle.

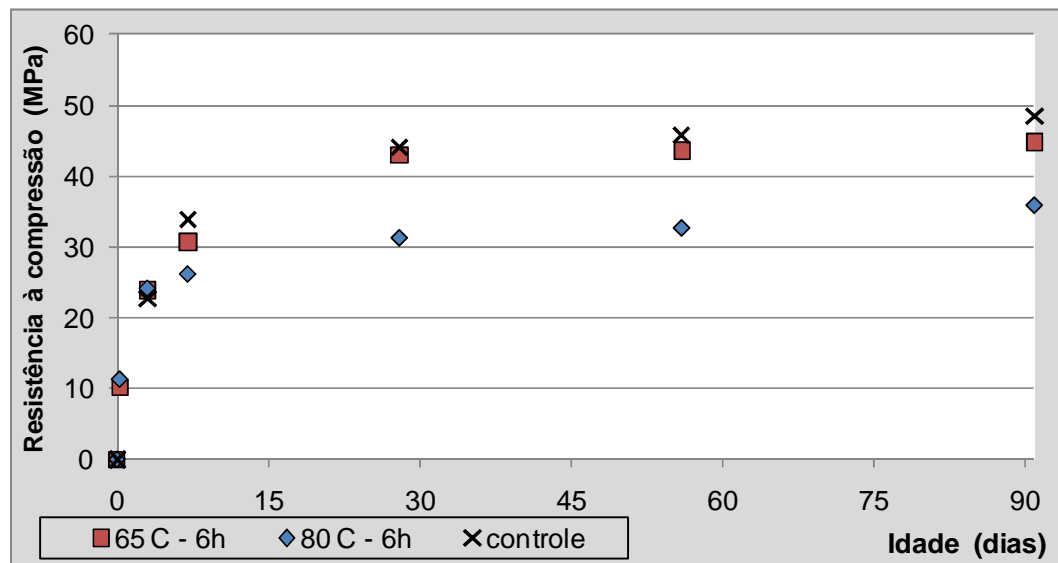


Figura 4.53: Valor da resistência nas idades de ruptura do concreto submetido a 65°C e 80°C para o patamar de seis horas e comparados a resistência do concreto de controle.

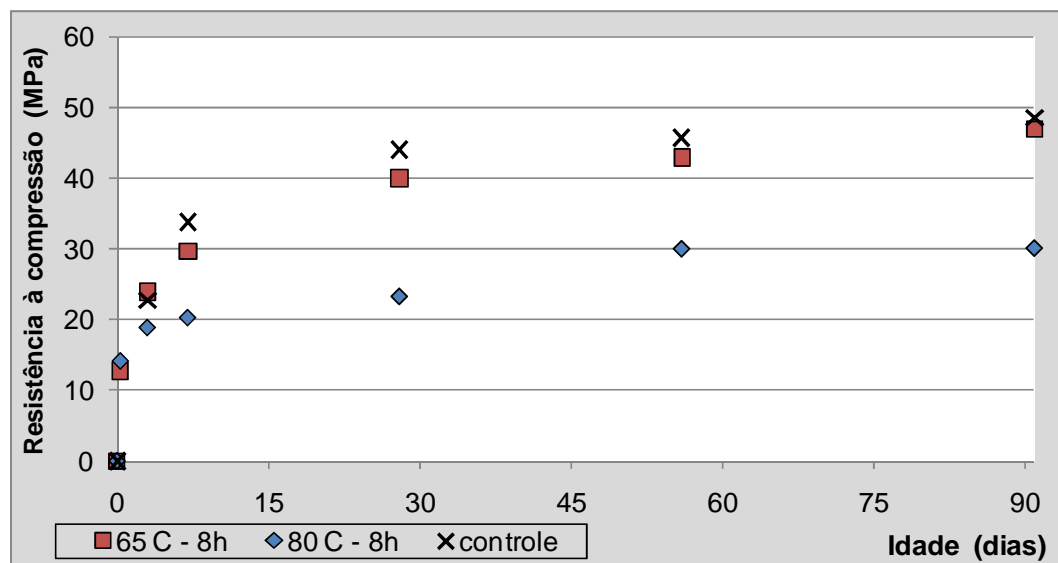


Figura 4.54: Valor da resistência nas idades de ruptura do concreto submetido a 65°C e 80°C para o patamar de oito horas e comparados a resistência do concreto de controle.

Analisando as figuras anteriores, no gráfico referente ao concreto submetido ao patamar de quatro horas, observou-se que quando este foi exposto à cura de 80°C, apresentou maiores resistências até o terceiro dia e, após essa idade, os valores de

resistência a 65°C foram superiores. Esse comportamento também foi observado para os patamares de 6 horas, ficando evidenciado que na temperatura de 65°C a resistência se desenvolveu melhor nas idades finais.

Inicialmente, ao serem avaliadas somente as resistências obtidas no final do patamar isotérmico, os concretos submetidos a 65°C e 80°C com o patamar de oito horas, mostraram-se os mais indicados para o processo de cura térmica, porém, ao analisar as resistências das idades posteriores ao patamar isotérmico, concluiu-se que o concreto mais adequado para o ensaio de cura térmica foi o exposto a 65°C e submetido a um patamar de seis horas.

Análise da resistência à compressão dos concretos utilizando equações das resistências no patamar de cura e nas idades avançadas

Segundo Camarini (1995), os ganhos de resistência em idades iniciais (após o término do patamar isotérmico) ou finais (nas idades requeridas) dependem do ciclo de cura e temperatura máxima adotada. Para tanto, foi feita uma análise comparativa das resistências obtidas ao fim da cura térmica a vapor e nas idades de 3, 7, 28, 56 e 91 dias, com os concretos submetidos à cura normal, em função do tipo de cimento empregado, temperatura de cura e tempo no patamar isotérmico, onde foram consideradas as seguintes equações de correlação:

$$R(n) = \frac{F_{IC-CT}}{F_{C(t)-CN}} \quad (\text{Equação 4.2})$$

$$R(n) = \frac{F_{AC(t)-CT}}{F_{C(t)-CN}} \quad (\text{Equação 4.3})$$

Onde:

$R_{(n)}$: Fator de correlação, sendo n de 1 a 5 para a equação 1 e de 6 a 10 para a equação 2;

F_{IC-CT} : Resistência imediata ao ciclo (cura térmica);

$F_{AC(i)-CT}$: Resistência após o ciclo (cura térmica), sendo i as idades de ruptura: 3, 7, 28, 56 e 91;

$F_{C(i)-CN}$: Resistência do concreto (cura úmida), sendo i as idades de ruptura: 3, 7, 28, 56 e 91.

a) Concreto auto-adensável elaborado com cimento CP II E-32

A Tabela 4.21 se refere à análise das resistências imediatas ao ciclo, e esboça os resultados de variância em relação às resistências do CAA submetido à cura normal.

Tabela 4.21 – Análise da resistência no patamar de cura do CAA

| Condição | Patamar (h) | Resistência imediata ao ciclo (MPa) | Análise das resistências imediatas ao ciclo de cura térmica - Cimento CP II E-32 | | | | |
|---------------------|-------------|-------------------------------------|--|-----------------|------------------|------------------|------------------|
| | | | R1 (%) | R2 (%) | R3 (%) | R4 (%) | R5 (%) |
| Cura 65°C | 4 | 17,4 | 50 | 41 | 34 | 33 | 30 |
| | 6 | 18,8 | 54 | 44 | 37 | 35 | 32 |
| | 8 | 18 | 52 | 42 | 36 | 34 | 31 |
| Cura 80°C | 4 | 18,2 | 52 | 43 | 36 | 34 | 31 |
| | 6 | 18,4 | 53 | 43 | 36 | 34 | 32 |
| | 8 | 19,6 | 53 | 46 | 39 | 37 | 34 |
| Cura ambiente (MPa) | | - | $f_{c3} - 34,9$ | $f_{c7} - 42,5$ | $f_{c28} - 50,7$ | $f_{c56} - 53,4$ | $f_{c91} - 58,1$ |

Os valores de variância analisados na Tabela 4.21, onde se correlacionou os resultados das resistências imediatas ao ciclo pelas resistências dos CAA em cura ambiente, mostraram-se coerentes, pois, como era esperado, foi possível notar um acréscimo do valor de resistência dos concretos com o aumento da temperatura e

no tempo do patamar isotérmico. Nessas condições, o ciclo de cura que apresentou maior resistência inicial, para a temperatura de 65°C foi o patamar isotérmico de 6 horas, isto é, neste pequeno intervalo de tempo foi possível obter, em relação aos valores de cura normal, 54% da resistência obtida aos 3 dias ($R1 = 54\%$), e 37% da resistência alcançada aos 28 dias ($R3 = 37\%$). Para a temperatura de 80°C, foi o patamar isotérmico de 8 horas, isto é, neste pequeno intervalo de tempo foi possível obter, em relação aos valores de cura normal, 53% da resistência obtida aos 3 dias ($R1 = 53\%$), e 39% da resistência alcançada aos 28 dias ($R3 = 39\%$).

A Tabela 4.22 se refere à análise das resistências após o ciclo, e esboça os resultados de variância em relação às resistências do CAA submetido à cura normal.

Tabela 4.22 – Análise da resistência nas idades avançadas do CAA

| Condição | Patamar (h) | Análise das resistências após o ciclo de cura térmica (MPa) - Cimento CP II-E | | | | | | | | | |
|---------------|----------------|---|--------|------------------|--------|-------------------|--------|--------------------|--------|--------------------|---------|
| | | 3 dias (72h) | R6 (%) | 7 dias (168h) | R7 (%) | 28 dias (672h) | R8 (%) | 56 dias (1344h) | R9 (%) | 91 dias (2184h) | R10 (%) |
| Cura 65°C | 4 | 33,9 | 97 | 40,4 | 95 | 48,5 | 95 | 54,2 | 101 | 54,7 | 94 |
| | 6 | 28,2 | 81 | 36,3 | 85 | 44,7 | 88 | 45,5 | 85 | 49,5 | 85 |
| | 8 | 29,5 | 85 | 34,5 | 81 | 40,5 | 80 | 40,6 | 76 | 43,6 | 75 |
| Cura 80°C | 4 | 22,4 | 64 | 26,4 | 62 | 37,2 | 73 | 41,6 | 78 | 42,5 | 73 |
| | 6 | 22,3 | 64 | 26,3 | 62 | 36,4 | 72 | 40,4 | 76 | 45,6 | 78 |
| | 8 | 21,7 | 62 | 27,8 | 65 | 32,5 | 64 | 32,6 | 61 | 33,1 | 57 |
| Cura ambiente | | $f_{c3} - 34,9$ | - | $f_{c7} - 42,5$ | - | $f_{c28} - 50,7$ | - | $f_{c56} - 53,4$ | - | $f_{c91} - 58,1$ | - |

Com os valores de variância nas idades avançadas indicados na Tabela 4.22 foi possível observar que os melhores resultados de desempenho do concreto foram para a temperatura de 65°C com o patamar isotérmico de 4 horas, isto é, com perdas abaixo de 6% em todas as idades ($R6 = 97\%$; $R7 = 97\%$; $R8 = 95\%$; $R9 = 101\%$; $R10 = 94\%$). A temperatura de 80°C indicou grandes perdas de resistência se comparado aos valores obtidos na temperatura de 65°C, com os resultados de variância para todos os patamares isotérmicos menores que 80%, isto é, perdas acima de 20% nos valores de resistência.

b) Concreto auto-adensável elaborado com cimento CP III 40-RS

Foram obtidas para o CAA com cimento CP III 40-RS as resistências à compressão das amostras e estabelecidas às correlações entre as resistências imediatas ao ciclo e nas idades avançadas, apresentados na Tabela 4.23 e na Tabela 4.24.

A Tabela 4.23 se refere à análise das resistências imediatas ao ciclo, e esboça os resultados de variância em relação às resistências do CAA submetido a cura normal.

Tabela 4.23 – Análise da resistência no patamar de cura do CAA

| Condição | Patamar (h) | Resistência imediata ao ciclo (MPa) | Análise das resistências imediatas ao ciclo térmico - Cimento CP III 40-RS | | | | |
|---------------------|-------------|-------------------------------------|--|------------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|
| | | | R1 (%) | R2 (%) | R3 (%) | R4 (%) | R5 (%) |
| Cura 65°C | 4 | 10,1 | 45 | 30 | 23 | 22 | 21 |
| | 6 | 10,2 | 45 | 30 | 23 | 22 | 21 |
| | 8 | 12,8 | 56 | 38 | 29 | 28 | 26 |
| Cura 80°C | 4 | 10,9 | 48 | 32 | 25 | 24 | 23 |
| | 6 | 11,3 | 50 | 33 | 26 | 25 | 23 |
| | 8 | 14,1 | 62 | 42 | 32 | 31 | 29 |
| Cura ambiente (MPa) | | - | f _{c3} - 22,7 | f _{c7} - 33,8 | f _{c28} - 44 | f _{c56} - 45,7 | f _{c91} - 48,4 |

A análise de variância das resistências imediatas ao ciclo para este CAA se mostrou coerente, pois, como era esperado, foi possível notar um acréscimo do valor de resistência dos concretos com o aumento da temperatura e no tempo do patamar isotérmico. Nessas condições, o ciclo de cura que apresentou maior resistência inicial, para a temperatura de 65°C foi o patamar isotérmico de 8 horas, isto é, neste pequeno intervalo de tempo foi possível obter, em relação aos valores de cura normal, 56% da resistência obtida aos 3 dias (R1 = 56%), e 29% da resistência alcançada aos 28 dias (R3 = 29%). Para a temperatura de 80°C, também foi o patamar isotérmico de 8 horas, isto é, neste pequeno intervalo de tempo foi possível obter, em relação aos valores de cura normal, 62% da resistência obtida aos 3 dias (R1 = 62%), e 32% da resistência alcançada aos 28 dias (R3 = 32%).

A Tabela 4.24 se refere à análise das resistências após o ciclo, e esboça os resultados de variância em relação às resistências do CAA submetido à cura normal.

Tabela 4.24 – Análise da resistência nas idades avançadas do CAA

| Condição | Patamar (h) | Análise das resistências após o ciclo térmico (MPa) - Cimento CP III 40-RS | | | | | | | | | |
|---------------------|-------------|--|--------|-----------------|--------|----------------|--------|------------------|--------|------------------|---------|
| | | 3 dias (72h) | R6 (%) | 7 dias (168h) | R7 (%) | 28 dias (672h) | R8 (%) | 56 dias (1344h) | R9 (%) | 91 dias (2184h) | R10 (%) |
| Cura 65°C | 4 | 22,9 | 101 | 33,2 | 98 | 41,2 | 94 | 37,3 | 82 | 43,5 | 90 |
| | 6 | 23,9 | 105 | 30,7 | 91 | 43 | 98 | 43,6 | 95 | 44,8 | 93 |
| | 8 | 23,9 | 105 | 29,7 | 88 | 40 | 91 | 42,9 | 94 | 46,9 | 97 |
| Cura 80°C | 4 | 26,2 | 115 | 29,6 | 88 | 36 | 82 | 37,5 | 82 | 39,9 | 82 |
| | 6 | 24,1 | 106 | 26,1 | 77 | 31,2 | 71 | 32,6 | 71 | 35,8 | 74 |
| | 8 | 18,8 | 83 | 20,2 | 60 | 23,2 | 53 | 29,9 | 65 | 30 | 62 |
| Cura ambiente (MPa) | | $f_{c3} - 22,7$ | - | $f_{c7} - 33,8$ | - | $f_{c28} - 44$ | - | $f_{c56} - 45,7$ | - | $f_{c91} - 48,4$ | - |

Ao observar os valores de variância nas idades avançadas, indicadas na Tabela 4.24, o melhor resultado de desempenho do concreto foi para a temperatura de 65°C, com o patamar isotérmico de 6 horas, isto é, tendo um ganho de resistência de 5% aos 3 dias (R6 = 105%) e uma perda de apenas 2% aos 28 dias (R8 = 98%). Apesar do desempenho do concreto para a temperatura de 80°C para o patamar isotérmico de 4 horas ter tido um ganho de resistência de 15% aos 3 dias (R6 = 115%), quando observado as resistências nas idades de 28, 56 e 91 dias, a perda de resistência foi de 18% para estas idades (R8 = 82%; R9 = 82%; R10 = 82%).

c) Análise comparativa entre o CAA com cimento CP II E-32 e o CAA com cimento CP III 40-RS para a temperatura de 65°C

Após a análise individual dos concretos, foi feita uma análise comparativa entre os dois CAA's, onde foram avaliados seus rendimentos em relação aos valores de resistência à compressão para os concretos submetidos à cura normal, através da análise de variância.

Foi utilizada nas figuras a seguir a nomenclatura de CAA1 para o concreto confeccionado com cimento CP II E-32 e, CAA2 para o concreto confeccionado com cimento CP III 40-RS.

Na Figura 4.55 é apresentado o gráfico de barras com a análise comparativa dos dois concretos das resistências após o ciclo, na temperatura de 65°C, para os três tempos de cura estudados (4 h, 6 h e 8 h).

