

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E
CONSTRUÇÃO CIVIL

LUCAS DA SILVA BARBOZA

**Produção de concretos autoadensáveis com baixo consumo
de cimento e sua influência na aderência aço-concreto**

São Carlos

2018

LUCAS DA SILVA BARBOZA

**Produção de concretos autoadensáveis com baixo consumo
de cimento e sua influência na aderência aço-concreto**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos para a obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil (Estruturas e Construção Civil).

Orientador: Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho.

São Carlos

2018

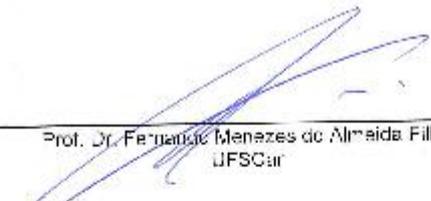


UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil

Folha de Aprovação

Assinaturas dos membros da comissão examinadora que avaliou e aprovou a Defesa de Tese do Doutorado do candidato Lucas da Silva Barboza, realizada em 25/10/2018:



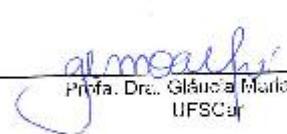
Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho
UFSCar



Profa. Dra. Alessandra Lorenzetti de Castro
FESC/USP



Prof. Lir. Ana Lúcia Homma do Cresce El Debs
FESC/USP



Profa. Dra. Gláucia Maria Calfe
UFSCar



Profa. Dra. Fernanda da Trindade Silva Ferreira
UFSCar

À minha esposa Pâmela pelo companheirismo,
paciência e amor. Aos meus pais Laércio e Ana
Paula pela educação e incentivo.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho não poderia ser concluído sem o auxílio, competência e dedicação de muitos que me ajudaram a tornar essa realização possível. Por esta razão agradeço de maneira especial:

A Deus, pelo maravilhoso dom da vida, pelas bênçãos sem medida, pela oportunidade de concluir mais essa etapa e pelo privilégio de utilizar meus conhecimentos para servi-lo;

A minha querida esposa Pâmela Burke Barboza, amor da minha vida, companheira e amiga incansável, pela sua grande paciência, dedicação, carinho, apoio, incentivo e alegria.

À minha família, pai, mãe, queridas irmãs e sogra pelo apoio emocional, espiritual e principalmente pelas orações, vocês contribuíram muito para eu chegar aqui;

Sou grato ao UNASP-EC pelo crescimento para vida; e principalmente por ter me oferecido suporte necessário no desenvolvimento desta pesquisa, como, por exemplo, os laboratórios e os materiais dos concretos;

Ao meu orientador, professor Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho que me concedeu liberdade para elaborar esta pesquisa, e me auxiliou pacientemente sempre que precisei, por ter caminhado junto comigo, acompanhando e orientando cada passo, minha profunda gratidão por sua incansável e sempre humorada orientação e sua sabedoria nos instantes de maior necessidade;

A colega Izabela Sant'ana Storch, pelo apoio constante no desenvolvimento da pesquisa, sua ajuda foi fundamental, obrigado!

A meu inestimável amigo e companheiro do Curso de Engenharia Civil do UNASP-EC, Prof. Dr. Artur Lenz Sartorti pelos momentos de grande apoio que, direta ou indiretamente, contribuíram para esta pesquisa.

Ao laboratório de materiais e estruturas do UNASP-EC, através de Andrews Magaieski, Cássio Amaral Contin Gomes e Wayne Santana Garcia, que junto a mim, se dedicaram aos ensaios de laboratório, muitas vezes renunciando ao cansaço e a responsabilidades acadêmicas;

Às professoras Dra. Alessandra Lorenzetti de Castro e Dra. Fernanda Giannotti, pela troca de conhecimento e auxílios experimentais.

As empresas Tecnosil e Grace, meu profundo agradecimento pelo material doado à pesquisa.

Enfim, a todos que contribuíram para que este trabalho fosse iniciado e concluído, dedico aqui meus sinceros agradecimentos.

Não te mandei eu? Sê forte e corajoso; não temas, nem te espantes, porque o Senhor, teu Deus, é contigo por onde quer que andares.

Bíblia Sagrada (Josué 1:9)

RESUMO

BARBOZA, B. L. **Produção de concretos autoadensáveis com baixo consumo de cimento e sua influência na aderência aço-concreto.** 2018. 236f. Tese (Doutorado) - Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2018.

O concreto autoadensável (CAA) deve apresentar simultaneamente alta fluidez, coesão e ausência de segregação. No entanto, o atendimento dessas propriedades no estado fresco requer um consumo maior de aglomerantes e adições, e por consequência gerando um aumento de custo na fabricação do concreto. Neste contexto, o presente trabalho busca avaliar a viabilidade da produção de Concretos Autoadensáveis com Baixo Consumo de Cimento (CAABCC), determinando suas propriedades no estado fresco e endurecido. Insumos adequados para a dosagem do CAABCC foram selecionados, caracterizados e o índice ótimo de vazios na etapa do empacotamento entre os agregados determinado. Concretos autoadensáveis com teores de cimento reduzidos, com elevada resistência à compressão e índices de consumo de cimento de 4,50 a 5,45 kg/m³.MPa⁻¹ aos 28 dias foram atingidos, no qual esses valores estão abaixo dos obtidos para este tipo de concreto. Tais resultados, demonstram indícios de que mesmo nas circunstâncias de dosagens com teores de cimento reduzidos, as propriedades no estado fresco e endurecido foram mantidas, não sofrendo assim perdas significativas em relação ao concreto de referência. Portanto, os resultados obtidos indicam que é viável a produção do CAABCC com a fluidez necessária, resistência satisfatória e reduzido consumo de cimento. Isso torna o CAA mais eficiente, com importantes reduções de custos e impacto ambiental sem o comprometimento de suas propriedades.

Palavras-chave: CAABCC, baixo consumo de cimento; arrancamento; durabilidade; aderência.

ABSTRACT

BARBOZA, B. L. **Production of self-compacting concrete with low cement consumption and its influence on steel-concrete bond.** 2018. 236f. Tese (Doutorado) - Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2018.

Self-compacting concrete (SCC) must simultaneously exhibit high fluidity, cohesion and absence of segregation. However, the maintenance of these properties in the fresh state requires a greater consumption of binders and additions, and consequently generating a cost increase in the manufacture of the concrete. In this context, the present work seeks to evaluate the feasibility of the production of Self-Adhesive Concretes with Low Cement Consumption (SCCLCC), determining their properties in the fresh and hardened state. Appropriate inputs for the CAABCC dosage were selected, characterized and the optimal voids index at the packaging step between the aggregates determined. Self-compacting concrete with reduced cement content, with high compressive strength and cement consumption indices of 4.50 to 5.45 kg / m³. MPa⁻¹ at 28 days were reached, in which these values are below those obtained for this type of concrete. These results demonstrate that even under low cement content dosing conditions, the properties in the fresh and hardened state were maintained, thus not suffering significant losses in relation to the reference concrete. Therefore, the results indicate that SCCLCC production with the necessary flowability, satisfactory resistance and reduced cement consumption is feasible. This makes SCC more efficient, with significant cost reductions and environmental impact without compromising its properties.

Keywords: SCCLCC; Low cement consumption; Pull-out; durability; Bond strength.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Interferência do volume de areia sobre a quantidade de argamassa	17
Figura 2.2 Passo a passo para dosagem de Alencar e Helene (2008).....	21
Figura 2.3 Fluxograma do método de dosagem proposto	23
Figura 2.4 Equipamento e dimensões (mm) para o ensaio de espalhamento	26
Figura 2.5 Equipamento e dimensões (mm) do ensaio Funil V	27
Figura 2.6 Equipamento e dimensões (mm) do ensaio caixa L.....	28
Figura 2.7 Modelo de Tubo-U e dimensões (mm)	29
Figura 2.8 Anel-J e suas dimensões (mm).....	30
Figura 2.9 Ensaio da coluna de segregação	31
Figura 3.1 Aderência por adesão ou aderência química	41
Figura 3.2 Aderência por atrito.....	41
Figura 3.3 Aderência mecânica	42
Figura 3.4 Acabamento superficial de fios e barras lisas	43
Figura 3.5 Ruptura por aderência por: (a) fissuração por fendilhamento em concreto não-confinado; (b) arrancamento em concreto confinado	44
Figura 3.6 Fendilhamento longitudinal do concreto.....	45
Figura 3.7 Influência do diâmetro da barra na aderência	49
Figura 3.8 Situações de boa e má aderência para barras horizontais	50
Figura 3.9 Tensões principais no ensaio de arrancamento (<i>pull-out test</i>)	52
Figura 3.10 Desempenho da resistência de aderência e do deslizamento no ensaio de arrancamento	53
Figura 4.1 Procedimento experimental adotado no desenvolvimento do trabalho	58
Figura 4.2 Materiais selecionados para o estudo da dosagem neste trabalho.....	61
Figura 4.3 Esquema de otimização para o CAA	63
Figura 4.4 Ensaio miniabatimento - a) Equipamento utilizado; b) esquema de dimensões do minitronco (mm).....	65
Figura 4.5 a) Pasta de cimento espalhada sobre a placa de vidro; b) Leitura de um dos diâmetros da pasta ensaiada	66
Figura 4.6 Ensaio de índice de fluidez em pastas de cimento para determinação dos teores ótimos de aditivos - Cone Marsh.....	67

Figura 4.7 Modelo para determinação do ponto de saturação - Método AFREM	68
Figura 4.8 Processo de mistura da pasta – a) e b) Argamassadeira de eixo vertical utilizada para misturas das pastas de cimento e c) pasta sendo misturada.....	70
Figura 4.9 Procedimento para obtenção do esqueleto granular dos agregados utilizados na dosagem do concreto a) preenchimento do recipiente com o material; b) razamento da superfície para retirada do excesso de material e c) pesagem do conjunto.....	71
Figura 4.10 Ensaio de caracterização do concreto em estado fresco- a) <i>slum-flow test</i> , b) caixa-L, c) Funil -V e d) Tubo-U	77
Figura 4.11 Produção das amostras – a) moldagem das amostras e b) acondicionamento em tanque de água para cura	78
Figura 4.12 Prensa universal utilizada para caracterização do concreto no estado endurecido	80
Figura 4.13 Ensaio de resistência à compressão de corpo de prova cilíndrico - a) posicionamento da amostra e b) ruptura da amostra.....	80
Figura 4.14 Ensaio de tração na compressão diametral em corpo de prova cilíndrico	81
Figura 4.15 Ruptura de corpo de prova por compressão diametral.....	82
Figura 4.16 Ensaio de resistência à tração na flexão de corpo de prova prismático – a) posicionamento da amostra para o ensaio e b) ruptura no terço médio.....	82
Figura 4.17 Aparato para ensaio dinâmico de corpo de prova cilíndrico empregado nos ensaios – a) aparato completo, b) corpo de prova posicionado para realização do ensaio e c) amostra sendo solicitada	83
Figura 4.18 Determinação do módulo de elasticidade em corpo de prova cilíndrico	84
Figura 4.19 a) Prensa universal de ensaios utilizada b) Ruptura da barra de aço no ensaio de tração à temperatura ambiente.....	86
Figura 5.1 Curva granulométrica (zona utilizável e ótima) do agregado miúdo.....	91
Figura 5.2 Curva granulométrica (zona utilizável e ótima do agregado graúdo	92
Figura 5.3 Empacotamento e índices de vazios dos agregados.....	93
Figura 5.4 Composição do esqueleto granular com suas relações AF/AG e AF/AT	94
Figura 5.5 Curva logarítmica do tempo de escoamento versus teor de SP – A/C = 0,4, SA/C = 0,1 e FC/C = 0,1	95
Figura 5.6 Curva logarítmica do tempo de escoamento versus teor de SP – A/C = 0,4, SA/C = 0,1 e FC/C = 0,2	96
Figura 5.7 Curva logarítmica do tempo de escoamento versus teor de SP – A/C = 0,4, SA/C = 0,1 e FC/C = 0,3	96
Figura 5.8 Curva logarítmica do tempo de escoamento versus teor de SP – A/C = 0,4, SA/C =	

0,1 e FC/C = 0,4	97
Figura 5.9 Obstrução do cone Marsh pela ausência de fluidez da pasta – SP/C = 0,6% e FC/C = 0,4 – (a) Pasta passando pelo funil, (b) e (c) Obstrução do funil durante ensaio.....	98
Figura 5.10 Exemplo de execução a) Preenchimento do minitronco de cone com pasta b) Minitronco de cone preenchido com a pasta de cimento c) Pasta de cimento espalhada sobre a placa de vidro d) Leitura de um dos diâmetros ortogonais de pasta de cimento espalhada	99
Figura 5.11 Ensaio de miniabatimento para relação A/C=0,4 e SA/C=0,1 – 10 minutos.....	99
Figura 5.12 Curva “área de espalhamento versus teor de superplastificante” para pastas de cimento, sílica ativa e fíler calcário (A/C=0,40, SA/C=0,10 e FC/C=0,40).....	101
Figura 5.13 Resultados para os ensaios com pasta (A/C=0,4, SA/C=0,1 e FC/C=0,4) – 10 minutos	102
Figura 5.14 Curva “área de espalhamento versus teor de superplastificante” para pastas de cimento, variando o teor de fíler calcário para o tempo de 10 minutos	102
Figura 5.15 Acréscimo da água de saturação da areia para CAA com 40% de pasta	104
Figura 5.16 CAA com composição de 29% de volume de pasta (5ª tentativa).....	106
Figura 5.17 Estado fresco do concreto da 14ª tentativa - Concreto muito coeso e pouca fluidez	108
Figura 5.18 Distribuição do agregado graúdo na concretagem por volume de pasta, respectivamente: Tentativas 2, 3, 7, 8, 9, 10, 11, 12 e 13.....	109
Figura 5.19 Aspecto dos concretos no estado fresco após ensaio de espalhamento	113
Figura 5.20 Análise do aspecto visual do espalhamento dos concretos produzidos	114
Figura 5.21 Avaliação visual da estabilidade dos concretos	115
Figura 5.22 Ensaio de caixa L para as amostras analisadas. As letras indicam a sequência de execução	116
Figura 5.23 Ensaio do Funil V para os concretos estudados. As letras indicam a sequência de execução	116
Figura 5.24 Execução do ensaio do Tubo U – (a) Moldagem do Tubo-U; (b) Retirada da fôrma para extração das fatias e (c) Extração da porção dos agregados graúdos e retirada da argamassa	117
Figura 5.25 Massa específica do concreto no estado fresco e endurecido	119
Figura 5.26 Resultados de resistência à compressão dos concretos em análise.....	121
Figura 5.27 Corpo de prova submetidos à compressão axial com ruptura cônica – (a) Amostra posicionada na prensa; (b) Amostra submetida à compressão axial e (c) Ruptura cônica.....	122
Figura 5.28 Evolução da resistência à tração por compressão diametral	125