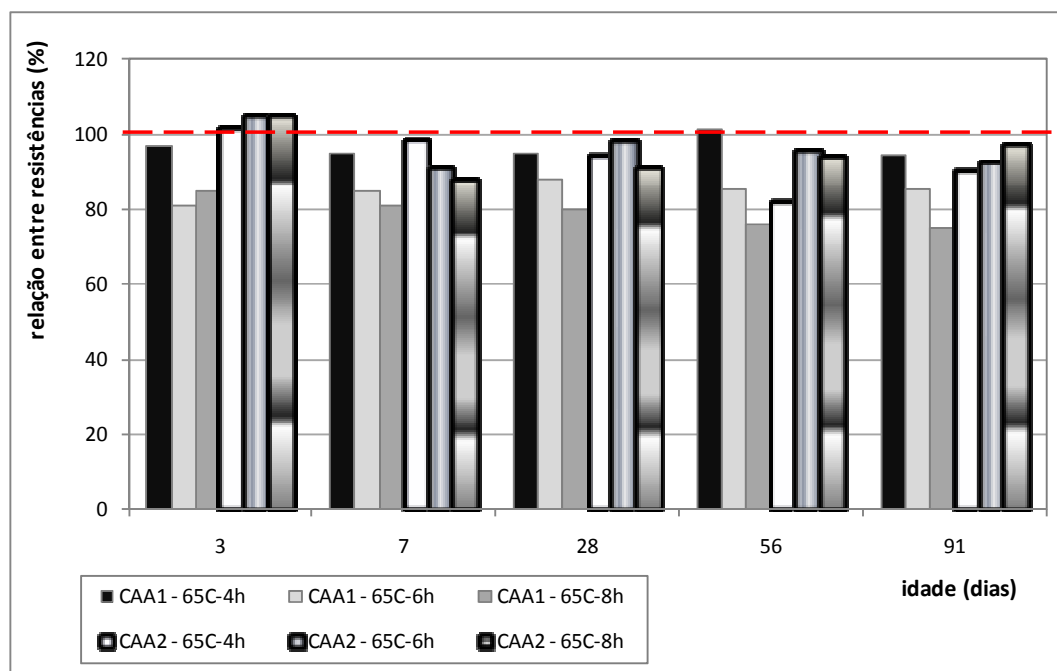


Figura 4.55: Análise comparativa entre os concretos estudados.

A porcentagem de 100% é o valor real da resistência à compressão dos concretos submetidos à cura normal, sendo indicada quando o concreto submetido à cura térmica der o mesmo valor de resistência à compressão do concreto submetido à cura normal e se, a porcentagem for maior que 100%, quer dizer que o concreto submetido à cura térmica apresentou um valor maior de resistência do que o valor encontrado para o mesmo concreto submetido à cura normal, e vice-versa.

Sendo assim, apesar do CAA2 indicar menores valores de resistência à compressão nos resultados obtidos nesta pesquisa quando comparado com o CAA1, ao analisar o rendimento do CAA2 em relação a sua resistência à cura normal, pode-se

perceber que seu rendimento para a temperatura de 65°C apresentou ganhos significativos, mais elevados do que os ganhos de resistência do CAA1.

d) Análise comparativa entre o CAA com cimento CP II E-32 e o CAA com cimento CP III 40-RS para a temperatura de 80°C

Utilizando o mesmo procedimento de análise de dados descrito no item c, a Figura 4.56 apresenta o gráfico de barras com a análise comparativa dos dois concretos das resistências após o ciclo, na temperatura de 80°C, para os três tempos de cura estudados (4 h, 6 h e 8 h).

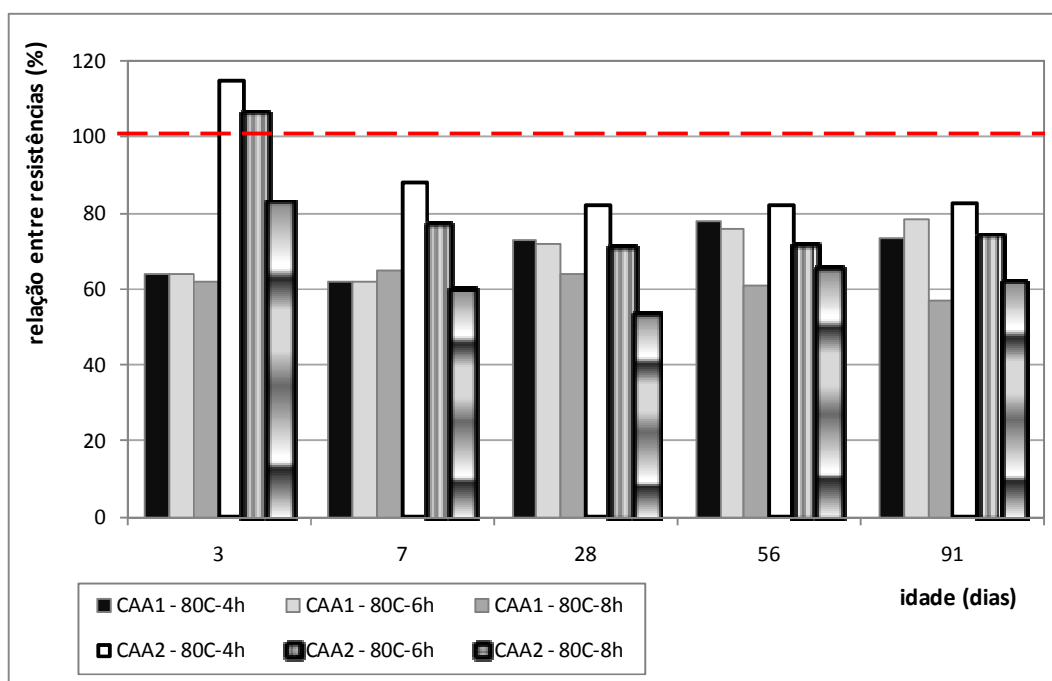


Figura 4.56: Análise comparativa entre os concretos estudados.

Sendo a porcentagem de 100% o valor real da resistência à compressão dos concretos submetidos à cura normal, nota-se que o CAA2, para temperaturas mais elevadas, apresentou um rendimento bem acima do rendimento do CAA1. Isso demonstra que o CAA2 apresenta melhor desempenho com regimes isotérmicos mais longos.

Análise da maturidade pela Equação de Nurse e Saul

O procedimento da ASTM C 1074 (1998) por meio do uso das equações de Nurse e Saul, cujo embasamento físico, matemático e detalhes experimentais constam no capítulo 2, são apresentados de forma explicativa a seguir:

- a) Com os dados de temperatura e tempos de cura dos concretos, é traçado um histórico de temperaturas;
- b) Constrói-se o gráfico das idades reais (laboratório) com os valores respectivos das resistências;
- c) Utilizando-se da Equação de Nurse e Saul, com o histórico de temperaturas e as respectivas resistências obtidas durante a cura, criou-se o gráfico de resistência à compressão x Fator de Maturidade (FM);
- d) É traçada uma linha de tendência que melhor se ajuste aos dados, obtendo-se assim uma função contínua.

IMPORTANTE: A ASTM C 1074 (1998) recomenda uma temperatura de referência de 0°C, sendo esta a utilizada na equação de Nurse e Saul.

Na Figura 4.57 é apresentado o gráfico do fator Maturidade versus resistências, para os dois concretos, com linhas de tendência para cada temperatura, separadamente.

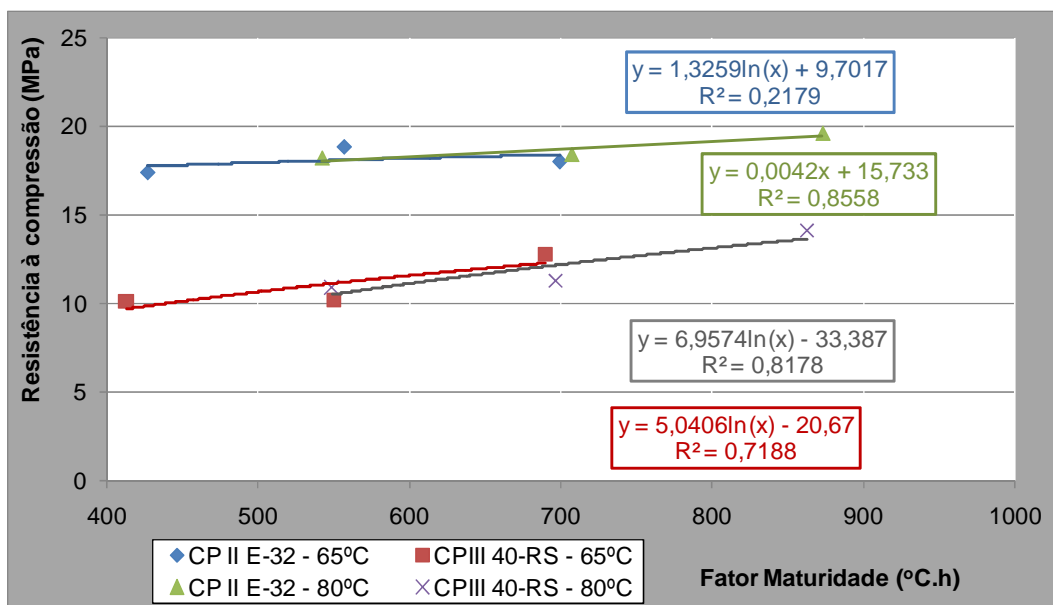


Figura 4.57: Fator Maturidade (°C.h) x resistência à compressão (MPa)

Tabela 4.25: Equações relativas ao gráfico FM x Resistência.

| Tipo de Cimento | Temperatura (°C) | Equação | Coefficiente de Correlação (R ²) |
|-----------------|------------------|-------------------------------------|--|
| CP II E-32 | 65 | $f = 1,3259\ln(\text{FM}) + 9,7017$ | 0,2179 |
| | 80 | $f = 2,8503\ln(\text{FM}) - 0,083$ | 0,8049 |
| CP III 40-RS | 65 | $f = 5,0406\ln(\text{FM}) - 20,67$ | 0,7188 |
| | 80 | $f = 6,9574\ln(\text{FM}) - 33,387$ | 0,8178 |

As equações apresentadas na Tabela 4.25 foram utilizadas para estimar o valor da resistência à compressão do concreto (f) a partir do fator de maturidade (FM), sendo, contudo, escolhidas para os concretos estudados, as equações com coeficiente de correlação (R²) mais próximo de 1,0.

Dessa maneira, foi determinada a resistência a partir destas equações logarítmicas e, efetuada uma análise comparativa com o resultado obtido do traço de controle.

Estes resultados são apresentados nas Tabelas 4.26 e 4.27, para os concretos elaborados com cimentos CP II E-32 e CP III 40-RS, respectivamente.

Tabela 4.26: Cálculo da resistência estimada por meio da Equação Nurse e Saul de Maturidade para concreto com CP II E-32 utilizando a equação: $f = 2,8503\ln(FM) - 0,083$.

| Idade (dias) | Maturidade (°C.h) | Resistência (MPa) | | Diferença | |
|--------------|-------------------|-------------------|----------------------|-----------|----|
| | | Controle | Função da Maturidade | MPa | % |
| 3 | 1440 | 34,9 | 20,6 | 14,3 | 41 |
| 7 | 3360 | 42,5 | 23,1 | 19,4 | 46 |
| 28 | 13440 | 50,7 | 27,0 | 23,7 | 47 |
| 56 | 26880 | 53,4 | 29,0 | 24,4 | 46 |
| 91 | 43680 | 58,1 | 30,4 | 27,7 | 48 |

Tabela 4.27: Cálculo da resistência estimada por meio da Equação Nurse e Saul de Maturidade para concreto com CP III 40-RS utilizando a equação: $f = 6,957\ln(FM) - 33,39$.

| Idade (dias) | Maturidade (°C.h) | Resistência (MPa) | | Diferença | |
|--------------|-------------------|-------------------|----------------------|-----------|----|
| | | Controle | Função da Maturidade | MPa | % |
| 3 | 1440 | 22,7 | 17,2 | 5,5 | 24 |
| 7 | 3360 | 33,8 | 23,1 | 10,7 | 32 |
| 28 | 13440 | 44,0 | 32,7 | 11,3 | 26 |
| 56 | 26880 | 45,7 | 37,6 | 8,1 | 18 |
| 91 | 43680 | 48,4 | 41,0 | 7,4 | 15 |

O comparativo realizado entre a resistência do traço de controle e a obtida pela equação de maturidade Nurse e Saul indicou, para ambos os concretos, um valor de resistência sempre inferior ao encontrado no traço de controle. Estas diferenças na estimativa da resistência estiveram acima de 15% para o concreto com cimento CP III 40-RS e chegando a 32% ao avaliar aos 7 dias. Já para o concreto com cimento CP II E-32, o valor da resistência esteve acima dos 41% e chegou a 48% para a resistência aos 91 dias.

Foi realizado um estudo da função de maturidade inserindo no gráfico os valores dos dados encontrados para as temperaturas de cura conjuntamente, avaliando novamente os dois traços de CAA. A Figura 4.58 apresenta o gráfico do fator Maturidade versus resistências

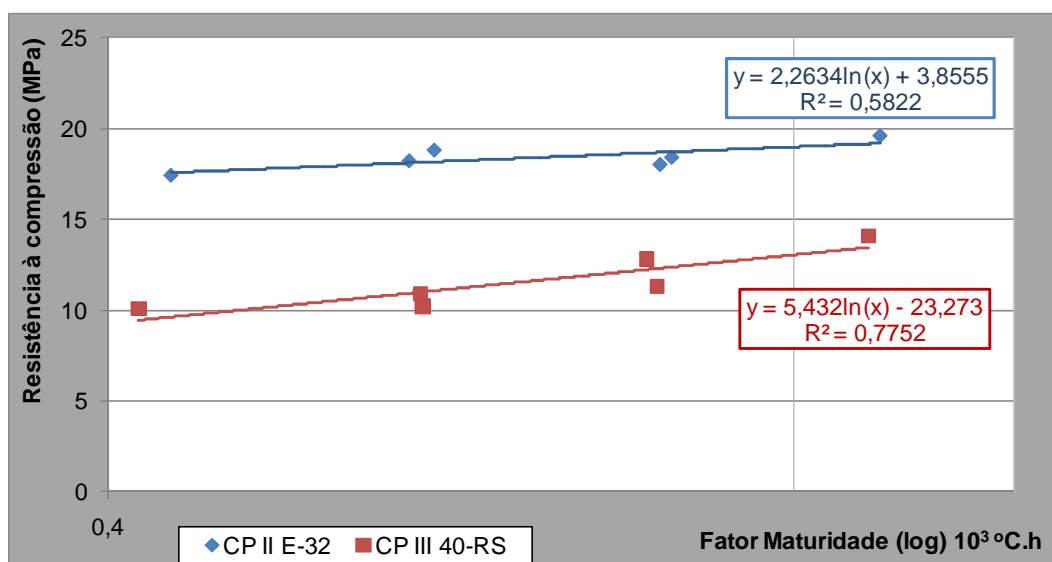


Figura 4.58: Fator Maturidade (log) - 10^3°C.h x resistência à compressão (MPa)

Foi realizada a determinação da resistência a partir destas equações logarítmicas e foi feita uma análise comparativa com o resultado obtido do traço de controle. Estes resultados são apresentados nas Tabelas 4.28 e 4.29, para os concretos elaborados com cimentos CP II E-32 e CP III 40-RS, respectivamente.

Tabela 4.28: Cálculo da resistência estimada por meio da Equação Nurse e Saul de Maturidade para concreto com CP II E-32 utilizando a equação: $f = 2,2634\ln(FM) - 3,8555$.

| Idade (dias) | Maturidade (°C.h) | Resistência (MPa) | | Diferença | |
|--------------|-------------------|-------------------|----------------------|-----------|----|
| | | Controle | Função da Maturidade | MPa | % |
| 3 | 1440 | 34,9 | 12,6 | 22,3 | 64 |
| 7 | 3360 | 42,5 | 14,5 | 28,0 | 66 |
| 28 | 13440 | 50,7 | 17,7 | 33,0 | 65 |
| 56 | 26880 | 53,4 | 19,2 | 34,2 | 64 |
| 91 | 43680 | 58,1 | 20,3 | 37,8 | 65 |

Tabela 4.29: Cálculo da resistência estimada por meio da Equação Nurse e Saul de Maturidade para concreto com CP III 40-RS utilizando a equação: $f = 5,432\ln(FM) - 23,273$.

| Idade (dias) | Maturidade (°C.h) | Resistência (MPa) | | Diferença | |
|--------------|-------------------|-------------------|----------------------|-----------|----|
| | | Controle | Função da Maturidade | MPa | % |
| 3 | 1440 | 22,7 | 16,2 | 6,5 | 28 |
| 7 | 3360 | 33,8 | 20,8 | 13,0 | 38 |
| 28 | 13440 | 44,0 | 28,4 | 15,6 | 36 |
| 56 | 26880 | 45,7 | 32,1 | 13,6 | 30 |
| 91 | 43680 | 48,4 | 34,8 | 13,6 | 28 |

O comparativo realizado entre a resistência do traço de controle e a obtida pela equação de maturidade Nurse e Saul, inserindo os dados das duas temperaturas no gráfico para calcular a linha de tendência, não se mostrou favorável para ambos os

concretos e, com o valor de resistência estimada inferior ao encontrado no traço de controle. Estas diferenças na estimativa da resistência estiveram acima de 28% para o concreto com cimento CP III 40-RS e chegando a 38% ao avaliar aos 7 dias. Já para o concreto com cimento CP II E-32, o valor da resistência esteve acima dos 64% e chegando a 66% para a resistência aos 7 dias.

Concluiu-se que as equações encontradas se mostraram pouco representativas para estimar a resistência, contudo, esse resultado era esperado, já que o gráfico limitou-se em apenas três pontos, isto é, três patamares de cura (4 h, 6 h e 8 h), o que dificultou a representatividade da linha de tendência para uma função logarítmica. É importante lembrar que a função de Nurse e Saul é baseada em observações empíricas. Os resultados dos cálculos foram utilizados para estabelecer uma relação entre resistência e a maturidade para dois tipos de cimentos em diferentes ciclos de cura.

Para obtenção de uma função logarítmica mais representativa, foi feita a análise de gráficos das resistências à compressão considerando todas as idades de ruptura avançadas pelo fator maturidade, utilizando a fórmula de maturidade de Nurse e Saul; conforme apresentado nas Figuras 4.59 e 4.60, para o concreto com cimento CP III 40-RS e nas Figuras 4.61 e 4.62, para o concreto com cimento CP II E-32, respectivamente.

Para a escolha da melhor função dentre as calculadas nos gráficos de fator maturidade versus resistência, foi selecionado para todas as análises a equação que obteve o maior coeficiente de correlação, isto é, o (R^2) mais próximo de 1,0.

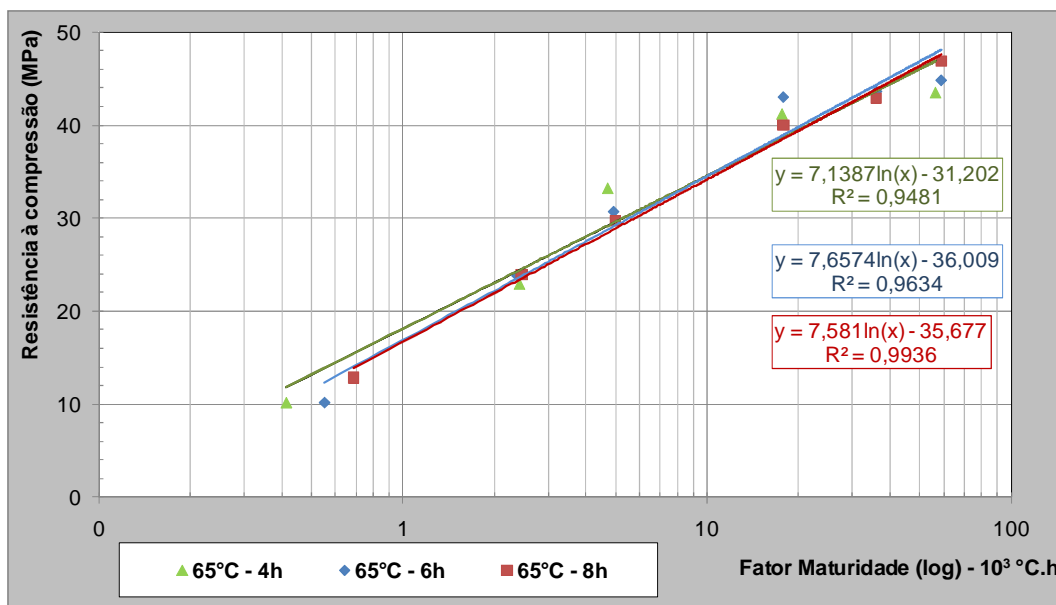


Figura 4.59: Concreto com cimento CP III 40-RS à 65 °C - Fator Maturidade (log) 10³ °C.h x resistência (MPa).

Os resultados observados na Figura 4.59 mostraram que o concreto curado a 65 °C nos diferentes períodos de patamar apresentaram linhas de tendência bastante similares, com coeficiente de regressão logarítmica máxima de 0,9936, indicando que nessa temperatura houve uma boa representatividade entre as funções obtidas nos diferentes patamares.

Tabela 4.30: Equações relativas ao gráfico FM x Resistência

| Tipo de Cimento | Temperatura (°C) | h | Equação | Coefficiente de Correlação (R ²) |
|-----------------|------------------|---|-------------------------------------|--|
| CP III 40-RS | 65 | 4 | $f = 6,5769\ln(\text{FM}) - 27,228$ | 0,918 |
| | | 6 | $f = 7,6574\ln(\text{FM}) - 36,009$ | 0,9634 |
| | | 8 | $f = 7,581\ln(\text{FM}) - 35,677$ | 0,9936 |

Dentre as equações obtidas nas regressões, apresentadas Tabela 4.30, foi utilizada a equação com melhor coeficiente de regressão para estimar o valor da resistência à compressão do concreto (f), a partir do fator de maturidade (FM), considerando a

temperatura de referência de 20 °C. Esta análise comparativa segue apresentada na Tabela 4.31.

Tabela 4.31: Cálculo da resistência estimada por meio da equação Nurse e Saul de Maturidade para concreto com CP III 40-RS utilizando a equação: $f=7,581\ln(FM) - 35,677$.

| Idade (dias) | Maturidade (°C.h) | Resistência (MPa) | | Diferença | |
|--------------|-------------------|-------------------|----------------------|-----------|----|
| | | Controle | Função da Maturidade | MPa | % |
| 3 | 1440 | 22,7 | 19,5 | 3,2 | 14 |
| 7 | 3360 | 33,8 | 25,9 | 7,9 | 23 |
| 28 | 13440 | 44,0 | 36,4 | 7,6 | 17 |
| 56 | 26880 | 45,7 | 41,6 | 4,1 | 9 |
| 91 | 43680 | 48,4 | 45,3 | 3,1 | 6 |

A partir da análise comparativa das resistências, notou-se que os valores obtidos se mostraram próximos, indicando uma diferença percentual máxima de 23% aos 7 dias e mínima de 6% aos 91 dias.

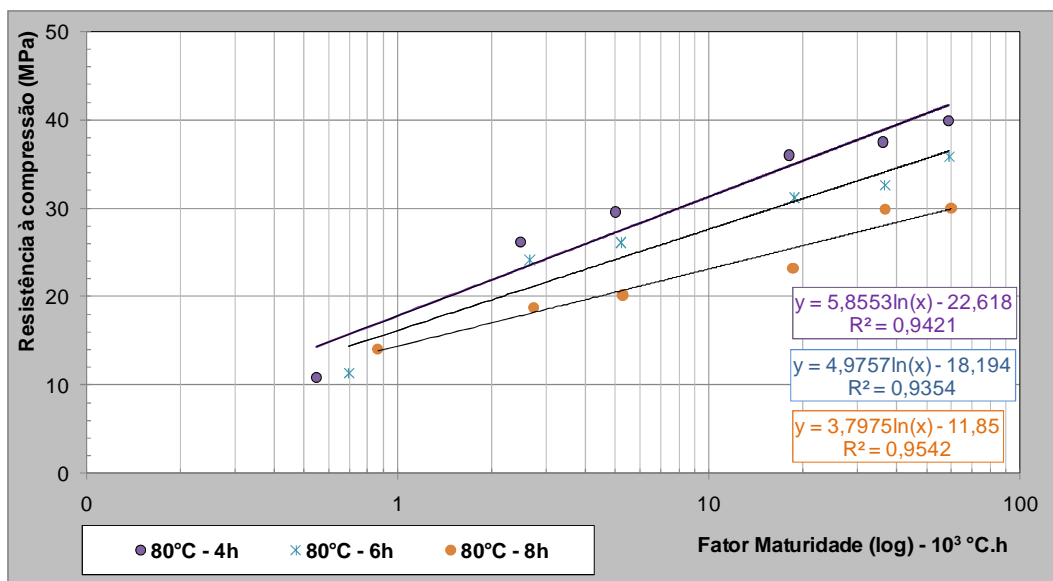


Figura 4.60: Concreto com cimento CP III 40-RS - Fator Maturidade (log) 10^3 °C.h) x resistência (MPa).

Os resultados observados na Figura 4.60 mostraram que o concreto curado a 80 °C nos diferentes períodos de patamar indicaram linhas de tendência diferenciadas, apresentando coeficientes linear e angular distintos.

Tabela 4.32: Equações relativas ao gráfico FM x Resistência

| Tipo de Cimento | Temperatura (°C) | h | Equação | Coefficiente de Correlação (R^2) |
|-----------------|------------------|---|------------------------------------|--------------------------------------|
| CP III 40-RS | 80 | 4 | $f=5,8553\ln(\text{FM}) - 22,618$ | 0,9421 |
| | | 6 | $f= 4,9757\ln(\text{FM}) - 18,194$ | 0,9350 |
| | | 8 | $f= 3,7975\ln(\text{FM}) - 11,85$ | 0,9542 |

Dentre as equações obtidas nas regressões, apresentadas Tabela 4.32, foi utilizada a equação com maior valor do coeficiente de correlação para estimar o valor da resistência à compressão do concreto (f), a partir do fator de maturidade (FM), considerando a temperatura de referência de 20 °C. Esta análise comparativa segue apresentada na Tabela 4.33.

Tabela 4.33: Cálculo da resistência estimada por meio da equação Nurse e Saul de Maturidade para concreto com CP III 40-RS utilizando a equação: $f=3,7975\ln(FM) - 11,85$.

| Idade (dias) | Maturidade (°C.h) | Resistência (MPa) | | Diferença | |
|--------------|-------------------|-------------------|----------------------|-----------|----|
| | | Controle | Função da Maturidade | MPa | % |
| 3 | 1440 | 22,7 | 15,8 | 6,9 | 31 |
| 7 | 3360 | 33,8 | 19,0 | 14,8 | 44 |
| 28 | 13440 | 44,0 | 24,2 | 19,8 | 45 |
| 56 | 26880 | 45,7 | 26,9 | 18,8 | 41 |
| 91 | 43680 | 48,4 | 28,7 | 19,7 | 41 |

A partir da análise comparativa das resistências, notou-se que os valores estimados se mostraram distantes dos valores das resistências de controle, indicando uma diferença percentual máxima de 45% aos 28 dias e mínima de 31% aos 3 dias.

Conclui-se então que a temperatura que apresentou melhor função de maturidade foi à equação para a temperatura de 65 °C.

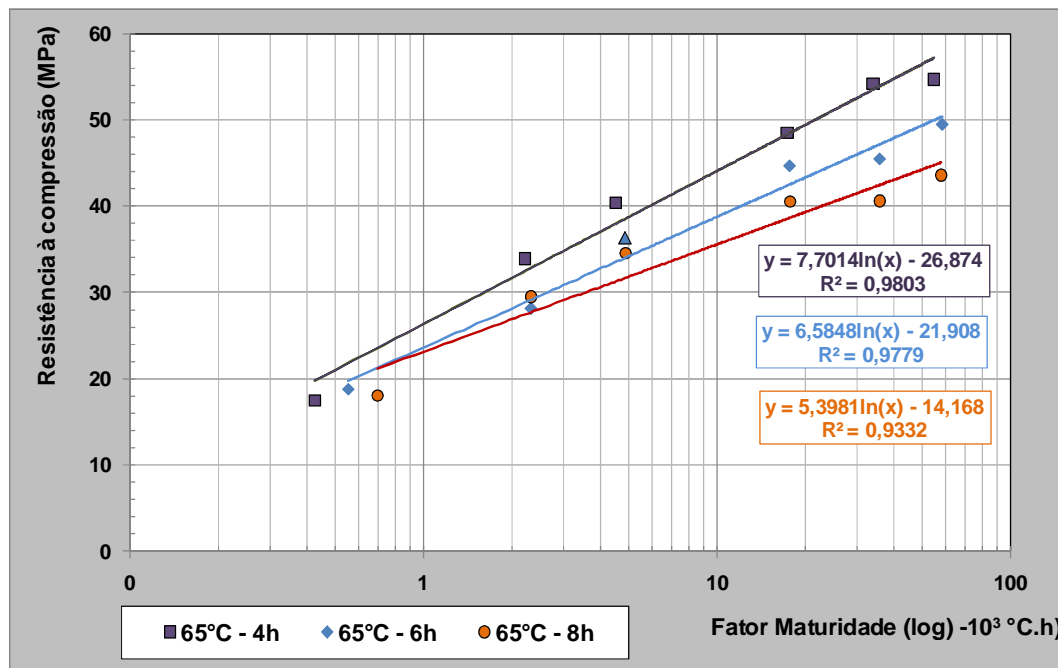


Figura 4.61: Concreto com cimento CP II E-32 - Fator Maturidade (log) 10^3 °C.h) x resistência (MPa).

Os resultados observados na Figura 4.61 mostraram que o concreto curado a 65 °C nos diferentes períodos de patamar indicaram linhas de tendência diferenciadas, apresentando coeficientes linear e angular distintos.

Tabela 4.34: Equações relativas ao gráfico FM x Resistência

| Tipo de Cimento | Temperatura (°C) | h | Equação | Coefficiente de Correlação (R^2) |
|-----------------|------------------|---|-----------------------------------|--------------------------------------|
| CP II E-32 | 65 | 4 | $f=7,7014\ln(\text{FM}) - 26,874$ | 0,9803 |
| | | 6 | $f=6,5848\ln(\text{FM}) - 21,908$ | 0,9779 |
| | | 8 | $f=5,3981\ln(\text{FM}) - 14,168$ | 0,9332 |

Dentre as equações obtidas nas regressões, apresentadas Tabela 4.34, foi utilizada a equação com maior coeficiente de correlação para estimar o valor da resistência à compressão do concreto (f), a partir do fator de maturidade (FM), considerando a

temperatura de referência de 20 °C. Esta análise comparativa segue apresentada na Tabela 4.29.

Tabela 4.35: Cálculo da resistência estimada por meio da Equação Nurse e Saul de Maturidade para concreto com CP II E-32 utilizando a equação: $f = 7,7014 \ln(FM) - 26,874$.

| Idade (dias) | Maturidade (°C.h) | Resistência (MPa) | | Diferença | |
|--------------|-------------------|-------------------|----------------------|-----------|----|
| | | Controle | Função da Maturidade | MPa | % |
| 3 | 1440 | 34,9 | 29,1 | 5,8 | 17 |
| 7 | 3360 | 42,5 | 35,7 | 6,8 | 16 |
| 28 | 13440 | 50,7 | 46,3 | 4,4 | 9 |
| 56 | 26880 | 53,4 | 51,7 | 1,7 | 3 |
| 91 | 43680 | 58,1 | 55,4 | 2,7 | 5 |

A partir da análise comparativa das resistências, notou-se que os valores obtidos pela equação selecionada apresentaram boa representatividade, indicando uma diferença percentual máxima de 17% aos 3 dias e mínima de 3% aos 56 dias.

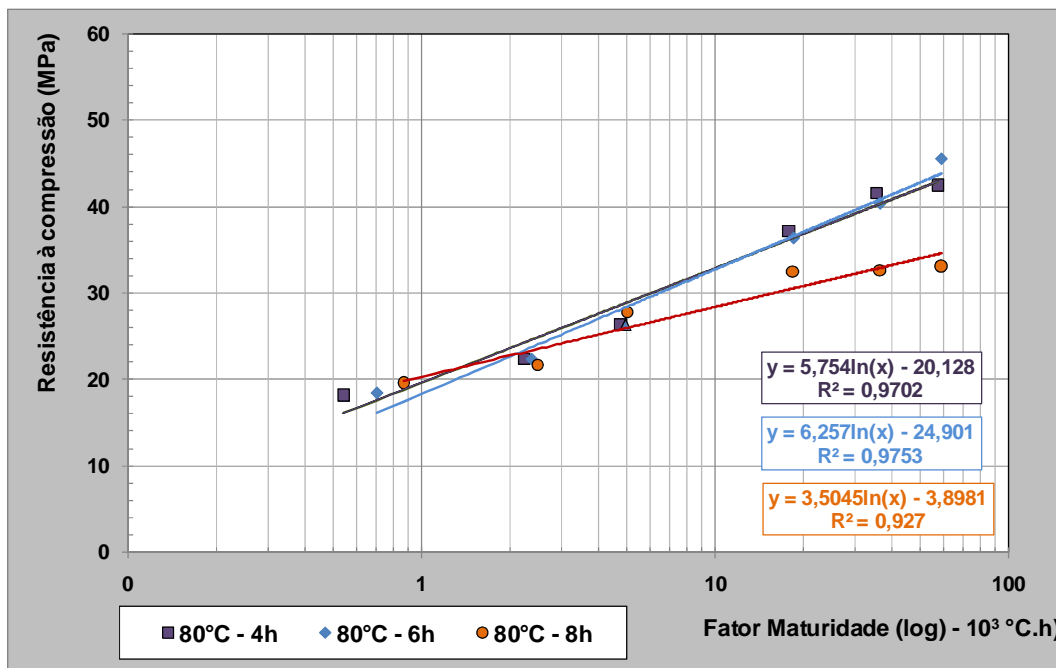


Figura 4.62: Concreto com cimento CP II E-32 - Fator Maturidade (log) 10^3 °C.h) x resistência (MPa).