Figura 5.29 Evolução da resistência à tração na flexão.....	129
Figura 5.30 Evolução do módulo de elasticidade estático com a idade dos concretos estudados	131
Figura 5.31 5.32 Relação entre consumo de aglomerantes e resistência à compressão aos 28 dias.....	135
Figura 5.32 Consumo de cimento entre os concretos produzidos e a redução percentual deste consumo dos CAA.....	136
Figura 5.33 Absorção de água por imersão dos concretos	139
Figura 5.34 Índice de vazios dos concretos	139
Figura 5.35 Resultados da absorção capilar dos concretos	141
Figura 5.36 Corpos de prova após ruptura do ensaio de absorção de água por capilaridade: a) CAAR, b) CAABCC1, c) CAABCC2 e d) CAABCC 3.	142
Figura 6.1 Formas do modelo de arrancamento de 6,3 a 16 mm	147
Figura 6.2 Detalhes da montagem das amostras de arrancamento	147
Figura 6.3 Formas de arrancamento utilizadas - a) Barra posicionada contendo o tubo de PVC e apoiada no compensado naval, b) Amostras posicionadas para realização da concretagem c) Disposição das barras e d) Tubo de PVC preenchido pelo EVA	148
Figura 6.4 Amostras de concreto - a) Preenchimento das formas com o concreto b) Amostra moldada sem presença de exsudação ou falta de pasta e c) Amostras desmoldadas dos modelos de arrancamento.....	149
Figura 6.5 Instrumentação do modelo de arrancamento.....	149
Figura 6.6 Aplicação do carregamento para o modelo de arrancamento	150
Figura 6.7 Modelos de arrancamento para o CAAR aos 7 dias para as variadas bitolas - a) 6,3 mm; b) 8,0 mm; c)10,0 mm; d) 12,5 mm e e) 16 mm	154
Figura 6.8 Modelos de arrancamento para o CAAR aos 28 dias para as variadas bitolas - a) 6,3 mm; b) 8,0 mm; c)10,0 mm; d) 12,5 mm e e) 16 mm	155
Figura 6.9 Modelos de CAAR - a) Arrancamento da barra, b) Presença de pasta no trecho aderente da barra no ensaio de arrancamento e c) Dimensões dos trechos aderente e sem aderência.....	159
Figura 6.10 Modelos de arrancamento para o CAABCC1 aos 7 dias para as variadas bitolas - a) 6,3 mm; b) 8,0 mm; c)10,0 mm; d) 12,5 mm e e) 16 mm.....	160
Figura 6.11 Modelos de arrancamento para o CAABCC1 aos 28 dias para as variadas bitolas - a) 6,3 mm; b) 8,0 mm; c)10,0 mm; d) 12,5 mm e e) 16 mm.....	161
Figura 6.12 Amostra CAABCC1-B16-7-1 após ensaio de arrancamento como modo de ruptura	

por fendilhamento - a) amostra após a realização do ensaio rompida, b) visão aproximada do local de ruptura e c) presença do fendilhamento na base da amostra.....	165
Figura 6.13 Modelos de arrancamento para o CAABCC2 aos 7 dias para as variadas bitolas - a) 6,3 mm; b) 8,0 mm; c)10,0 mm; d) 12,5 mm e e) 16 mm.....	166
Figura 6.14 Modelos de arrancamento para o CAABCC2 aos 28 dias para as variadas bitolas - a) 6,3 mm; b) 8,0 mm; c)10,0 mm; d) 12,5 mm e e) 16 mm.....	167
Figura 6.15 Modelos de arrancamento para o CAABCC3 aos 7 dias para as variadas bitolas - a) 6,3 mm; b) 8,0 mm; c)10,0 mm; d) 12,5 mm e e) 16 mm.....	171
Figura 6.16 Modelos de arrancamento para o CAABCC3 aos 28 dias para as variadas bitolas - a) 6,3 mm; b) 8,0 mm; c)10,0 mm; d) 12,5 mm e e) 16 mm.....	172
Figura 6.17 Comportamento da tensão de aderência aço-concreto para todos os concretos aos 7 dias - a) 6,3 mm; b) 8,0 mm; c) 10 mm; d) 12,5 mm e e) 16 mm.....	176
Figura 6.18 Comportamento da tensão de aderência aço-concreto para todos os concretos aos 28 dias - a) 6,3 mm; b) 8,0 mm; c) 10 mm; d) 12,5 mm e e) 16 mm.....	177
Figura 6.19 Análise comparativa dos resultados de resistência de aderência para os concretos estudados aos 7 dias.....	178
Figura 6.20 Análise comparativa dos resultados de resistência de aderência para os concretos estudados aos 28 dias.....	178
Figura 6.21 Resistência média de compressão <i>versus</i> diâmetro de barras - 7 dias - a) CAAR, b) CAABCC1, c) CAABCC2 e d) CAABCC3.....	180
Figura 6.22 Resistência média de compressão <i>versus</i> diâmetro de barras - 28 dias - a) CAAR, b) CAABCC1, c) CAABCC2 e d) CAABCC3.....	181
Figura 6.23 Comparação da tensão de aderência média com o limite da ABNT NBR 6118:2014 - 28 dias - a) CAAR, b) CAABCC1, c) CAABCC2 e d) CAABCC3.....	187
Figura A. 1 Curva granulométrica (zona utilizável e ótima) do agregado miúdo.....	209
Figura A. 2 Resultados das determinações nas amostras de areia fina e média.....	210
Figura A. 3 Massa unitária e índices de vazios resultante em ensaio de empacotamento entre areia fina e areia média.....	213
Figura A. 4 Massa unitária e índices de vazios resultante em ensaio de empacotamento entre agregado graúdo e misturas de areias.....	214
Figura B. 1 1º Tentativa (a) Dosagem com 0,0% de adição de água de saturação do agregado miúdo (b) Dosagem com 9,9% de adição de água de saturação de água do agregado (c) Ensaio	

de espalhamento da dosagem (d) Presença de segregação e exsudação.....	221
Figura B. 2 2° Tentativa (a) Dosagem com 0,0% de adição de água de saturação (b) Dosagem com 2,0% de adição de água de saturação (c) Dosagem com 4,0% de adição de água de saturação (d) Dosagem com 6,0% de adição de água de saturação.....	222
Figura B. 3 3° Tentativa (a) Dosagem com 6,0% de adição de água de saturação (b) Dosagem com 8,0% de adição de água de saturação (c) Dosagem com 10,0% de adição de água de saturação (d) Dosagem com 10,61% de adição de água de saturação.....	222
Figura B. 4 4° Tentativa (a) Dosagem com 0,0% de adição de água de saturação (b) Dosagem com 6,0% de adição de água de saturação (c) Dosagem com 8,0% de adição de água de saturação (d) Dosagem com 8,86% de adição de água de saturação.....	223
Figura B. 5 5° Tentativa (a) Dosagem com 0,0% de adição de água de hidratação (b) Dosagem com 8,0% de adição de água de hidratação (c) Dosagem com 9,0% de adição de água de hidratação (d) Dosagem com 10,0% de adição de água de hidratação.....	223
Figura B. 6 6° Tentativa (a) Dosagem com 0,0% de adição de água de hidratação (b) Dosagem com 6,0% de adição de água de hidratação (c) Dosagem com 7,0% de adição de água de hidratação (d) Dosagem com 8,0% de adição de água de hidratação.....	224
Figura B. 7 7° Tentativa (a) Dosagem com 0,0% de adição de água de saturação (b) Dosagem com 6,0% de adição de água de saturação (c) Dosagem com 7,0% de adição de água de saturação	224
Figura B. 8 8° Tentativa (a) Dosagem com 0,0% de adição de água de saturação (b) Dosagem com 6,0% de adição de água de saturação (c) Dosagem com 7,0% de adição de água de saturação (d) Dosagem com 7,15% de adição de água de saturação.....	225
Figura B. 9 9° Tentativa (a) Dosagem com 6,0% de adição de água de saturação (b) Dosagem com 7,0% de adição de água de saturação (c) Dosagem com 7,22% de adição de água de saturação	225
Figura B. 10 10° Tentativa (a) Dosagem com 0,0% de adição de água de saturação (b) Dosagem com 3,34% de adição de água de saturação.....	226
Figura B. 11 11° Tentativa (a) Dosagem com 0,0% de adição de água de saturação (b) Dosagem com 6,0% de adição de água de saturação.....	226
Figura B. 12 12° Tentativa (a) Dosagem com 0,0% de adição de água de saturação (b) Dosagem com 5,0% de adição de água de hidratação (c) Dosagem com 6,0% de adição de água de hidratação (d) Dosagem com 6,75% de adição de água de saturação	227
Figura B. 13 13° Tentativa - Dosagem com adição de água de saturação (a) 0,0% (b) 5,0% (c) 6,0% (d) 7,0% e (e) 7,68%	227