Os resultados observados na Figura 4.62 mostraram que o concreto curado a 80 °C nos diferentes períodos de patamar indicaram linhas de tendência diferenciadas, apresentando coeficientes linear e angular distintos.

Tabela 4.36: Equações relativas ao gráfico FM x Resistência

| Tipo de Cimento | Temperatura (°C) | h | Equação | Coefficiente de Correlação (R^2) |
|-----------------|------------------|---|------------------------------------|--------------------------------------|
| CP II E-32 | 80 | 4 | $f=5,754\ln(\text{FM}) - 20,128$ | 0,9702 |
| | | 6 | $f=6,257\ln(\text{FM}) - 24,901$ | 0,9753 |
| | | 8 | $f=3,5045 \ln(\text{FM}) - 3,8981$ | 0,9270 |

Dentre as equações obtidas nas regressões, apresentadas Tabela 4.36, foi utilizada a equação com maior coeficiente de correlação para estimar o valor da resistência à compressão do concreto (f), a partir do fator de maturidade (FM), considerando a

temperatura de referência de 20 °C. Esta análise comparativa segue apresentada na Tabela 4.37.

Tabela 4.37: Cálculo da resistência estimada por meio da Equação Nurse e Saul de Maturidade para concreto com CP II E-32 utilizando a equação: $f = 6,257 \ln(FM) - 24,901$.

| Idade (dias) | Maturidade (°C.h) | Resistência (MPa) | | Diferença | |
|--------------|-------------------|-------------------|----------------------|-----------|----|
| | | Controle | Função da Maturidade | MPa | % |
| 3 | 1440 | 34,9 | 20,6 | 14,3 | 41 |
| 7 | 3360 | 42,5 | 25,9 | 16,6 | 39 |
| 28 | 13440 | 50,7 | 34,6 | 16,1 | 32 |
| 56 | 26880 | 53,4 | 38,9 | 14,5 | 27 |
| 91 | 43680 | 58,1 | 42,0 | 16,1 | 28 |

A partir da análise comparativa das resistências, notou-se que os valores estimados se mostraram distantes dos valores das resistências de controle, indicando uma diferença percentual máxima de 41% aos 3 dias e mínima de 27% aos 56 dias.

Conclui-se então que a temperatura de 65 °C foi a que apresentou melhor função de maturidade, isto é, com diferenças percentuais menores para a estimativa da resistência.

Análise da maturidade pela Equação de Freiesleben - Hansen e Pedersen (FHP)

O método da maturidade pela Equação FHP está baseada no modelo de Arrhenius para cinética das reações, que define uma função para idade equivalente, com a inclusão de um novo parâmetro referente aos dados de energia de ativação.

A função maturidade de idade equivalente é utilizada para transformar a idade de um concreto curado em qualquer temperatura, para idade equivalente de uma amostra curada em uma temperatura de referência de T_r . Foi utilizada a temperatura de referência de 23 °C no cálculo da idade equivalente.

Com base nos valores de idade equivalente obtidos utilizando a E_a foram confeccionados os gráficos de idade equivalente versus resistência à compressão, nas Figuras 4.63 e 4.66, para concretos com cimentos CP III 40-RS e CP II E-32, respectivamente.

Para a escolha da melhor função dentre as calculadas nos gráficos de idade equivalente versus resistência à compressão, foi selecionado para todas as análises a equação que obteve o maior coeficiente de correlação, isto é, o (R^2) mais próximo de 1,0.

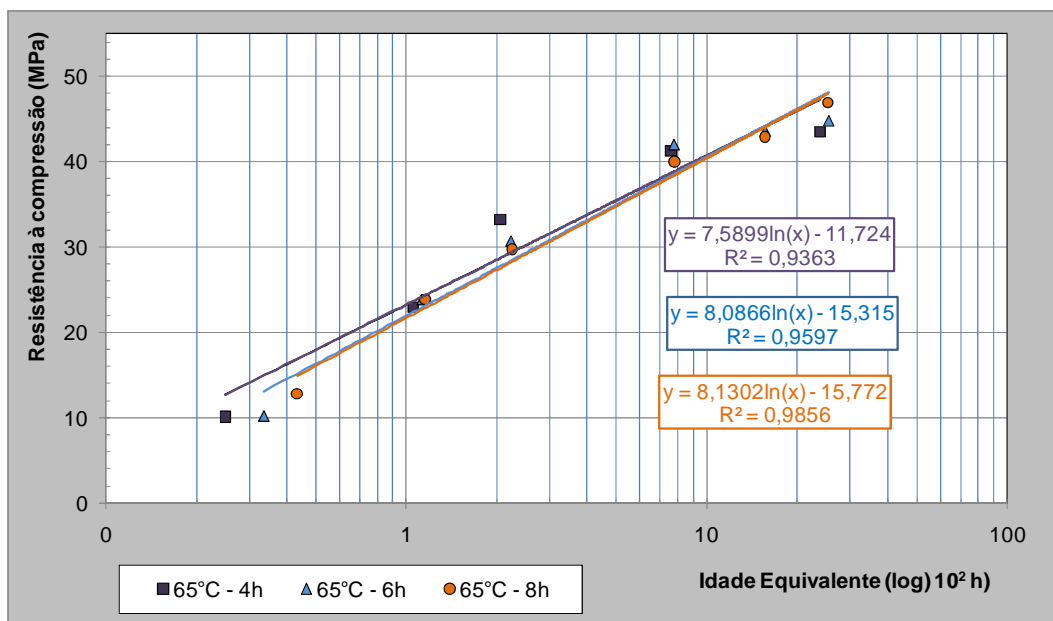


Figura 4.63: Concreto com cimento CP III 40-RS – Idade Equivalente (\log) 10^2 h x resistência à compressão (MPa).

Os resultados observados na Figura 4.63 mostraram que o concreto curado a 65 °C nos diferentes períodos de patamar apresentaram linhas de tendência bastante similares, com coeficiente de regressão logarítmica máxima de 0,9856, indicando que nessa temperatura houve um boa representatividade entre as funções obtidas nos diferentes patamares.

Tabela 4.38: Equações relativas ao gráfico Idade Equivalente x Resistência

| Tipo de Cimento | Temperatura (°C) | h | Equação | Coeficiente de Correlação (R ²) |
|-----------------|------------------|---|-------------------------------|---|
| CP III 40-RS | 65 | 4 | $f = 7,5899 \ln(IE) - 11,724$ | 0,9363 |
| | | 6 | $f = 8,0866 \ln(IE) - 15,315$ | 0,9597 |
| | | 8 | $f = 8,1302 \ln(IE) - 15,772$ | 0,9856 |

Dentre as equações obtidas nas regressões, apresentadas Tabela 4.38, foi utilizada a equação com maior coeficiente de correlação para estimar o valor da resistência à compressão do concreto (f), a partir do fator idade equivalente (IE), considerando a temperatura de referência de 23 °C. Esta análise comparativa segue apresentada na Tabela 4.39.

Tabela 4.39: Cálculo da resistência estimada por meio da equação de FHP para o concreto com CP III 40-RS utilizando a equação: $f = 8,1302 \ln(IE) - 15,772$.

| Idade (dias) | Idade (h) | Resistência (MPa) | | Diferença | |
|--------------|-----------|-------------------|-----------------------------|-----------|----|
| | | Controle | Função da Idade Equivalente | MPa | % |
| 3 | 72 | 22,7 | 19,0 | 3,7 | 16 |
| 7 | 168 | 33,8 | 25,9 | 7,9 | 23 |
| 28 | 672 | 44,0 | 37,2 | 6,8 | 16 |
| 56 | 1344 | 45,7 | 42,8 | 2,9 | 6 |
| 91 | 2184 | 48,4 | 46,7 | 1,7 | 3 |

Ao utilizar a equação de idade equivalente para estimativa da resistência à compressão se observou que esses resultados mostraram um percentual de diferença máximo de 23% aos 7 dias e, mínimo de 3% aos 91 dias.

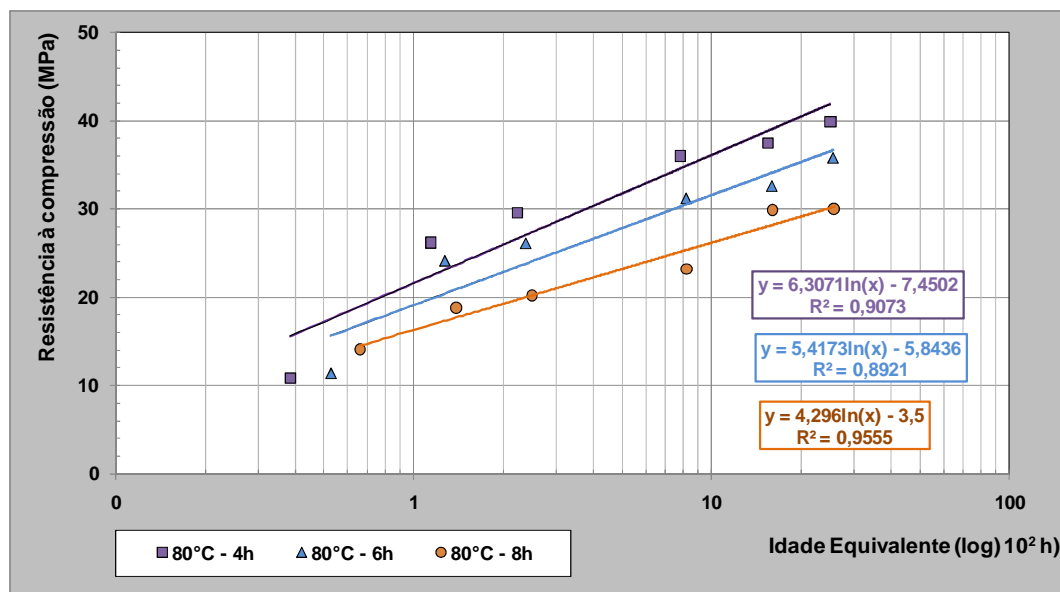


Figura 4.64: Concreto com cimento CP III 40-RS – Idade equivalente (log) 10² h x resistência à compressão (MPa).

Os resultados observados na Figura 4.64 mostraram que o concreto curado a 80 °C nos diferentes períodos de patamar apresentaram com coeficiente de regressão logarítmica máxima de 0,9555, indicando que nessa temperatura houve um boa representatividade entre os dados do gráfico analisado, isto é, os pontos ficaram bastante próximos da reta.

Tabela 4.40: Equações relativas ao gráfico Idade Equivalente x Resistência

| Tipo de Cimento | Temperatura (°C) | h | Equação | Coeficiente de Correlação (R ²) |
|-----------------|------------------|---|------------------------------|---|
| CP III 40-RS | 80 | 4 | $f = 6,3071\ln(IE) - 7,4502$ | 0,9073 |
| | | 6 | $f = 5,4173\ln(IE) - 5,8436$ | 0,8921 |
| | | 8 | $f = 4,296\ln(IE) - 3,5$ | 0,9555 |

Dentre as equações obtidas nas regressões, apresentadas Tabela 4.40, foi utilizada a equação com maior coeficiente de correlação para estimar o valor da resistência à compressão do concreto (f), a partir da idade equivalente (IE), considerando a temperatura de referência de 23 °C. Esta análise comparativa segue apresentada na Tabela 4.41.

Tabela 4.41: Cálculo da resistência estimada por meio da equação FHP de idade equivalente para concreto com CP III 40-RS utilizando a equação: $f = 4,296 \ln(IE) - 3,5$.

| Idade (dias) | Idade (h) | Resistência (MPa) | | Diferença | |
|--------------|-----------|-------------------|-----------------------------|-----------|----|
| | | Controle | Função da Idade Equivalente | MPa | % |
| 3 | 72 | 22,7 | 14,9 | 7,8 | 34 |
| 7 | 168 | 33,8 | 18,5 | 15,3 | 45 |
| 28 | 672 | 44 | 24,5 | 19,5 | 44 |
| 56 | 1344 | 45,7 | 27,4 | 18,3 | 40 |
| 91 | 2184 | 48,4 | 29,5 | 18,9 | 39 |

A partir da análise comparativa das resistências, notou-se que os valores estimados se mostraram distantes dos valores das resistências de controle, indicando uma diferença percentual máxima de 45% aos 7 dias e mínima de 34% aos 3 dias.

Concluiu-se que a análise dos dados para a temperatura de 65 °C apresentou a melhor equação para a estimativa da resistência à compressão.

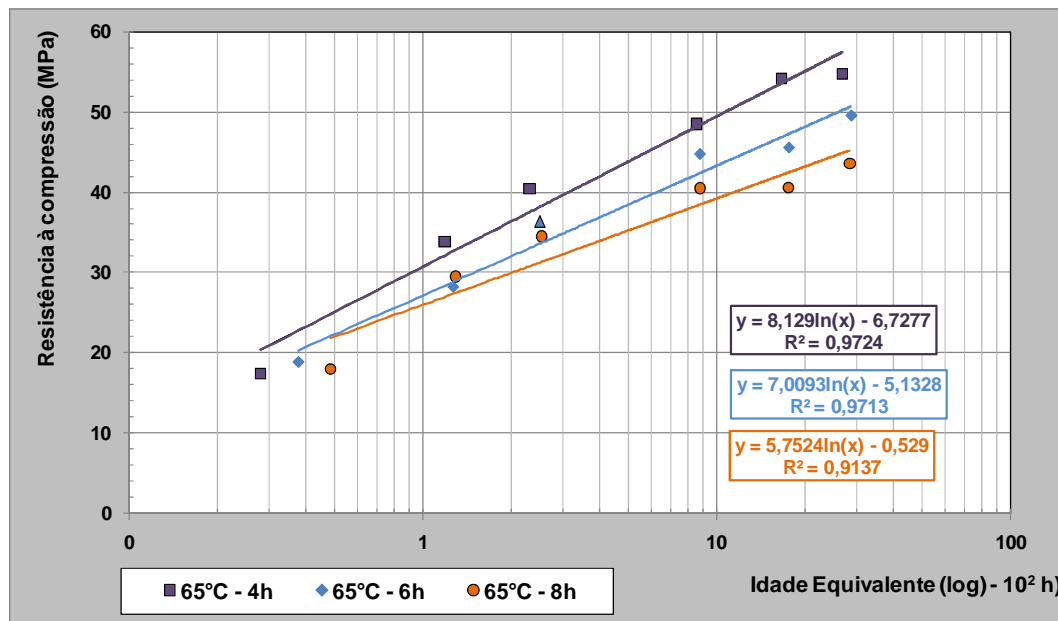


Figura 4.65: Concreto com cimento CP II E-32 – Idade Equivalente (log) 10² h x resistência à compressão (MPa).

Os resultados observados na Figura 4.65 mostraram que o concreto curado a 65 °C nos diferentes períodos de patamar indicaram linhas de tendência diferenciadas, porém, mostraram um bom coeficiente de correlação, próximo à 1,0.

Tabela 4.42: Equações relativas ao gráfico Idade Equivalente x Resistência

| Tipo de Cimento | Temperatura (°C) | h | Equação | Coeficiente de Correlação (R ²) |
|-----------------|------------------|---|------------------------------|---|
| CP II E-32 | 65 | 4 | $f = 8,129\ln(IE) - 6,7277$ | 0,9724 |
| | | 6 | $f = 7,0093\ln(IE) - 5,1328$ | 0,9713 |
| | | 8 | $f = 5,7524\ln(IE) - 0,529$ | 0,9137 |

Dentre as equações obtidas nas regressões, apresentadas Tabela 4.42, foi utilizada a equação com maior coeficiente de correlação para estimar o valor da resistência à compressão do concreto (f), a partir da idade equivalente (IE), considerando a

temperatura de referência de 23 °C. Esta análise comparativa segue apresentada na Tabela 4.43.

Tabela 4.43: Cálculo da resistência estimada por meio da Equação FHP de idade equivalente para concreto com CP II E-32 utilizando a equação: $f = 8,129 \ln(IE) - 6,7277$.

| Idade (dias) | Idade (h) | Resistência (MPa) | | Diferença | |
|--------------|-----------|-------------------|-----------------------------|-----------|----|
| | | Controle | Função da Idade Equivalente | MPa | % |
| 3 | 72 | 34,9 | 28,0 | 6,9 | 20 |
| 7 | 168 | 42,5 | 34,9 | 7,6 | 18 |
| 28 | 672 | 50,7 | 46,2 | 4,5 | 9 |
| 56 | 1344 | 53,4 | 51,8 | 1,6 | 3 |
| 91 | 2184 | 58,1 | 55,8 | 2,3 | 4 |

A partir da análise comparativa das resistências, notou-se que os valores estimados se mostraram bastantes próximos dos valores das resistências de controle, indicando uma boa representatividade, com diferença percentual máxima de 20% aos 3 dias e mínima de 3% aos 56 dias.