Figura B. 14 14° Tentativa (a) Dosagem com 0,0% de adição de água de hidratação (b) Dosagem com 5,0% de adição de água de hidratação (c) Dosagem com 10,68% de adição de água de hidratação	228
Figura B. 15 16 Espalhamento das dosagens auxiliares dos concretos autoadensáveis com baixo consumo de cimento	228
Figura B. 16 Espalhamento das dosagens auxiliares dos concretos autoadensáveis com baixo consumo de cimento	229
Figura B. 17 Espalhamento das dosagens auxiliares dos concretos autoadensáveis com baixo consumo de cimento	229
Figura B. 18 Espalhamento das dosagens auxiliares dos concretos autoadensáveis com baixo consumo de cimento	230
Figura B. 19 Resistência à compressão dos concretos auxiliares para as idades de 3, 7 e 28 dias	232
Figura B. 20 Resistência à tração por compressão diametral, em MPa, dos corpos de prova dos concretos auxiliares	234

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 Características do concreto para atendimento de requisitos de durabilidade	14
Tabela 2.2 Volume de pasta adotado para o CAA por diversos pesquisadores	16
Tabela 2.3 Volume de areia sobre o volume de argamassa adotado para o CAA.....	17
Tabela 2.4 Classificação do CAA em termos de espalhamento em função da sua aplicação ..	32
Tabela 2.5 Classificação do CAA em termos de habilidade passante em função da sua aplicação	32
Tabela 2.6 Classificação do CAA em termos de viscosidade plástica em função da sua aplicação	33
Tabela 4.1 Metodologia verificadas para a sequência de mistura da pasta de cimento	69
Tabela 4.2 Ensaio de caracterização do aço, concreto e número de amostras	79
Tabela 5.1 Propriedades físicas, químicas e mecânicas do cimento	89
Tabela 5.2 Propriedades físico-químicas da sílica ativa.....	89
Tabela 5.3 Propriedades físico-químicas do fíler calcário	89
Tabela 5.4 Características principais do aditivo utilizado.....	90
Tabela 5.5 Caracterização física do agregado miúdo	90
Tabela 5.6 Caracterização física do agregado graúdo	91
Tabela 5.7 Composição ideal entre brita e areia.....	93
Tabela 5.8 Teores de superplastificante (Teor ótimo) para as misturas analisadas.....	98
Tabela 5.9 Valores observados para os ensaios de miniabatimento – 10 minutos.....	100
Tabela 5.10 Características da matriz pasta de cimento e/ou de aglomerantes a serem incorporadas às misturas de concretos autoadensáveis.	103
Tabela 5.11 Consumo de materiais para elaboração dos concretos auxiliares (kg/m ³).....	105
Tabela 5.12 Consumo de materiais para elaboração dos concretos auxiliares (kg/m ³).....	107
Tabela 5.13 Valores recomendados para ensaios de aceitação do CAA.....	109
Tabela 5.14 Composição do concreto de Referência (CAAR).....	111
Tabela 5.15 Parâmetros da dosagem do concreto de referência.....	111
Tabela 5.16 Consumo de materiais, por m ³ , de concreto das dosagens de baixo consumo de cimento (kg/m ³)	112
Tabela 5.17 Parâmetros das dosagens de baixo consumo de cimento.....	112
Tabela 5.18 Caracterização dos concretos de referência e de baixo consumo de cimento no estado fresco	113

Tabela 5.19 Massa específica média do concreto no estado fresco.....	118
Tabela 5.20 Massa específica média no estado endurecido aos 28 dias.....	118
Tabela 5.21 Características estatísticas da resistência à compressão do concreto de referência – CAAR.....	120
Tabela 5.22 Características estatísticas da resistência à compressão dos concretos com baixo consumo de cimento – CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3.....	120
Tabela 5.23 Teste de variância para a resistência à compressão para as idades de 3, 7, 28 e 91 dias.....	123
Tabela 5.24 Estatística descritiva e teste de Tukey da resistência à compressão em função do consumo de cimento.....	124
Tabela 5.25 Características estatísticas da resistência à tração por compressão diametral do concreto de referência – CAAR.....	126
Tabela 5.26 Características estatísticas da resistência à tração por compressão diametral dos concretos com baixo consumo de cimento – CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3.....	126
Tabela 5.27 Características estatísticas da resistência à tração por compressão diametral dos concretos com baixo consumo de cimento – CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3.....	127
Tabela 5.28 Relações entre resistência à tração por compressão diametral e compressão axial aos 28 dias.....	128
Tabela 5.29 Características estatísticas da resistência à tração por flexão dos concretos com baixo consumo de cimento e de referência – CAAR, CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3.....	128
Tabela 5.30 Características estatísticas da resistência à tração por flexão dos concretos com baixo consumo de cimento – CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3.....	130
Tabela 5.31 Resultados dos ensaios de módulo de elasticidade estático dos concretos analisados.....	131
Tabela 5.32 Características estatísticas do módulo de elasticidade dos concretos analisados aos 28 e 91 dias.....	132
Tabela 5.33 Consumos de cimento, material cimentício, clínquer e emissão de CO ₂ para as quatro dosagens analisadas.....	133
Tabela 5.34 Consumos de cimento, material cimentício, clínquer e emissão de CO ₂ para as quatro dosagens analisadas relativos à resistência à compressão aos 28 e 91 dias (kg/m ³ /MPa).....	134
Tabela 5.35 Custos unitários dos materiais empregados (R\$/kg).....	136
Tabela 5.36 Custos unitários dos materiais empregados (R\$/kg).....	137

Tabela 5.37 Absorção de água por imersão, índice de vazios (I. V.) e massa específica dos concretos em análise.....	138
Tabela 5.38 Absorção de água por capilaridade para os concretos analisados	140
Tabela 5.39 Resultado do ensaio de tração em barras nervuradas (CA-50).....	143
Tabela 6.1 Nomenclatura dos modelos de arrancamento	146
Tabela 6.2 Instrumentos e equipamentos utilizados.....	151
Tabela 6.3 Limites estabelecidos para o critério de qualidade	153
Tabela 6.4 Variação da força de ruptura nos ensaios de arrancamento para o CAAR aos 7 dias	156
Tabela 6.5 Variação da força de ruptura nos ensaios de arrancamento para o CAAR aos 28 dias	156
Tabela 6.6 Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento para o CAAR aos 7 dias	157
Tabela 6.7 Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento para o CAAR aos 28 dias	158
Tabela 6.8 Variação da força de ruptura nos ensaios de arrancamento para o CAABCC1 aos 7 dias.....	162
Tabela 6.9 Variação da força de ruptura nos ensaios de arrancamento para o CAABCC1 aos 28 dias.....	162
Tabela 6.10 Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento para o CAABCC1 aos 7 dias	163
Tabela 6.11 Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento para o CAABCC1 aos 28 dias	164
Tabela 6.12 Variação da força de ruptura nos ensaios de arrancamento para o CAABCC2 aos 7 dias.....	168
Tabela 6.13 Variação da força de ruptura nos ensaios de arrancamento para o CAABCC2 aos 28 dias.....	168
Tabela 6.14 Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento para o CAABCC2 aos 7 dias	169
Tabela 6.15 Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento para o CAABCC2 aos 28 dias	170
Tabela 6.16 Variação da força de ruptura nos ensaios de arrancamento para o CAABCC3 aos 7 dias.....	173
Tabela 6.17 Variação da força de ruptura nos ensaios de arrancamento para o CAABCC3 aos 28 dias.....	173
Tabela 6.18 Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento para o CAABCC3 aos 7 dias	174
Tabela 6.19 Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento para o CAABCC3 aos 28 dias	175

Tabela 6.20 Relação tensão de aderência média e resistência à compressão aos 28 dias	182
Tabela 6.21 Comparação entre deslizamento último e tensão última - 28 dias.....	183
Tabela 6.22 Valores de resistência de aderência de cálculo - 28 dias	184
Tabela 6.23 Relação dos valores experimentais e ABNT NBR 6118:2014 - 28 dias	185
Tabela 6.24 Relação dos valores experimentais e CEB-FIP (2010) - 28 dias.....	186
Tabela A. 1 Distribuição granulométrica dos agregados.....	208
Tabela A. 2 Resultados de massa unitária no estado solto - AREIA FINA	210
Tabela A. 3 Resultados de massa unitária no estado solto - AREIA MÉDIA	210
Tabela A. 4 Resultados de massa unitária no estado solto - BRITA 0.....	211
Tabela A. 5 Resultados de massa específica das amostras de areia fina e areia média.....	211
Tabela A. 6 Resultados de massa específica das amostras de brita 0.....	211
Tabela A. 7 Composição ideal entre areia fina e areia média	212
Tabela A. 8 Composição ideal entre areia média e areia fina	212
Tabela A. 9 Composição ideal entre mistura de areias e agregado graúdo	213
Tabela A. 10 Composição ideal entre agregado graúdo e mistura de areias	214
Tabela A. 11 Ensaio de funil Marsh - Tempo de escoamento versus teor de SP – A/C = 0,4, SA/C = 0,1 e FC/C = 0,1	215
Tabela A. 12 Ensaio de funil Marsh - Tempo de escoamento versus teor de SP – A/C = 0,4, SA/C = 0,1 e FC/C = 0,2	215
Tabela A. 13 Ensaio de funil Marsh - Tempo de escoamento versus teor de SP – A/C = 0,4, SA/C = 0,1 e FC/C = 0,3	216
Tabela A. 14 Ensaio de funil Marsh - Tempo de escoamento versus teor de SP – A/C = 0,4, SA/C = 0,1 e FC/C = 0,4	216
Tabela A. 15 Ensaio de miniabatimento - A/C = 0,4, SA/C = 0,1 e FC/C = 0,1.....	217
Tabela A. 16 Ensaio de miniabatimento - A/C = 0,4, SA/C = 0,1 e FC/C = 0,2.....	218
Tabela A. 17 Ensaio de miniabatimento - A/C = 0,4, SA/C = 0,1 e FC/C = 0,3.....	219
Tabela A. 18 Ensaio de miniabatimento - A/C = 0,4, SA/C = 0,1 e FC/C = 0,4.....	220
Tabela B. 1 Propriedades no estado fresco dos concretos autoadensáveis com baixo consumo de cimento auxiliares	230
Tabela B. 2 Propriedades no estado fresco dos concretos autoadensáveis com baixo consumo de cimento auxiliares	231
Tabela B. 3 Resistência à compressão, em MPa, dos corpos de prova dos concretos auxiliares	

.....	231
Tabela B. 4 Resistência à compressão, em MPa, dos corpos de prova dos concretos auxiliares	
.....	232
Tabela B. 5 Resistência à tração por compressão diametral, em MPa, dos corpos de prova dos concretos auxiliares	
.....	233
Tabela B. 6 Resistência à tração por compressão diametral, em MPa, dos corpos de prova dos concretos auxiliares	
.....	233
Tabela B. 7 Custos dos materiais das dosagens dos concretos auxiliares	234
Tabela B. 8 Custos dos materiais das dosagens dos concretos auxiliares	235
Tabela B. 9 Valores de massa obtidos no ensaio de absorção por capilaridade nos concretos analisados aos 28 dias	235
Tabela B. 10 Valores de massa obtidos no ensaio de absorção por imersão nos concretos aos 28 dias	236

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas;

A/C – Relação Água/Cimento;

ACI – *American Concrete Institute* (Instituto Americano no Concreto);

ASTM - *American Society for Testing and Materials* (Sociedade Americana de Testes e Materiais);

BS – *British Standard* (Norma Britânica);

CA – Concreto Armado;

CAA – Concreto Autoadensável;

CAAR – Concreto Autoadensável de referência;

CAABCC – Concreto Autoadensável com Baixo Consumo de Cimento;

CC – Concreto Convencional;

CO₂ – Dióxido de carbono;

CP – Cimento Portland;

Cp – Corpo de Prova;

DIN – *German Institute for Standardization* (Norma Alemã);

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte;

EN – *European Committee for Standardization* (Norma Européia);

EPUSP – Escola Politécnica da Universidade Estadual de São Paulo;

F/C – Relação Fíler/Cimento;

IBRACON – Instituto Brasileiro de Concreto;

IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas;

NBR – Norma Brasileira;

PVC – Policloreto de Vinila;

SA/C – Relação Sílica ativa/Cimento;

SP – Superplastificante;

UNASP - EC – Centro Universitário Adventista de São Paulo campus Engenheiro Coelho;

LISTA DE SÍMBOLOS

Unidades de Medida

°C – graus celsius;

cm – centímetro;

g – gramas;

k – quilo;

kg/m³ – consumo (quilo/ metro cúbico);

m – metro;

m³ – metro cúbico;

mm – milímetro;

MPa – megapascals;

N – Newton;

s – segundo;

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	1
1.1	Justificativa	3
1.2	Objetivos.....	4
1.2.1	Objetivo geral	4
1.2.2	Objetivos específicos	4
1.3	Metodologia.....	4
1.4	Estrutura do trabalho	5
2.	CONCRETO AUTOADENSÁVEL COM BAIXO CONSUMO DE CIMENTO...7	
2.1	Conceitos do concreto autoadensável com baixo consumo de cimento	7
2.2	Conceito de durabilidade de concretos.....	10
2.3	Indicadores de baixo consumo de consumo de cimento.....	12
2.4	Diretrizes normativas de consumo de cimento	13
2.5	Requisitos básicos de mistura do CAA e/ou CAABCC.....	15
2.5.1	Volume de pasta	15
2.5.2	Teor de argamassa	16
2.5.3	Teor de agregado graúdo	17
2.6	Métodos de dosagem do concreto autoadensável	18
2.6.1	Método de Gomes, Gettu e Agulló.....	19
2.6.2	Método Tutikian e Dal Molin.....	20
2.6.3	Método de Alencar e Helene	21
2.6.4	Método de Repette-Melo	22
2.7	Cuidados na produção e aplicação do CAABCC	23
2.8	Avaliação do CAABCC no estado fresco.....	25
2.8.1	Espalhamento (<i>Slump-Flow test</i>).....	25
2.8.2	Funil V (<i>V-funnel test</i>).....	26
2.8.3	Caixa L (<i>L-box test</i>).....	27
2.8.4	Tubo -U (<i>U-pipe test</i>)	28
2.8.5	Anel-J (<i>J-ring</i>)	29
2.8.6	Ensaio da coluna de segregação	30
2.8.7	Limites da ABNT NBR 15823:2017 para concretos autoadensáveis em estado	