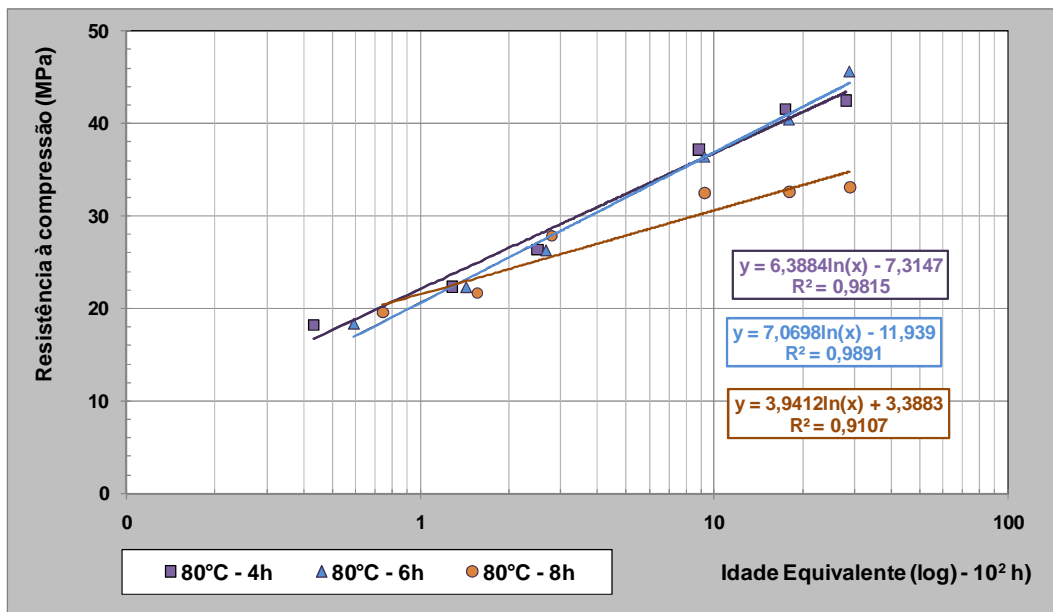


Figura 4.66: Concreto com cimento CP II E-32 – Idade Equivalente (log) 10² h) x resistência à compressão (MPa).

Os resultados observados na Figura 4.66 mostraram que o concreto curado a 80 °C nos diferentes períodos de patamar apresentaram com coeficiente de regressão logarítmica máxima de 0,9891, indicando que nessa temperatura houve um boa representatividade entre os dados do gráfico analisado, isto é, os pontos ficaram bastante próximos da reta.

Tabela 4.44: Equações relativas ao gráfico Idade Equivalente x Resistência

| Tipo de Cimento | Temperatura (°C) | h | Equação | Coeficiente de Correlação (R ²) |
|-----------------|------------------|---|------------------------------|---|
| CP II E-32 | 80 | 4 | $f = 6,3884\ln(IE) - 7,3147$ | 0,9815 |
| | | 6 | $f = 7,0698\ln(IE) - 11,939$ | 0,9891 |
| | | 8 | $f = 3,9412\ln(IE) + 3,3883$ | 0,9107 |

Dentre as equações obtidas nas regressões, apresentadas Tabela 4.44, foi utilizada a equação com maior coeficiente de correlação para estimar o valor da resistência à

compressão do concreto (f), a partir da Idade equivalente (IE), considerando a temperatura de referência de 23 °C. Esta análise comparativa segue apresentada na Tabela 4.45.

Tabela 4.45: Cálculo da resistência estimada por meio da equação FHP de idade equivalente para concreto com CP II E-32 utilizando a equação: $f = 7,0698 \ln(IE) - 11,939$.

| Idade (dias) | Idade (h) | Resistência (MPa) | | Diferença | |
|--------------|-----------|-------------------|-----------------------------|-----------|----|
| | | Controle | Função da Idade Equivalente | MPa | % |
| 3 | 72 | 34,9 | 18,3 | 16,6 | 48 |
| 7 | 168 | 42,5 | 24,3 | 18,2 | 43 |
| 28 | 672 | 50,7 | 34,1 | 16,6 | 33 |
| 56 | 1344 | 53,4 | 39,0 | 14,4 | 27 |
| 91 | 2184 | 58,1 | 42,4 | 15,7 | 27 |

A partir da análise comparativa das resistências, notou-se que os valores estimados se mostraram distantes dos valores das resistências de controle, indicando uma diferença percentual máxima de 48% aos 3 dias e mínima de 27% aos 56 e 91 dias.

Conclui-se então que o estudo que apresentou melhor função de maturidade foi à equação para a temperatura de 65 °C.

ANÁLISE DOS RESULTADOS SEGUNDO OS PROCESSOS DE CURA E COMENTÁRIOS

Foi feita uma análise para comparar as duas funções de maturidade, Nurse e Saul e FHP, apenas com os dados das equações que melhor estimaram a resistência à compressão, definidos anteriormente.

Esta análise está ilustrada no gráfico da Figura 4.67 onde foi inserida uma linha de equivalência que definiu a função mais representativa, isto é, a função em que os pontos ficaram mais próximos desta linha. Além disso, foram inseridas linhas que representaram $\pm 10\%$ e $\pm 20\%$ da linha de equivalência, indicando quão afastados os pontos ficaram da linha principal.

A Figura 4.67 apresenta o gráfico, resistência do concreto controle versus resistência estimada, para o concreto com cimento CP III 40-RS.

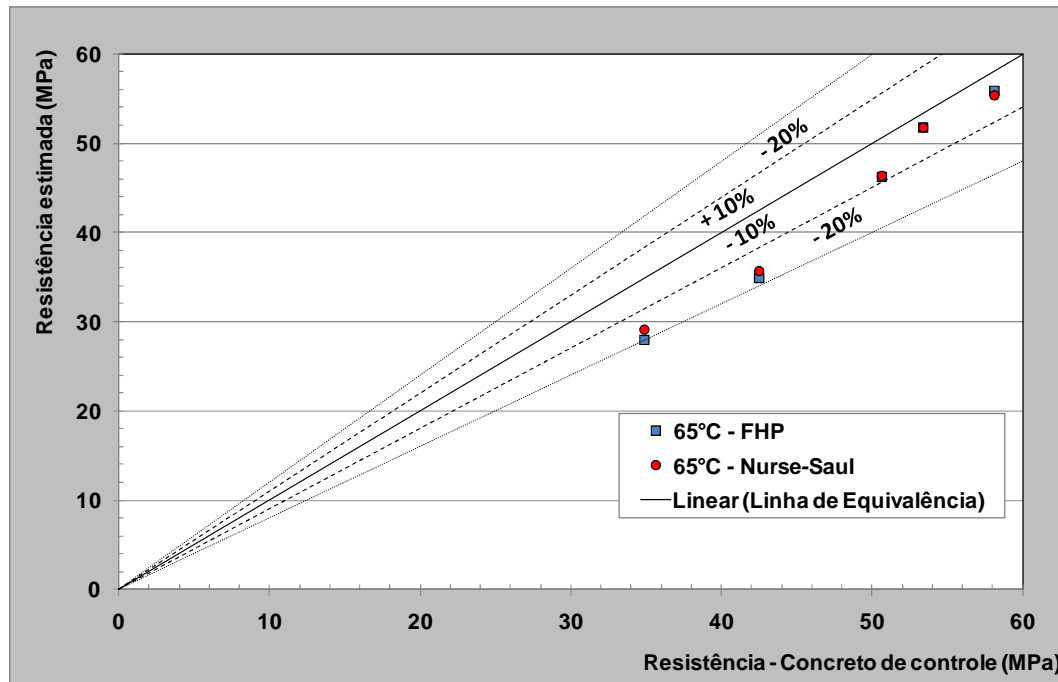


Figura 4.67: Concreto com cimento CP III 40-RS – resistência real (concreto controle) versus resistência estimada.

Ao observar o gráfico anterior, pode-se concluir que os valores estimados pelas duas funções de maturidade estiveram sempre abaixo do valor real de resistência e a diferença máxima não ultrapassou os 20%. Ainda, notou-se que elas ficaram muito próximas em todos os pontos, sugerindo que neste caso, apesar da literatura comentar que FHP representa melhor os cálculos de estimativa da resistência, a função de Nurse e Saul também estimou corretamente as resistências.

A Figura 4.68 apresenta o gráfico, resistência do concreto controle versus resistência estimada, para o concreto com cimento CP II E-32.

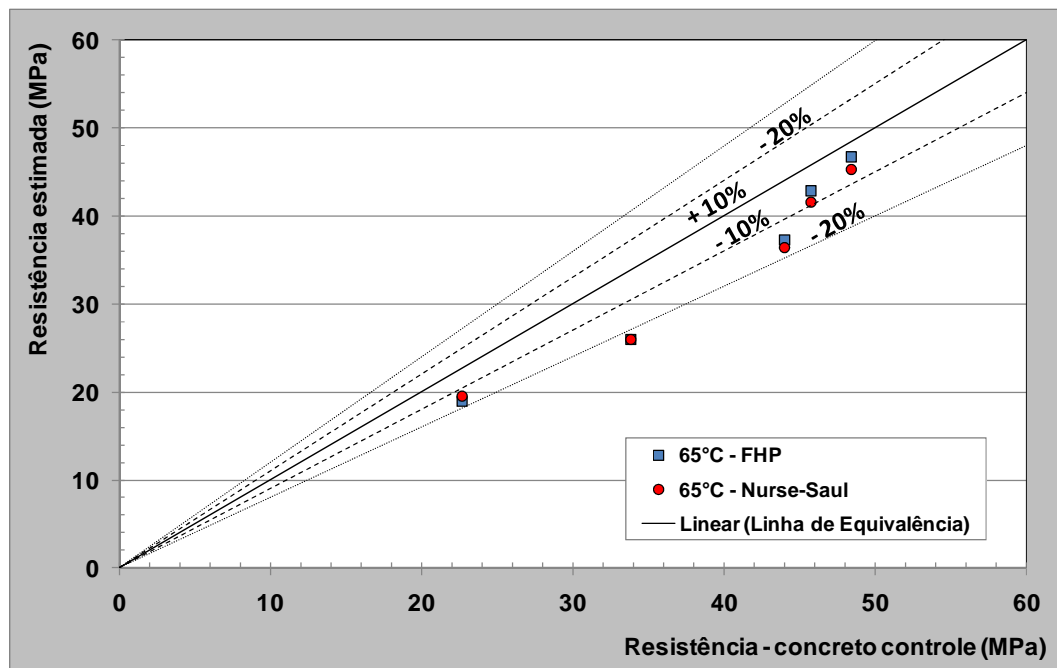


Figura 4.68: Concreto com cimento CP II E-32 – resistência real (concreto controle) versus resistência estimada.

Para o concreto com cimento CP II E-32, pode-se concluir que os valores estimados pelas duas funções de maturidade estiveram sempre abaixo do valor real de resistência, um dos pontos teve uma diferença máxima acima dos 20% da resistência real para as duas funções e, ainda, ficaram muito próximas em todos os pontos. Mas, apesar disto, a equação de FHP representou melhor os cálculos que estimaram a resistência, ficando em quase todos os pontos mais próximo da linha de equivalência do que os dados de Nurse e Saul.

Com os dados das idades reais de ruptura (3, 7, 28, 56 e 91 dias) e os dados da idade equivalente, para a temperatura de referência de 23 °C, foi feita a correlação entre as duas idades, para as duas temperaturas analisadas.

Na Tabela 4.46 estão dispostos os valores das idades de ruptura e suas respectivas resistências à compressão, para o concreto CP III 40-RS curado a 65 °C, relacionando-os com as idades equivalentes a 23 °C.

Tabela 4.46 - Resistência x Id. Equivalentes

| 65°C - 4h | | | 65°C 6h | | | 65°C - 8h | | |
|--------------------------|-------------------------|---------------------|--------------------------|-------------------------|---------------------|--------------------------|-------------------------|---------------------|
| Idade Real (dias) | Idade Eq. (dias) | Tensão (MPa) | Idade Real (dias) | Idade Eq. (dias) | Tensão (MPa) | Idade Real (dias) | Idade Eq. (dias) | Tensão (MPa) |
| 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| 0,4 | 1,0 | 10,1 | 0,5 | 1,4 | 10,2 | 0,5 | 1,8 | 12,9 |
| 3,0 | 4,4 | 22,9 | 3,0 | 4,7 | 23,9 | 3,0 | 4,8 | 23,9 |
| 7,0 | 8,5 | 33,2 | 7,0 | 9,3 | 30,7 | 7,0 | 9,4 | 29,7 |
| 28,0 | 31,6 | 41,2 | 28,0 | 32,4 | 42,0 | 28,0 | 32,5 | 40,0 |
| 56,0 | 61,7 | 37,3 | 56,0 | 65,2 | 43,6 | 56,0 | 65,0 | 42,9 |
| 91,0 | 99,2 | 43,5 | 91,0 | 106,1 | 44,8 | 91,0 | 105,2 | 46,9 |

Na Tabela 4.47 estão dispostos os valores das idades de ruptura e suas respectivas resistências à compressão, para o concreto CP III 40-RS curado a 80 °C, relacionando-os com as idades equivalentes a 23 °C.

Tabela 4.47 - Resistência x Id. Equivalentes

| 80°C - 4h | | | 80°C 6h | | | 80°C - 8h | | |
|--------------------------|-------------------------|---------------------|--------------------------|-------------------------|---------------------|--------------------------|-------------------------|---------------------|
| Idade Real (dias) | Idade Eq. (dias) | Tensão (MPa) | Idade Real (dias) | Idade Eq. (dias) | Tensão (MPa) | Idade Real (dias) | Idade Eq. (dias) | Tensão (MPa) |
| 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| 0,4 | 1,6 | 10,9 | 0,5 | 2,2 | 11,3 | 0,5 | 2,8 | 14,1 |
| 3,0 | 4,8 | 26,2 | 3,0 | 5,3 | 24,1 | 3,0 | 5,8 | 18,8 |
| 7,0 | 9,3 | 29,6 | 7,0 | 9,9 | 26,1 | 7,0 | 10,4 | 20,2 |
| 28,0 | 32,8 | 36,0 | 28,0 | 34,3 | 31,2 | 28,0 | 34,3 | 23,2 |
| 56,0 | 64,6 | 37,5 | 56,0 | 66,6 | 32,6 | 56,0 | 66,7 | 29,9 |
| 91,0 | 104,3 | 39,9 | 91,0 | 106,9 | 35,8 | 91,0 | 107,2 | 30,0 |

A Figura 4.69 apresenta o gráfico, idade real versus idade equivalente, para o concreto com cimento CP III 40-RS.

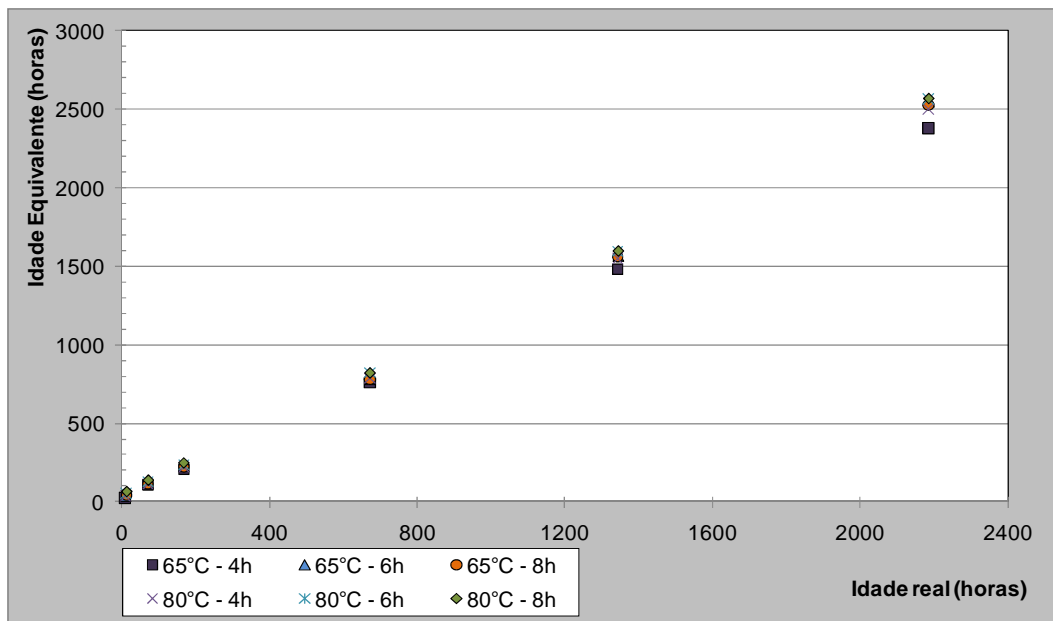


Figura 4.69: Idade Real (horas) x Idade Equivalente (horas) (concreto com cimento C-III 40-RS).