2.9	Vantagens adquiridas com baixo consumo de cimento.....	33
2.10	Considerações finais	38
3.	ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO	39
3.1	Considerações iniciais	39
3.2	Componentes da aderência	40
3.2.1	Aderência por adesão.....	40
3.2.2	Aderência por atrito	41
3.2.3	Aderência mecânica.....	42
3.3	Mecanismo de ruptura	43
3.4	Fatores que influenciam o comportamento da aderência.....	47
3.4.1	Propriedades do concreto no estado fresco e endurecido	47
3.4.2	Características físicas e geométricas das barras	48
3.4.3	Posição da barra na concretagem.....	50
3.4.4	Cobrimento e espaçamento das barras da armadura.....	51
3.4.5	Temperatura.....	51
3.5	Aspectos sobre o ensaio de arrancamento.....	51
3.5.1	Ensaio de arrancamento direto: “Pull – out test”	52
3.6	Parâmetros normativos para determinação da aderência.....	53
3.7	Considerações finais	56
4.	MATERIAIS E METODOLOGIA EXPERIMENTAL.....	58
4.1	Materiais utilizados	59
4.1.1	Cimento	59
4.1.2	Sílica ativa	59
4.1.3	Fíler calcário	59
4.1.4	Aditivo superplastificante.....	60
4.1.5	Agregado miúdo	60
4.1.6	Agregado graúdo	60
4.2	Ensaio preliminares para determinação do CAABCC.....	61
4.2.1	Proposta para determinação do concreto autoadensável	61
4.2.1.2	<i>Ensaio de miniabatimento (Kantro)</i>	<i>65</i>
4.2.1.3	<i>Ensaio de cone Marsh</i>	<i>66</i>
4.2.1.4	<i>Pasta de cimento: procedimento de mistura</i>	<i>68</i>
4.2.1.5	<i>Etapa esqueleto granular</i>	<i>70</i>
4.2.1.6	<i>Etapa concreto.....</i>	<i>72</i>

4.2.2	Concretos auxiliares	75
4.3	Definição das dosagens dos concretos.....	75
4.3.1	Parâmetros adotados para as dosagens	76
4.3.2	Concreto autoadensável com baixo consumo de cimento (CAABCC).....	76
4.4	Concreto no estado fresco	76
4.4.1	Massa específica no estado fresco	78
4.5	Concreto no estado endurecido	79
4.5.1	Resistência à compressão axial.....	80
4.5.2	Resistência à tração por compressão diametral	81
4.5.3	Resistência à tração na flexão.....	82
4.5.4	Módulo de elasticidade dinâmico	83
4.5.5	Módulo de elasticidade estático.....	84
4.5.6	Absorção de água por imersão.....	84
4.5.7	Absorção de água por capilaridade.....	85
4.6	Caracterização da propriedade mecânica do aço.....	86
4.7	Considerações finais	87
5.	DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS E QUESITOS DE DURABILIDADE DO CAABCC.....	88
5.1	Caracterização dos materiais empregados.....	88
5.1.1	Cimento	88
5.1.2	Sílica ativa	89
5.1.3	Fíler calcário	89
5.1.4	Aditivo superplastificante.....	90
5.1.5	Agregado miúdo	90
5.1.6	Agregado graúdo	91
5.2	Ensaio preliminares	92
5.2.1	Empacotamento dos agregados	92
5.2.2	Avaliação dos aditivos.....	95
5.2.3	Concretos auxiliares	103
5.3	Dosagens dos concretos	110
5.3.1	Concreto autoadensável de referência	110
5.3.2	Concreto autoadensável com baixo consumo de cimento (CAABCC).....	111
5.4	Concreto no estado fresco	113
5.5	Ensaio físicos e mecânicos do concreto no estado endurecido	117

5.5.1	Massa específica do concreto	118
5.5.2	Resistência à compressão axial.....	119
5.5.3	Resistência à tração por compressão diametral	125
5.5.4	Relação entre a resistência à tração e resistência à compressão.....	127
5.5.5	Resistência à tração na flexão.....	128
5.5.6	Módulo de elasticidade estático.....	130
5.5.7	Módulo de elasticidade dinâmico	132
5.5.8	Indicadores de consumo de cimento.....	133
5.5.9	Análise da viabilidade econômica	136
5.5.10	Absorção de água por imersão e índice de vazios	138
5.5.11	Absorção de água por capilaridade.....	140
5.6	Caracterização da propriedade mecânica do aço.....	142
5.7	Conclusões	143
6.	INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL DA ADERÊNCIA CAABCC E AÇO	145
6.1	Programa experimental	145
6.2	Geometria dos modelos	146
6.2.1	Moldagem e cura dos modelos	148
6.3	Instrumentação do ensaio de arrancamento	149
6.4	Modelos de arrancamento	151
6.4.1	Parâmetros para análise da resistência de aderência	152
6.5	Ensaio de arrancamento de 7 e 28 dias – CAAR, CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3.....	153
6.5.1	Modelos do concreto autoadensável de referência - CAAR.....	153
6.5.2	Modelos do concreto autoadensável com baixo consumo de cimento - CAABCC1 160	
6.5.3	Modelos do concreto autoadensável de baixo consumo de cimento - CAABCC2 165	
6.5.4	Modelos do concreto autoadensável de baixo consumo de cimento – CAABCC3 171	
6.5.5	Comportamento da tensão de aderência	176
6.5.6	Efeito da resistência à compressão do concreto e efeito do diâmetro da barra ..	178
6.5.7	Efeito da redução do consumo de cimento.....	181
6.5.8	Análise comparativa entre os modelos teóricos normativos e experimentais para determinação da aderência.....	184

6.6	Conclusões	187
7.	CONCLUSÕES	189
7.1	Parâmetros de dosagem	189
7.2	Estado fresco do concreto	190
7.3	Estado endurecido do concreto	191
7.4	Resistência de aderência aço <i>versus</i> concreto.....	193
7.5	Considerações finais	194
7.6	Sugestões para novas pesquisas.....	195
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	196
	APÊNDICE A - CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS CONSTITUINTES DAS DOSAGENS	208
A.1	Agregados	208
A.2	Esqueleto granular.....	211
A.3	Avaliação do aditivo.....	215
	APÊNDICE B – RESULTADOS DOS ENSAIOS FÍSICOS-MECÂNICOS DOS CONCRETOS AUTOADENSÁVEIS NO ESTADO FRESCO E ENDURECIDO.....	221
B.1	Resultados dos concretos no estado fresco.....	221
B.2	Resultados dos concretos no estado endurecido.....	231
B.3	Resultados dos ensaios de durabilidade	235

1. Introdução

A premissa básica para um bom funcionamento do concreto armado é a eficiência apresentada pela ligação aço-concreto. Portanto, a aderência existente entre esses materiais tem sido objeto de estudo de diversos pesquisadores. Almeida Filho (2006) afirmou que essa ligação é o mecanismo que caracteriza o concreto armado pois a condição de que haja aderência entre a superfície da barra de aço e o concreto adjacente define o comportamento das estruturas obtidas. A aderência depende, além das características da barra de aço, das propriedades do concreto e, portanto, seu estudo passa pelo conhecimento dos materiais envolvidos na sua produção.

Com o crescente avanço tecnológico dos materiais e das técnicas da construção civil, misturas de concretos especiais¹ tem surgido na tentativa de superar as deficiências apresentadas pelos concretos convencionais e atender aos requisitos da sustentabilidade (BARBOZA, 2016).

As características do concreto convencional no estado fresco e endurecido são diferentes do Concreto Autoadensável (CAA). O concreto autoadensável deve apresentar alta fluidez e simultaneamente a estabilidade da mistura proporcionando, assim, propriedades como capacidade de preenchimento de vazios, capacidade de vencer obstáculos e resistência à segregação (PELISSER; VIEIRA; BERNARDIN, 2018). Este tipo de concreto é uma evolução do concreto convencional de cimento Portland e o seu uso proporciona alta qualidade e durabilidade, contribuindo para a sustentabilidade dos sistemas construtivos (NAJIM; HALL, 2012).