Definiu-se com este gráfico que, por exemplo, para o concreto com cimento CP III 40-RS, em uma idade real de 72 h a idade equivalente a 23 °C é 102,4 h.

Na Tabela 4.48 estão dispostos os valores das idades de ruptura e suas respectivas resistências à compressão, para o concreto CP II E-32 curado a 65 °C, relacionando-os com as idades equivalentes a 23 °C.

Tabela 4.48 - Resistência x Id. Equivalentes

| 65°C - 4h | | | 65°C 6h | | | 65°C - 8h | | |
|-------------------|------------------|--------------|-------------------|------------------|--------------|-------------------|------------------|--------------|
| Idade Real (dias) | Idade Eq. (dias) | Tensão (MPa) | Idade Real (dias) | Idade Eq. (dias) | Tensão (MPa) | Idade Real (dias) | Idade Eq. (dias) | Tensão (MPa) |
| 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| 0,4 | 1,2 | 17,4 | 0,5 | 1,6 | 18,8 | 0,5 | 2,0 | 18,0 |
| 3,0 | 4,9 | 33,9 | 3,0 | 5,3 | 28,2 | 3,0 | 5,4 | 29,5 |
| 7,0 | 9,6 | 40,4 | 7,0 | 10,4 | 36,3 | 7,0 | 10,6 | 34,5 |
| 28,0 | 35,6 | 48,5 | 28,0 | 36,5 | 44,7 | 28,0 | 36,6 | 40,5 |
| 56,0 | 69,4 | 54,2 | 56,0 | 73,3 | 45,5 | 56,0 | 73,1 | 40,6 |
| 91,0 | 111,6 | 54,7 | 91,0 | 119,4 | 49,5 | 91,0 | 118,4 | 43,6 |

Na Tabela 4.49 estão dispostos os valores das idades de ruptura e suas respectivas resistências à compressão, para o concreto CP II E-32 curado a 80 °C, relacionando-os com as idades equivalentes a 23 °C.

Tabela 4.49 - Resistência x Id. Equivalentes

| 80°C - 4h | | | 80°C 6h | | | 80°C - 8h | | |
|-------------------|------------------|--------------|-------------------|------------------|--------------|-------------------|------------------|--------------|
| Idade Real (dias) | Idade Eq. (dias) | Tensão (MPa) | Idade Real (dias) | Idade Eq. (dias) | Tensão (MPa) | Idade Real (dias) | Idade Eq. (dias) | Tensão (MPa) |
| 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| 0,4 | 1,8 | 18,2 | 0,5 | 2,5 | 18,4 | 0,5 | 3,1 | 19,6 |
| 3,0 | 5,3 | 22,4 | 3,0 | 6,0 | 22,3 | 3,0 | 6,5 | 21,7 |
| 7,0 | 10,4 | 26,4 | 7,0 | 11,1 | 26,3 | 7,0 | 11,7 | 27,8 |
| 28,0 | 36,9 | 37,2 | 28,0 | 38,6 | 36,4 | 28,0 | 38,6 | 32,5 |
| 56,0 | 72,6 | 41,6 | 56,0 | 74,9 | 40,4 | 56,0 | 75,0 | 32,6 |
| 91,0 | 117,3 | 42,5 | 91,0 | 120,3 | 45,6 | 91,0 | 120,5 | 33,1 |

A Figura 4.70 apresenta o gráfico, idade real versus idade equivalente, para o concreto com cimento CP II E-32.

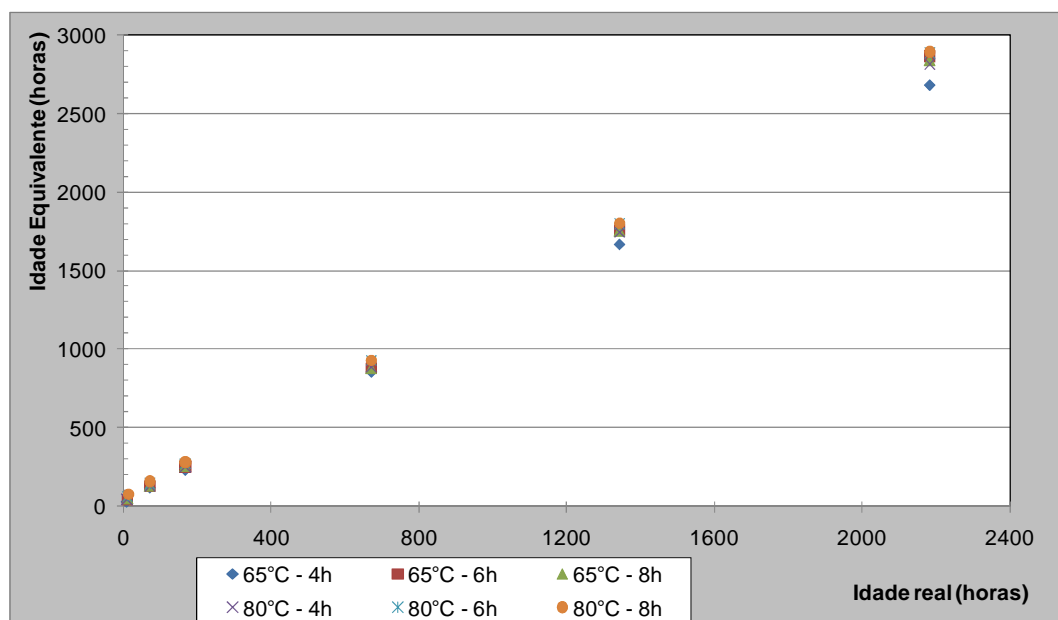


Figura 4.70: Idade Real (h) x Idade Equivalente (horas) (concreto com cimento CP II E-32).

A temperatura de 23 °C foi utilizada como a temperatura de referência na equação de FHP, porém, a ASTM 1074 (1998) permite utilizar qualquer valor de temperatura nos cálculos para estimar a idade equivalente.

Definiu-se com esta equação que, por exemplo, para o concreto com cimento CP II E-32, em uma idade real de 72 h a idade equivalente a 23 °C é 115,1 h.



CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo são apresentadas as conclusões finais decorrentes do desenvolvimento do trabalho de pesquisa proposto, quer seja o trabalho de dosagem e dosagens reológicas sobre o concreto auto-adensável, quer seja das investigações concernentes às suas propriedades mecânicas quando submetidos ao processo de cura térmica a vapor a diferentes temperaturas, também avaliada segundo o método da Maturidade.

5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE A PESQUISA

Os cimentos empregados nesta pesquisa, CP III 40-RS e CP II E-32, foram escolhidos pelo fato de haver poucos estudos relacionados com cimentos compostos com escória na dosagem de concretos auto-adensáveis para estudos de cura térmica utilizando o método da maturidade.

Sabe-se que quanto menor a dimensão máxima do agregado graúdo, maior será o teor de argamassa (%) no concreto. Como foi utilizado nesse estudo um agregado graúdo maior que 12,5 mm (brita 0), a literatura comenta que provavelmente o teor de argamassa será maior que 65% no concreto. Isso foi confirmado pelos teores de argamassa acima de 65% na pesquisa.

Como nesta pesquisa foi utilizado apenas um tipo de agregado graúdo e um tipo de agregado miúdo, não puderam ser realizadas curvas granulométricas para a composição ideal entre areias e uma composição ideal entre britas, como sugere a metodologia Repette e Melo.

A porcentagem de filer retida na peneira 0,075 mm (40% do material filer) foi considerada areia fina, e foi empregada no traço dos concretos como porcentagem da areia média.

A metodologia para dosagem do concreto mostrou-se eficiente, desde que alguns parâmetros sejam controlados, principalmente as condições do material e as condições de temperatura na data da confecção dos concretos.

A umidade e absorção dos agregados, a condição do aglomerante (estocagem correta, ausência de pré-hidratação), e a temperatura ambiente mostraram grande influência no decorrer dos ensaios.

O Reômetro utilizado nesta pesquisa forneceu parâmetros reológicos importantes para correlação com os ensaios tradicionais, como o Cone de Marsh. Ainda, comprovou-se a aplicabilidade da hélice em *Vane* na determinação de parâmetros reológicos para argamassas.

O ensaio de Kantro utilizado para analisar a compatibilidade entre os cimentos e os aditivos foi de grande utilidade para definir o aditivo que se adaptou melhor ao comportamento dos cimentos.

Os ensaios da pasta mostraram-se coerentes para se definir nesta fase o ponto de saturação do aditivo.

Nos ensaios de argamassa, o ensaio de *mini-slump* e de funil em V mostraram confiabilidade de resultados e grande facilidade de execução. O ensaio com o reômetro utilizando a hélice *Vane* reafirmou os resultados obtidos, mostrando uma grande confiabilidade nesse método.

Os resultados do CAA mostraram que a metodologia possibilitou um desenvolvimento dos ensaios de forma mais eficaz, evitando os ensaios convencionais de repetição no concreto.

No ensaio de cura térmica os corpos-de-prova monitorados tiveram um aumento da temperatura no término do período de aquecimento, fato que pode estar relacionado ao fornecimento de calor para o concreto, que gera uma mudança nos gradientes de hidratação do cimento e que, por ser uma reação exotérmica, ocasiona uma liberação deste calor.

5.2 CONCLUSÕES DO TRABALHO

Pelo ensaio de Kantro foi possível selecionar o aditivo superplastificante Viscocrete 3535, que apresentou menor oscilação e aumento do espalhamento para os dois cimentos e teve pouca perda de fluidez ao longo do tempo.

A pasta com cimento CP II E-32 obteve máxima eficiência na mistura com 25% de fíler e com teor de aditivo de 0,6% em todos os tempos do ensaio do cone de Marsh analisados e no ensaio com o reômetro.

A escolha do traço da argamassa foi determinada pelos resultados que mostraram uma economia de aditivo (a menor porcentagem), maiores valores de tensão crítica e, ainda, com resistências próximas a 44 MPa (10% maior que a resistência

requerida), sendo as argamassas com teor de 45% de areia que indicaram resultados mais coerentes.

O consumo de cimento do CAA com cimento CP II E-32 foi de 488,90 kg/m³ e o concreto com cimento CP III 40-RS foi de 420,86 kg/m³, sendo que os dois traços analisados tiveram rendimentos similares (consumo de cimento versus resistência) a partir do 28 dia.

Os valores de E_a , calculados a partir da ASTM C 1074 (1998), indicaram que a reação de hidratação da mistura com cimento CP II E-32 é menos sensível a uma variação de temperatura, quando comparado a mistura com cimento CP III 40-RS.

Nas idades iniciais o concreto com cimento CP II E-32 submetido à temperatura de 65°C e patamar isotérmico de 6 horas obteve melhor desempenho, com 54% da resistência alcançada aos 3 dias e 37% aos 28 dias. Para a temperatura de 80°C, foi o patamar isotérmico de 8 horas, com 53% da resistência alcançada aos 3 dias e 39% aos 28 dias

Nas idades avançadas o concreto com cimento CP II E-32 apresentou os melhores resultados de desempenho para a temperatura de 65°C e patamar isotérmico de 4 horas, com perdas abaixo de 6% em todas as idades em relação ao concreto de controle. A temperatura de 80°C indicou grandes perdas de resistência, acima de 20%, se comparado aos valores obtidos na temperatura de 65°C.

Nas idades iniciais o concreto com cimento CP III 40-RS que obteve melhor desempenho foi o submetido à temperatura de 65°C e patamar isotérmico de 8 horas, com 56% da resistência alcançada aos 3 dias e 29% aos 28 dias. Para a temperatura de 80°C, também foi o patamar isotérmico de 8 horas, com 62% da resistência alcançada aos 3 dias e 32% aos 28 dias.

Nas idades avançadas o concreto com cimento CP III 40-RS apresentou melhor desempenho para a temperatura de 65°C com o patamar isotérmico de 6 horas, tendo um ganho de resistência de 105% aos 3 dias e uma perda de apenas 2% aos 28 dias quando comparado ao concreto de controle. Para a temperatura de 80°C e patamar isotérmico de 4 horas, o concreto teve um ganho de resistência de 115%

aos 3 dias, mas uma perda de resistência de 18% para todas as outras idades de ruptura.

Ao comparar os dois CAA estudados, o concreto com cimento CP III 40-RS apresentou melhor desempenho com regimes isotérmicos mais longos e um rendimento significativo em relação a sua resistência à cura normal para a temperatura de 65°C, mais elevado do que os ganhos de resistência do concreto com cimento CP II E-32.

Na análise de maturidade dos resultados do concreto com cimento CP III 40-RS, tanto a função de Nurse e Saul como a função de FHP apresentaram melhor função de maturidade na temperatura de 65 °C para a estimativa da resistência.

Na análise de maturidade dos resultados do concreto com cimento CP II E-32, tanto a função de Nurse e Saul como a função de FHP apresentaram melhor função de maturidade na temperatura de 65 °C para a estimativa da resistência.

Pode-se concluir para o concreto com cimento CP III 40-RS que os valores de resistência estimados pelas duas funções de maturidade estiveram sempre abaixo do valor real de resistência e a diferença máxima não ultrapassou os 20%. Ainda, os resultados ficaram muito próximos, sugerindo que neste caso, apesar da literatura comentar que FHP representa melhor os cálculos de estimativa da resistência, a função de Nurse e Saul também estimou corretamente as resistências.

Pode-se concluir para o concreto com cimento CP II E-32 que os valores de resistência estimados pelas duas funções de maturidade estiveram sempre abaixo do valor real de resistência e que a equação de FHP representou melhor os cálculos que estimaram a resistência, ficando em quase todos os pontos mais próximo dos resultados do concreto de controle do que os dados de Nurse e Saul.

5.3 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

- Sugere-se que sejam realizados trabalhos com o intuito de se determinar a energia aparente de ativação a partir de ensaios de elevação adiabática, comparando com os resultados obtidos pelo método ASTM C 1074 (1998).
- Recomenda-se que sejam feitos estudos em que os concretos submetidos à cura térmica possam ser rompidos em mais idades, dentro do patamar isotérmico, para tentar avaliar com mais precisão o quanto a resistência dos concretos com cimentos com adição de escória podem evoluir.
- Uma aplicabilidade deste estudo dentro de uma fábrica de elementos pré-moldados, com o monitoramento da pista de concretagem e de distintos pontos do elemento estrutural seria de grande valia para a verificação e certificação da possibilidade do uso de cimentos com escória e do tempo de patamar a ser aplicado e, a qual temperatura, para a indústria de pré-fabricados.
- Avaliar a influência da temperatura de cura na formação tardia de etringita.

REFERÊNCIAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - ACI. **Accelerated curing of concrete at atmospheric pressure-state of the art.** Washington: ACI, 1992. (ACI 517.2 R-87, Manual of Concrete).

AITCIN, P. C. **Concreto de alto desempenho.** São Paulo: PINI, 2000. 667 p.

AMERICAN STANDARD TESTING METHODS - ASTM. **Practice for estimating concrete strength by the Maturity Method.** Filadélfia: ASTM, 1998. (ASTM C 1074).

AMERICAN STANDARD TESTING METHODS - ASTM. **Standard test for passing ability of self-consolidating concrete by j-ring.** Filadélfia: ASTM, 2006. (ASTM, C 1621).

AMERICAN STANDARD TESTING METHODS – ASTM. **Standard test for static segregation of self-consolidating concrete using column technique.** Philadelphia: ASTM, 2006. (ASTM C, 1610).

AMERICAN STANDARD TESTING METHODS – ASTM. **Standard test method for slump flow of self-consolidating concrete.** Philadelphia: ASTM, 2006. (ASTM, C 1611).

ALENCAR, R.S.A.; HELENE, P. Concreto auto-adensável de elevada resistência – inovação tecnológica na indústria de pré-fabricados. **Revista Concreto & Construções**, São Paulo, v.34, n.43, p.46-52, 2006.

ALENCAR, R.S.A. **Dosagem do concreto auto-adensável: produção de pré-fabricados.** 2008. 179 f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

ANDOLFATO R.P. **Controle tecnológico básico o concreto.** Ilha Solteira: UNESP/NEPAE, 2002. 33p. Disponível em:
<<http://www.nepae.feis.unesp.br/Apostilas/Controle%20tecnologico%20basico%20do%20concreto.pdf>. Acesso em: 25 jun. 2010.

ASAGA, K.; ISHIZAKI, M.; TAKAHAGH, S.; KONISHI, K; TSURUMI, T.; DAIMON, M. Effect of curing temperature on the hydration of portland cement compounds. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON COMPUTER COMMUNICATION, 9, 1992. Deli. **Conference...** Deli: ICCC, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 9202**: cimento portland e outros materiais em pó – determinação da finura por meio da peneira 0,044 mm (número 325). Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 7218**: .agregados – determinação do teor de argila em torrões e materiais friáveis. Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 7217**: agregados – determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 7215**: cimento portland – determinação da resistência à compressão: Rio de Janeiro, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 5738**: concreto – moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 5739**: concreto – ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 9479**: câmaras úmidas e tanques para cura de corpos-de-prova de argamassa e concreto. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NM 52**: agregado miúdo – determinação de massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NM 65:** cimento portland – determinação do tempo de pega. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NM 49:** agregado miúdo – determinação de impurezas orgânicas. Rio de Janeiro, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NM 76:** cimento portland – determinação da finura pelo método de permeabilidade ao ar (método de Blaine). Rio de Janeiro, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NM 23:** cimento portland e outros materiais em pó – determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6118:** Projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro. 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 8522:** concreto – determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação. Rio de Janeiro, 2008.

ATKINS, P.W. **Physical chemistry**. 5.ed. Melbourne: Oxford University Press, 1994. 877p.

BANFILL, P.F.G. Rheological methods for assessing the flow properties of mortar and related materials. **Construction and Building Materials**, Guildford, v.8, p.43–50, 1994.

BANFILL, P.F.G. Rheology methods for assessing the flow properties for mortar and related materials. **Construction and Building Materials**, Guildford, v.8, n.1, p. 43-49, 1984.

BARBOSA, M. P *et. al.* A influência da adição de finos basálticos nas características reológicas e mecânicas dos concretos auto-adensáveis (CAA). In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, IBRACON, 46, 2004, Florianópolis. **Anais...** Florianópolis: IBRACON, 2004. CD-ROOM.

BARBOSA, M.P. *et al.* Avaliação do comportamento reológico e mecânico da calda de cimento fabricada com microcimentos do tipo MC-30 e MC-20. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, IBRACON, 47, 2005, Recife. **Anais...** Recife: IBRACON, 2005. CD-ROM.

BARNES, H.A.; AND NGUYEN, Q.D. Rotating vane rheometry-a review. **Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics**, Amsterdam, v.98, n.11, p.1-14, 2001.

BARNES, L. A. F. **Structure and performance of cement**. London: Applied Science Publisher, 1983.

BELOHUBY, M.; ALENCAR, R.S.A. Tecnologia do concreto pré-fabricado: Inovações e aplicação. In: MANUAL munte de projetos em pré-fabricados de concreto. 2.ed. S.I.: ABCI, 2007. p. 511-531.

BROWN, T.L.; LeMAY, H.E.; BURSTEN, B.E. **Chemistry** : the central science. 5. ed. Londres: Prentice Hall, 1991. 145 p.

BUCHER, H.R.E. Desempenho de aditivos redutores de água de alta eficiência em pastas, argamassas ou concretos. in: SEMINÁRIO SOBRE ADITIVOS PARA CONCRETO E ARGAMASSA, 30ªC REIBRAC, Rio de Janeiro, Ago. 1998. p.609-625.

CAMARINI, G. **Desempenho de misturas cimento Portland e escória de alto-forno submetidas à cura térmica**. 1995. 252 f. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995.

CARINO, N.J. **The maturity method - CRC handbook on nondestructive testing of concrete**. [S.I.]: CRC Press, 1991. p.101-146.

CARINO, N. J.; LEW, H.S. **The maturity method**: from theory to application. Washington: American Society of Civil Engineers, 2001. 19 p.

CARVALHO A.G. **Energia de ativação dos concretos**: experimentação e modelagem. 2002. 134 f. Dissertação (Mestrado) – Instituto Alberto Luiz Coimbra, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

CASTRO, A. L. **Aplicação de conceitos reológicos na tecnologia dos concretos de alto desempenho**. 2007. 303 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

CAVALCANTI, D. J. H. **Contribuição ao estudo de propriedades do concreto auto-adensável visando sua aplicação em elementos estruturais** 2006. 141 f. Dissertação (Mestrado) - Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2006.

FAVA, C.; FORNASIER, G. Homigones autocompactantes. In: HOMIGONES especiales. Santa Fé: Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, 2004. p. 57-96.

DE LARRARD, F. **Concrete mixture proportioning**. London: E & FN SPON, 1999.

DE LARRARD, F.; BOSE, F.; CATHERINE, C.; DEFLORENNE, F. The AFREM. Method for mix-design of high performance concrete. **Materials and Structures**, London, v.30, p. 439-446, 1997.

DE MELO, A. B. **Influência da cura térmica (vapor) sob pressão atmosférica no desenvolvimento da microestrutura dos concretos de cimento Portland**. 2000. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

EUROPEAN FEDERATION FOR SPECIALIST CONSTRUCTION CHEMICALS AND CONCRETE SYSTEMS (EFNARC). **Specification and guidelines for self-compacting concrete**. In: EFNARC. London, February, 2002. 32 p.

EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações**. São Carlos: EESC – USP, 2000. 456 p.

EUROPEAN STANDARD (EN). **Testing fresh concrete – Part 8: Self-compacting concrete – Slump-flow test**. Brussels: EN, 2007. (EN 12350-8).

EUROPEAN STANDARD (EN). **Testing fresh concrete – Part 9: Self-compacting concrete – V-funnel test**. Brussels: EN, 2007. (EN 12350- 9).

EUROPEAN STANDARD (EN). **Fresh concrete – Part 10: Self-compacting concrete – L-box test**. Brussels: EN, 2007. (EN 12350-10).

EUROPEAN STANDARD (EN). **Testing fresh concrete – Part 10: Self-compacting concrete – Sieve segregation test**. Brussels: EN, 2007. (EN 12350-11).

EUROPEAN STANDARD (EN). **Testing fresh concrete – Part 12: Self-compacting concrete – J-ring test**. Brussels: EN, 2007. (EN 12350-12).

EUROPEAN STANDARD (EN). **Definições e exigências para aditivos de concreto**. Brussels: EN, 2007. (EN 934-2).

EUROPEAN PROJECT GROUP (EPG) – (BIBM; CEMBUREAU; ERMCO; EFCA; EFNARC). **The European guidelines for self compacting concrete**. 63p. 2005.

ERDEM, T.K.; TURANLI, L.; ERDOGAN, T.Y. Setting time: an important criterion to determine the length of the delay period before steam curing of concrete. **Cement and Concrete Research**, Elmsford, v.33, p. 741– 745, 2003.

FAVA, C.; FORNASIER, G. **Homigones autocompactantes**. In: HOMIGONES especiales. Santa Fé: Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, 2004. p. 57-96.

FERRAZ, A.L.N. **Avaliação de retração e fluências do concreto auto-adensável para aplicação em elementos pré-moldados**. 2009. Tese (Doutorado) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2009.

FILHO, J. P.; CARDOSO F. A.; CINCOTTO M. A.; PILEGGI R. G. Técnicas de caracterização reológica de argamassas. **e-Mat - Revista de Ciência e Tecnologia de Materiais de Construção Civil**, Porto Alegre, v.3, n.2, p.103-120, 2002.

FREIESLEBEN, H.P.; PEDERSEN, E.J. **CEB-Guide to durable concrete structures**. Lausanne: Comité Euro-International du Béton , 1985. (Bulletin d'Information, 166).

FREIESLEBEN-HANSEN, P.; PEDERSEN, E.J. Maturity computer for controlled curing and hardening of concrete. **Nordisk Betong**, Stockholm, v.1, p. 21-25, 1977.

GAUTHIER E.; REGOURD, M. **Le durcissement du béton em foction de la température**. In: RILEM International Conference on Concrete at Early Ages, ENPC Paris. 145-150 p, abril - 1982.

GOMES, P.C.C. **Optimization and characterization of high-strength self-compacting concrete**. 2002. 139 f. Tese (Doutorado) – Universitat Politècnica de Catalunya, Spain, Barcelona, 2002.

GOMES, P.C.C.; BARROS, A.R. **Métodos de dosagem de concreto auto-adensável**. São Paulo: Pini, 2009. 160 p.

GROTH, P.; NEMEGEER, D. The use of steel fibres in self-compacting concrete. In: PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM ON SELF-COMPACTING CONCRETE, 1, 1999, Stockholm. **Proceedings of the...** Stockholm: RILEM Publications S.A.R.L, 1999. p. 497-508, 1999.

HANSON, J.A. Optimum steam curing procedure in precasting plants. **American Concrete Institute Journal Proceedings**, Detroit, v.60, p. 75-100, 1963.

HASNI, L.; GALLIAS J. L.; SALOMON, M. **Influence of the curing method on the durability of high performance concretes**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE DURABILITY OF CONCRETE, 89, 1991, Montreal. **Proceedings of the...** Montreal: American Concrete Institute, 1991.

HELENE, P.; TERZIAN, P. **Manual de dosagem e controle do concreto**. São Paulo: PINI, 1993. 349 p.

JONASSON, J.E.; GROTH, P.; HEDLUND, H. Modeling of temperature and moisture field in concrete to study early age movements as a basis for stress analysis. In: INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM ON THERMAL CRACKING IN CONCRETE AT EARLY AGES, 1995, Londres. **Proceedings of the...** Londres: R. Springenschmid, E & EF Spon, 1995. p. 45-52.

KANDA, T.; SAKURAMOTO, F.; SUZUKI, K. Compressive strength of silica fume concrete at higher temperatures. In: INTERNATIONAL CONFERENCE FLY ASH, SILICA FUME, SLAG AND NATURAL POZZOLANS, 4, 1992, Istanbul.

Proceedings of the... Istanbul: American Concrete Institute, 1992.

KANTRO, D. L. Influence of water reducing admixtures on properties of cement pastes - a miniature slump test. **Cement Concrete Aggregates**, Philadelphia, v.2, p. 95-102, 1980.

KIM, T. **Concrete maturity**: a quantitative understanding of how early-age temperature affects the maturity concepts. 2004. 190 f. Thesis (Doctor of Philosophy) - Department of Civil, University of Colorado, Colorado, 2004.

KJELLEN, K.O.; DETWILER, R.J. Later age strength prediction by a modified maturity method. **ACI Material Journal**, Detroit, v.93, p 220-227, 1993.

KOEHLER, E.P.; FOWLER, D.W. **Development of a portable rheometer for fresh Portland cement concrete**. Texas: International Center for Aggregates Research The University of Texas at Austin, 2004. 321p.

McINTOSH, J. D. Electrical curing of concrete. **Magazine of Concrete Research**, London, v.1, p. 21-28, 1949.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto**: estrutura, propriedades e materiais. São Paulo: PINI, 2008. 674 p.

MELO, K.A. **Contribuição à dosagem de concreto auto-adensável com adição de filler calcário**. 2005. 180 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2005.

MINDESS, S.; YOUNG, J.F. **Concrete**. Nova Jersey: Prentice Hall, 1981.

MIRONOV, S.A. Some generalizations in theory and technology of acceleration of concrete hardening. In: RILEM INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE PROBLEMS OF ACCELERATED HARDENING OF CONCRETE IN MANUFACTURING PRECAST REINFORCED CONCRETE UNITS, 1964, Moscou. **Proceedings...** Moscou: RILEM, 1964.

MOUNANGA, P.; BAROGHEL-BOUNY, V.; LOUKILI, A.; KHELIDJ, A. Autogenous deformations of cement pastes: Part I. Temperature effects at early age and micro-macro correlations. **Cement and Concrete Research**, Elmsford, v.36, p.110 - 122, 2006.

NEVILLE, A.M.; DILGER, W. H.; BROOKS, J.J. **Creep of plain and structural concrete**. Londres: Construction Press, 1983. 361 p.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. 2.ed. São Paulo: Pini, 1997. 828 p.

NUNES, S. C. B. **Betão auto-compactável: tecnologia e propriedades**. Porto: Pós-Graduação em Estruturas de Engenharia Civil – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, 2001. 198p.

NURSE, R. W. Steam curing of concrete. **Magazine of Concrete Research**, London, v.1, n.2, p.79-88, 1949.

O'REILLY, V. D. **Método de dosagem de concreto de elevado desempenho**. São Paulo: Pini, 1998. p. 1-113.

OKAMURA, H. Self-compacting high-performance concrete. **Concrete International**, Detroit, v.19, n.7, p. 50-54, 1997.

OKAMURA, H.; OUCHI, M. Self-compacting concrete. **Journal of Advanced Concrete Technology**, v.1, n. 1, p. 5-15, 2003.

OKAMURA, H.; OZAWA, K. Mix-design for self-compacting concrete. **Concrete library of Japan concrete Institute**, Tokyo, v. 25, p.107-120, 1995.

OKAMURA H. Self-compacting concrete. **Structural Concrete**, London, No.1, p.3-17, 2000.

OKAMURA, H. ;OUCHI, M. Self-compacting concrete. development, present use and future. In: PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM ON SELF-COMPACTING CONCRETE, 1, 1997, Stockholm. **Proceedings of the... Stockholm**: RILEM Publications S.A.R.L, 1997. p 3-14.

OZAWA, K. ; OUCHI, M. **A rational mix-design method for mortar in self-compacting concrete.** In: PROCEEDINGS OF THE. 6TH EAST-ASIA PACIFIC CONFERENCE ON STRUTURAL ENGINEERING AND CONSTRUCTION (EASEC-6), 1998, Taipei, ROC, January, 1998. p. 1307-1312.

PERES, L.D.P. **Avaliação de propriedades mecânicas de peças pré-moldadas submetidas à cura térmica pelo método da maturidade:** estudo de caso. 2006. 165 f. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2006.

PERUZZI, A.P. **Comportamento das Fibras de Vidro convencionais em matriz de cimento portland modificada com látex e adição de sílica ativa.** 2002. 111 f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

PINTO, R.C.A. **The Effect of curing temperatures on the development of mechanical proprieties of fresh and hardened high-strenght silica fume mixtures – a maturity approach.** 1997. Dissertation (Phylosophical Doctor) - Cornell University, Ithaca, 1997.

PINTO, R. C. A. **O método da maturidade e sua utilização em construção civil.** In: JORNADAS SUL AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 29, 2000, Punta del Este. **Anais...** Punta del Este: S.n., 2000. CD-ROM.

PINTO, R. C. A. Aplicação do método da maturidade em pavimentos de concreto. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 46, 2004, Vitória. **Anais...** Vitória: S.n., 2004. CD-ROM.

PLANE, R.A.; SIENKO, M. J. **Química.** 5.ed. São Paulo: Nacional, 1977. 650 p.

RASTRUP, E. Heat hydration in concrete. **Magazine of Concrete Research,** London, v.6, n.17, p. 79-92, 1954.

REPETTE, W. L. Concreto de última geração: presente e futuro. In: ISAIA, G. C. **Concreto: ensino, pesquisa e realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. p.1509-1550.

RONCERO, J. **Effect of superplasticizers on the behavior of concrete in the fresh and hardened states: implications for high performance concretes**. 2000. Tese (Doutorado) - Universidade Politécnica de Barcelona, Barcelona, 2000.

SANTOS, F. L. **Estudo teórico-experimental em via de determinação de lei de atrito em escoamentos de fluidos hiperconcentrados**. 2003. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Tecnologias Ambientais) – Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2003.

SAUL, A. G. A. Principles underlying the steel curing of concrete at atmospheric pressure. **Magazine of Concrete Research**, London, v.2, n.6, p. 127 – 140, 1951.

SCHRAMM, G. **Reologia e reometria: fundamentos teóricos e práticos**. São Paulo: Artiber, 2006. p.232, 2006.

SCOARIS, M.R. **Concretos reforçados com fibras: avaliação das propriedades mecânicas por meio do método da maturidade**. 2005. 283 f. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2005.

SHIDELER, J.J.; CHAMBERLIN, W.H. Early strength of concrete as affected by steam curing temperatures. **Journal American Concrete Institute**, Detroit, v.46, p. 273-283, 1949.

SOROKA, I.; JAEGERMANN, C.H.; BENTUR, A. Short-term steam curing and concrete later-age strength. **Materials Construction**, Springer Netherlands, v.11, p.93-96, 1978.

TARTTERSALL, G.H. **The workability of concrete**. Slough, Viewpoint Publication, 1976. (SLOUGH, Viewpoint Publication).

TAYLOR, H. F. W. **Cement chemistry**. London: Academic Press, 1990.

TÜRKEKEL, S.; ALABAS, V. The effect of excessive steam curing on Portland composite cement concrete. **Cement and Concrete Research**, Elmsford, v.35, p. 405-411, 2005.

TUTIKIAN, B. F. **Métodos para dosagem de concretos auto-adensáveis**. 2004. 148 f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

VERBECK, G. J.; HELMUTH, R. H. Structure and physical properties of cement paste. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON THE CHEMISTRY OF CEMENT, 5, 1968, Tokyo. **Proceedings of the....** Tokyo: S.n., 1968. p.1-32.

VODÁK, F.; TRTIK, K.; KAPICHOVA, O.; HOSHOVA, S.; DEMO, P. The effect of temperature on strength – porosity relationship for concrete. **Construction and Building Materials**, Guildford, v.18, p.529-534, 2004.