Entretanto, para garantir ao CAA uma fluidez elevada, sem a presença da segregação, grandes quantidades de finos ou materiais ligantes são empregados para garantir a qualidade do produto (SUKUMAR; NAGAMANI; RAGHAVAN, 2008). Jagadish, Sudharshan e Ranganath

¹ O termo especial não significa que sejam raros ou desnecessários, mas que se tratam de propriedades específicas que são desejáveis em determinados momentos.

(2003) ainda complementaram que o consumo de cimento para concretos autoadensáveis pode chegar na ordem de 450 a 600 kg/m³ de concreto.

Diante do contexto industrial, regido pelas elevadas emissões de CO₂, oriundas do processo de fabricação do cimento, a produção de concretos mais eficientes com consumo de cimento relativamente reduzido, torna-se importante para o avanço do concreto autoadensável, contribuindo para a redução de impactos ambientais e econômicos (ALI; SAIDUR; HOSSAIN, 2011).

Fundamentado neste contexto, o Concreto Autoadensável com Baixo Consumo de Cimento (CAABCC) pode oferecer vantagens únicas e desempenho mecânico diferenciado, provando, que não é necessário um alto consumo de cimento para obtenção de resistência e durabilidade.

Pode-se considerar o CAABCC como uma evolução tecnológica dos concretos tradicionais, oriundo da pesquisa aplicada e resultado da combinação de materiais comuns e de fácil aquisição no mercado da construção civil, e de dois novos componentes: as adições minerais e os aditivos químicos, no qual contribuem para redução da porosidade e da permeabilidade do concreto.

Por se tratar de uma representação da evolução tecnológica do concreto, alguns fatores importantes devem ser considerados para que seja possível a produção do mesmo, como controle da temperatura e umidade (tanto do ambiente como a dos materiais), equipamentos de mistura e transportes mais eficientes, refinamento dos processos executivos para produção do concreto e conhecimento da interação entre os materiais constituintes.

As dúvidas pertinentes sobre a durabilidade de concretos de baixo consumo de cimento e a sua projeção no futuro justificam a avaliação da durabilidade e da resistência destes concretos.

Possivelmente novos limites para consumos mínimos de cimento possam ser estabelecidos, não apenas adotando o parâmetro de resistência, mas, sobretudo, de desempenho. O acompanhamento da viabilidade técnica e da viabilidade econômica deve ser simultâneo. Um bom desempenho financeiro não se restringe apenas à diminuição dos custos empregados inicialmente, mas, também à obtenção de bom desempenho e durabilidade para que ocorra a redução dos custos de manutenção e, assim, gerando um aumento de vida útil (REBMANN, 2011).

No estudo da aderência, entretanto, nada foi observado com relação ao comportamento dessa relação com a utilização de concretos autoadensáveis com baixo consumo de cimento.

Dentre as pesquisas existentes, cabe destacar os estudos de Ferguson e Thompson (1962), Losberg e Olsson (1979), Azizinamini *et al.* (1993), Hwang *et al.* (1996), Tholen e Darwin (1998), Hamad (1995), Azizinamini *et al.* (1999) e Almeida Filho (2006). Segundo esses pesquisadores, muito sobre o comportamento da aderência aço-concreto falta ser estudado, pois, fatores como resistência à compressão do concreto, o consumo de cimento, a presença de fibras metálicas, o comprimento de ancoragem, o grau de confinamento e, a quantidade de armadura utilizada, são fatores que possuem uma infinidade de variáveis interdependentes que interferem na ligação aço-concreto.

Em resumo, o CAABCC tem um forte potencial para revitalizar a infraestrutura das edificações, e das novas infraestruturas, tornando-as resistente e de longa duração.

A tecnologia dos concretos estruturais, apoiada em princípios científicos, tem dado sua contribuição para este desafio. O desenvolvimento de concretos com o uso intensivo de superplastificantes, uso de adições minerais provenientes de resíduos industriais e o empacotamento de partículas tem permitido a redução do consumo de aglomerantes, sem prejuízo na durabilidade. Vale mencionar que os recursos tecnológicos já existem, cabendo apenas à indústria da construção a sua popularização e aplicação (BARBOZA, 2016).

1.1 Justificativa

Este trabalho é parte de uma linha de pesquisa sobre a ligação aço-concreto, a qual contribui para o desenvolvimento do conhecimento do comportamento estrutural do concreto armado. O fenômeno aqui estudado é de extrema relevância, haja vista que a própria definição de concreto armado se condiciona à sua existência.

O estudo da aderência entre o aço e o concreto envolve uma grande quantidade de variáveis, sendo que algumas delas ainda não têm sua influência completamente estabelecida. Dentre essas, destacam-se a necessidade de maiores informações a respeito do comportamento da aderência em concretos autoadensáveis com baixo consumo de cimento, por haver ausência de dados a respeito, da tecnologia de concretos autoadensáveis com baixo consumo de cimento no país e de sua influência no comportamento da aderência aço-concreto; exploração e compreensão do comportamento da aderência com a variação dos teores de cimento nos concretos desenvolvidos e da interferência do diâmetro das barras de aço. E, por fim, a

contribuição de maneira direta com o desenvolvimento e comportamento mecânico de concretos com consumos de cimentos reduzidos.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

Estudar o comportamento da aderência aço-concreto em situações de arrancamento de barras, no qual o concreto a ser estudado é do tipo autoadensável com consumo de cimento reduzido.

1.2.2 Objetivos específicos

- Dosar concretos autoadensáveis com baixo consumo de cimento;
- Avaliar as principais propriedades mecânicas destes concretos, avaliando a evolução das mesmas ao longo do tempo;
- Avaliar a influência do consumo de cimento sobre a resistência à compressão, módulo de elasticidade estático e dinâmico, resistência à tração por compressão diametral, tração na flexão, na aderência aço-concreto e nas propriedades físicas desses concretos;
- Analisar os consumos de cimento, material cimentício suplementar, clínquer e emissão de CO₂ para os concretos em análise para 1 m³ de concreto;
- Analisar a influência dos variados diâmetros de barra na aderência aço-concreto.

1.3 Metodologia

De modo a atingir os objetivos propostos para a pesquisa, que se baseia em um estudo teórico-experimental, esta foi dividida em três partes: revisão bibliográfica, programa experimental e análise dos resultados.

A primeira parte da pesquisa será composta de uma revisão bibliográfica abrangendo, principalmente, os seguintes temas: estudo da aderência aço-concreto, concretos autoadensável com baixo consumo de cimento; estado da arte dos ensaios de resistência de aderência, a fim de se identificar os parâmetros que possuem maior influência no seu comportamento.

A segunda parte da pesquisa, que será realizada em comunhão com a terceira parte, trata da investigação experimental que avaliará os mecanismos da aderência mediante aos esforços solicitantes com o emprego dos materiais desenvolvidos, entre elas, o estudo da resistência de aderência entre a barra de aço e o concreto autoadensável com baixo consumo de cimento. Para isso, será realizado um estudo de um modelo de ensaio de arrancamento simples padronizado pela RILEM-FIP-CEB (1973).

E por fim, a terceira parte consiste em uma análise de resultados abrangendo os parâmetros de maior influência no comportamento da aderência entre os materiais propostos, comparar esses resultados experimentais obtidos com os resultados de formulações empregadas na normatização brasileira e pelos Códigos Internacionais.

1.4 Estrutura do trabalho

A pesquisa foi estruturada em sete capítulos. O primeiro capítulo – “INTRODUÇÃO” – tem por finalidade introduzir o assunto de forma genérica, destacando a importância do tema e justificando a necessidade de pesquisas relacionadas a esta área de conhecimento. Os objetivos gerais e específicos e a estrutura do trabalho foram descritos neste capítulo.