WALLER, I.; D'ALOIA, L.; CUSSIGH, F.; LECRUX, S. Using the maturity method in concrete cracking control at early ages. **Cement and Concrete Composites**, Barking, v.26, p. 589-599, 2004.

WEAVER, J.; SADGROVE, B.M. **Striking times of formwork-tables of curing periods to achieve given strengths**. London: Construction Industry Research and Information Association, 1971. (Report, 36).

WÜSTHOLZ, T. Fresh Properties of self-compacting concrete (SCC). **Otto-Graf-Journal**, Stuttgart, v.14. p 179-188, 2003.

APÊNDICE I

Ensaio de Kantro

Descrição do ensaio (PERUZZI, 2002)

O procedimento consiste de um tronco de cone feito de material translúcido cujas dimensões são: altura 6,00cm, diâmetro inferior 4,00cm e diâmetro superior 2,00cm, como mostra a Figura II.1.

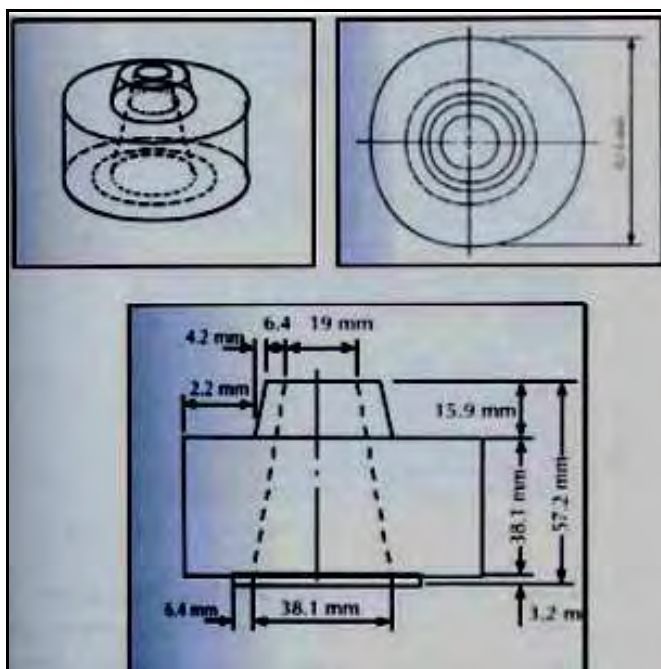


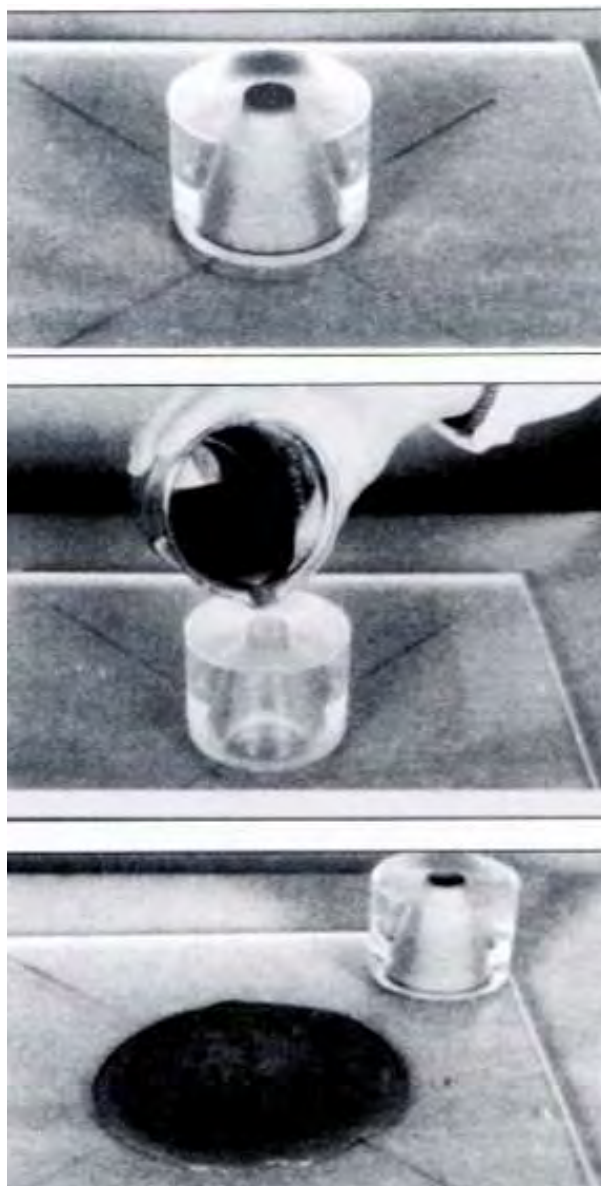
Figura II.1 – Representação esquemática do tronco de cone para ensaio de “mini slump”

Fonte: Kantro, 1980.

O cone é assentado sobre uma placa de vidro plano e liso, nivelado horizontalmente e recebendo um material que lubrificará o contato entre a pasta e a superfície de vidro. Após seu preenchimento com a pasta de cimento e posterior rasamento, o cone é levantado, permitindo que a pasta flua sem nenhum impedimento até o seu equilíbrio em estado de repouso. A área que a projeção vertical do corpo-de-prova

nesta condição abrange sobre a placa de vidro é medida com o paquímetro ou outro procedimento equivalente (BUCHER, 1988).

A Figura II.2 apresenta uma seqüência de fotos mostrando o ensaio de tronco de cone.



II.2 –Seqüência de fotos mostrando o ensaio de tronco de cone.

Fonte: Kantro, 1980.

Segundo Bucher (1988), o método de Kantro utiliza a área de espalhamento correspondente á relação água/cimento de 0,36 como base de referência ou comparação do efeito reológico instantâneo ou diferido de uma pasta de cimento

Portland com água destilada ou desmineralizada. Para um determinado cimento as áreas de espalhamento das pastas com relação a/c entre 0,36 e, ao redor de 0,60 são proporcionais de maneira direta e linear e as divergências com esta tendência provém apenas da uniformidade física e geométrica do substrato (rugosidade, tensão superficial, etc.) ou dos resíduos de pasta que, eventualmente ficam aderidos às paredes internas do molde no lugar de acompanhar a massa de teste no seu espalhamento pelo substrato.

A maneira mais simples de utilizar o método de Kantro é variar as relações a/c de 0,36 a 0,6 para cada cimento; sendo que para mesma relação AC as áreas de espalhamento são completamente diferentes. Obviamente que aquele cimento cuja pasta mais se expande, com uma determinada quantidade fixa de água de amassamento, é o aglomerante que apresenta o menor requerimento de água para atender a certa consistência. Esta é uma característica desejável dos cimentos e pode ser denominada como sensibilidade á água do aglomerante. A partir daí, variando-se as relações a/c para cada cimento, por meio da adição de aditivos redutores de água. (BUCHER, 1988).

APÊNDICE II

A Tabela III-1 apresenta os tempos de escoamento das pastas ensaiadas com o cimento CP II E-32 e a Tabela III-2 apresentam os valores da tensão crítica e da viscosidade aparente dos ensaios utilizando o reômetro.

Tabela III-1 – Determinação do teor de saturação da pasta pelo ensaio de Cone de Marsh.

| Cimento utilizado | Relação a/c | Teor de Fíler (%) | % de aditivo | 5 min (s) | 15 min (s) | 30 min (s) |
|-------------------|-------------|-------------------|--------------|-----------|------------|------------|
| CP II E 32 | 0,40 | 20 | 0,90 | 3 | 3 | 3 |
| | | | 0,80 | 3 | 3 | 3 |
| | | | 0,60 | 5 | 5 | 5 |
| | | | 0,40 | 6 | 7 | 7 |
| | | | 0,20 | 6 | 7 | 9 |
| | | 25 | 0,80 | 3 | 3 | 3 |
| | | | 0,60 | 3 | 3 | 3 |
| | | | 0,40 | 4 | 4 | 4 |
| | | | 0,20 | 8 | 12 | n.e. |
| | | | 0,10 | n.e. | n.e. | n.e. |
| | | 30 | 0,80 | 4 | 4 | 4 |
| | | | 0,60 | 4 | 4 | 4 |
| | | | 0,40 | 5 | 5 | 6 |
| | | | 0,30 | 7 | 8 | 11 |
| | | | 0,20 | 16 | 0 | n.e. |


n.e – não escoou.

Tabela III-2 – Determinação do teor de saturação da pasta pelo ensaio utilizando o reômetro.

| Cimento | Relação a/c | Teor de Fíler (%) | Teor de aditivo (%) | Tempos (min) | σ_c (Pa) | μ_{ap} (Pa.s) p/ deformação de 100 s^{-1} | |
|------------|-------------|-------------------|---------------------|--------------|-----------------|---|-------|
| CP II E 32 | 0,40 | 20 | 0,6 | 5 | 0,977 | 0,121 | |
| | | | | 15 | 0,971 | 0,104 | |
| | | | | 30 | 0,999 | 0,105 | |
| | | | 0,7 | 5 | 0,735 | 0,292 | |
| | | | | 15 | 0,712 | 0,274 | |
| | | | | 30 | 0,743 | 0,233 | |
| | | | 0,8 | 5 | 0,840 | 0,272 | |
| | | | | 15 | 0,732 | 0,241 | |
| | | | | 30 | 0,678 | 0,192 | |
| | | 25 | 0,4 | 0,4 | 5 | 1,420 | 0,493 |
| | | | | | 15 | 2,229 | 0,729 |
| | | | | | 30 | 2,467 | 0,607 |
| | | | 0,5 | 0,5 | 5 | 1,361 | 0,306 |
| | | | | | 15 | 1,409 | 0,324 |
| | | | | | 30 | 1,522 | 0,283 |
| | | | 0,6 | 0,6 | 5 | 1,135 | 0,186 |
| | | | | | 15 | 1,168 | 0,195 |
| | | | | | 30 | 1,168 | 0,177 |

ANEXO I

Ensaio granulometria do fíler basáltico

| | | |
|---|---|-----|
|  Associação Brasileira de Cimento Portland | ÁREA DE TECNOLOGIA - LABORATÓRIO | 1/3 |
| | RELATÓRIO DE ENSAIO Nº 52969 | |
| Interessado: Universidade Estadual Paulista – Júlio de Mesquita Filho | | |
| Endereço: Av. Brasil, Centro 56 – CEP 15385-000 – Ilha Solteira/SP | | |
| Referência: Carta | | |

| | |
|--|----------------------------------|
| Amostra nº: 118083 | Data de entrada: 12.11.08 |
| Material declarado: Fíler de origem basáltica | |
| Objetivo: Determinação da composição granulométrica | |

1. INTRODUÇÃO

Este relatório apresenta os resultados dos ensaios de determinação da composição granulométrica por peneiramento (fração > 0,150mm) e por granulômetro de difração a laser (fração < 0,150mm) de uma amostra de fíler de origem basáltica. Os ensaios foram realizados para a dissertação da Eng. Liane Ferreira dos Santos sob orientação da Prof^a Dra. Mônica Pinto Barbosa.

2. MÉTODOS DE ENSAIO

NBR NM248/03 Agregados - Determinação da composição granulométrica

PO-GT-1043 rev. 00 Distribuição granulométrica a Laser^(*)

3. RESULTADOS

A *Tabela 1* apresenta a composição granulométrica obtida por peneiramento e a *Tabela 2* a distribuição granulométrica completa da amostra em porcentagem acumulada passante, obtida após a realização de ensaios no granulômetro de difração a laser da fração < 0,15mm, que corresponde a 77,0% do material

^(*) O método consiste em verter no porta-amostra do equipamento a laser CILAS - Modelo 1064 alguns gramas de amostra suficientes para atingir o intervalo de concentração recomendado pelo fabricante. A seguir, utilizando-se álcool anidro e ultrassom durante 60 segundos, é efetuada a dispersão da amostra. Uma bomba peristáltica garante a circulação da amostra no porta-amostra. Um fotodiodo a laser emite um feixe de luz que é captado por um sistema óptico que ativa o líquido com o pó a ser analisado. Através de medidas de distribuição de energia dos anéis de difração, é possível a conversão dos sinais em diâmetro de partículas.

Este documento tem significação restrita e diz respeito tão somente à(s) amostra(s) ensaiada(s). Sua reprodução só poderá ser total e depende da aprovação formal deste Laboratório.



TABELA 1 – Análise granulométrica obtida por peneiramento da fração > 0,150mm

| Abertura da Peneira ABNT (mm) | Porcentagem retida individual (em massa) | Porcentagem passante acumulada (em massa) |
|-------------------------------|--|---|
| 2,4 | 1,5 | 98,5 |
| 1,2 | 2,9 | 95,6 |
| 0,50 | 3,4 | 92,2 |
| 0,30 | 3,7 | 88,5 |
| 0,15 | 11,5 | 77,0 |

TABELA 2 – Distribuição granulométrica completa da amostra

| Diâmetro (mm) | Porcentagem passante | Diâmetro (mm) | Porcentagem passante | Diâmetro (mm) | Porcentagem passante |
|---------------|----------------------|---------------|----------------------|---------------|----------------------|
| 19,00 | 100,00 | 0,060 | 52,90 | 0,0070 | 4,63 |
| 9,50 | 100,00 | 0,050 | 46,23 | 0,0050 | 3,92 |
| 4,80 | 100,00 | 0,040 | 37,58 | 0,0040 | 3,48 |
| 2,40 | 98,50 | 0,034 | 30,88 | 0,0034 | 3,21 |
| 1,20 | 95,60 | 0,030 | 25,84 | 0,0030 | 3,01 |
| 0,50 | 92,20 | 0,025 | 19,23 | 0,0024 | 2,63 |
| 0,30 | 88,50 | 0,015 | 8,43 | 0,0015 | 1,64 |
| 0,15 | 77,00 | 0,010 | 5,54 | 0,0012 | 1,36 |
| 0,075 | 61,03 | 0,008 | 4,91 | 0,0010 | 0,69 |

Este documento tem significação restrita e diz respeito tão somente à(s) amostra(s) ensaiada(s). Sua reprodução só poderá ser total e depende da aprovação formal deste Laboratório.

Av. Torres de Oliveira, 76 - CEP 05347-902 - São Paulo/SP - Fone (11) 3760-5300 - Fax (11) 3760-5340 - e-mail: laboratorio@abcp.org.br



Relatório de ensaio nº 52969

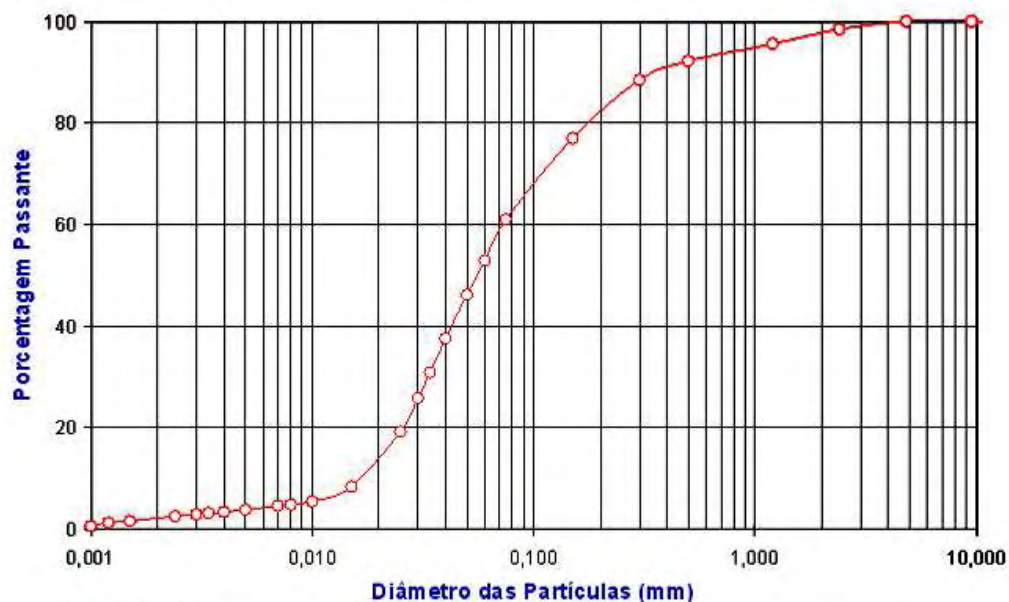



FIGURA 1 – Distribuição granulométrica da amostra de filer de origem basáltica

São Paulo, 21 de novembro de 2008.


 Eng. Flávio André da Cunha Munhoz
 Assessor Técnico


 Geól. Arnaldo Forti Battagin
 Chefe do Laboratório
 CREA 58664

Este documento tem significação restrita e diz respeito tão somente à(s) amostra(s) ensaiada(s). Sua reprodução só poderá ser total e depende da aprovação formal deste Laboratório.

Av. Torres de Oliveira, 76 - CEP 05347-902 - São Paulo/SP - Fone (11) 3760-5300 - Fax (11) 3760-5340 - e-mail: laboratorio@abcp.org.br