No segundo capítulo – “CONCRETO AUTOADENSÁVEL COM BAIXO CONSUMO DE CIMENTO” – é realizada uma revisão bibliográfica, a qual aborda os assuntos de interesse a esta pesquisa, com conceitos relacionados com a produção, propriedades reológicas, aplicações, materiais constituintes, ensaios de controle e metodologias de dosagem desse material.

O capítulo três – “ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO” – apresenta um levantamento bibliográfico sobre a aderência aço-concreto, bem como os componentes da aderência, fatores que interferem na aderência aço-concreto e alguns pareceres sobre o ensaio de arrancamento.

O capítulo quatro – “MATERIAIS E METODOLOGIA EXPERIMENTAL” – contempla o planejamento experimental empregado no estudo, bem como os métodos de ensaios utilizados e a caracterização dos materiais necessários à realização da pesquisa. São apresentados os resultados obtidos nas variáveis de respostas avaliadas na pesquisa.

O capítulo cinco – “DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS E QUESITOS DE DURABILIDADE DO CAABCC” – apresenta a investigação experimental para o desenvolvimento dos concretos com baixo consumo de cimento, apresentando os resultados de caracterização dos materiais empregados, suas dosagens, avaliação das propriedades dos mesmos no estado fresco, endurecido e quesitos de durabilidade.

O capítulo seis – “INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL DA ADERÊNCIA DO CAABCC E AÇO” – apresenta a investigação experimental realizada sobre a aderência aço-concreto (Concreto autoadensável com baixo consumo de cimento e Concreto autoadensável de referência) em modelos de arrancamento de barras.

No capítulo sete – “CONCLUSÃO” – traz as conclusões e principais observações realizadas nesta pesquisa, além de sugestões para futuras pesquisas.

APÊNDICE A – traz os resultados obtidos, mais detalhados, dos ensaios básicos de caracterização dos materiais.

ANEXO B – traz os resultados obtidos, mais detalhados, das propriedades mecânicas dos concretos com baixo consumo de cimento, tanto dos concretos preliminares quanto os concretos finais.

Por fim o trabalho apresenta ainda as Referências Bibliográficas.

2. Concreto autoadensável com baixo consumo de cimento

Neste capítulo será apresentado um estudo do concreto autoadensável com baixo consumo de cimento, apresentando suas principais características no estado fresco, a influência das propriedades dos materiais constituintes e os ensaios de controle do CAABCC. Serão apresentados também dados que refletem a influência do consumo de cimento, emissão de CO₂, entre outros parâmetros, tais como aspectos técnicos vantajosos devido a adoção do baixo consumo de cimento serão analisados, bem como limites mínimos apresentados por convenções normativas e diversos indicadores de baixo consumo.

2.1 Conceitos do concreto autoadensável com baixo consumo de cimento

Dentre os materiais de construção, o concreto é o mais utilizado pelo homem, principalmente em conjunto com o aço, formando o concreto armado. Este material é conhecido e bem empregado, tanto por projetistas, construtores e operários da construção civil. No entanto, cada vez mais tem se exigido dessa importante opção para as estruturas. Os constantes aprimoramentos do cálculo estrutural, principalmente aqueles auxiliados por programas computacionais, aliados ao maior conhecimento do comportamento mecânico do aço e do concreto, permitem que engenheiros calculistas projetem estruturas cada vez mais arrojadas e complexas. Nessas aplicações, muitas vezes, o Concreto Convencional (CC) não atende aos requisitos de projeto, havendo atualmente alternativas que apresentam uma relação técnica e econômica mais favorável.

Diante desta situação e com o avanço de novas metodologias de dosagem de componentes, domínio dos aditivos e adições, e a progressiva associação de minerais ultrafinos (pós-reativos), e fibras metálicas e/ou poliméricas, alcançou-se uma geração de concretos com comportamentos mecânicos diferenciados, com resistência mecânica e durabilidade elevadas,

adquirindo propriedades superiores aos CC.

Fundamentado nestes conceitos, surgiu o Concreto Autoadensável com Baixo Consumo de Cimento (CAABCC), oriundo da combinação de materiais comuns, somados ao emprego de aditivos e adições, possibilitando sua aplicação em peças esbeltas com formas complexas, curvaturas e estruturas altamente personalizadas, ou seja, aplicações que são difíceis de se alcançar com elementos de concreto armado tradicional (BARBOZA, 2016). Além disso, é possível aumentar a velocidade de execução das edificações; por ser autoadensável, torna desnecessário o uso de equipamento de vibração, podendo também reduzir a carga permanente da estrutura nas fundações por apresentar resistência elevada, reduzindo, assim, as seções dos elementos estruturais; e, quando otimizado, reduz a utilização de sistemas de fôrmas e, aumenta a durabilidade da peça.

Por possuir uma microestrutura muito compacta após a cura, mediante à presença de minerais ultrafinos, torna-se pouco poroso e pouco permeável à umidade, aos gases e substâncias agressivas do meio ambiente (ALMEIDA FILHO, 2006).

No entanto, o CAABCC pode oferecer vantagens únicas e os níveis de desempenho mais elevados que justificam o aumento do "custo inicial". Tais fatores incluem maior resistência à compressão (quando comparado ao concreto convencional)², resistência ao impacto, estabilidade dimensional, maior durabilidade, aumento de vida útil, baixa permeabilidade, resistência à corrosão, resistência à abrasão e resistência ao meio ambiente agressivo (BARBOZA, 2016).

Silva (2000) afirma que, apesar de todos os benefícios, passar de uma resistência usual (cotidiano nos edifícios) de 16 MPa em 1940 para 25 MPa em 1990 e, além disso, atingir pelo menos 45 MPa no ano 2000 não era tarefa fácil no Brasil. Para isso há necessidade de vários fatores contribuírem para que seja possível a produção dessa nova tecnologia, tais como: viabilidade econômica de estruturas mais esbeltas, solicitações mais elevadas, treinamento e especialização de mão-de-obra, uniformidade no controle e garantia de qualidade dos materiais e componentes, equipamentos de mistura, transporte e adensamento mais eficientes, refinamento dos métodos de introdução da segurança no projeto estrutural e nos correspondentes modelos de comportamento dos materiais atualmente adotados etc.

Outro aspecto importante é a falta de conhecimento e informações sobre o CAABCC. Essa ausência de informação fica evidenciada quando se verifica um grande relacionamento do CAABCC apenas com a alta capacidade de fluir entre obstáculos e seu baixo consumo de

² Alta resistência: apenas se dosado para esse objetivo; caso contrário, pode ser obtida resistência convencional (moderada).

cimento, não levando em conta todos os outros parâmetros e atributos, principalmente os de durabilidade que, associados com as propriedades mecânicas, caracterizam o CAABCC como um todo (PEREIRA, 2010).

Diversos são, enfim, os benefícios proporcionados pela utilização do CAABCC. Pode-se considerar que o CAABCC é referenciado como uma evolução tecnológica dos concretos tradicionais, oriundo da pesquisa aplicada e resultado do emprego de misturas e de matérias-primas básicas dos concretos (PEREIRA, 2010).

Comumente a obtenção de um concreto de alta resistência e durável, é associada a um alto consumo de cimento Portland, no qual, este procedimento pode gerar alguns inconvenientes no desempenho de uma estrutura, como uma maior tendência de desenvolver fissuras decorrentes da retração térmica e química (REBMANN, 2011).

De acordo com Mehta e Monteiro (2014), entre os materiais que compõem o concreto, o cimento Portland é o que demanda maior custo e consumo energético para ser produzido, podendo emitir em torno de 1 t de CO₂ para cada 1 t de clínquer produzido, o que representa cerca de 90% da emissão de CO₂ da indústria do concreto.

Com um consumo crescente ao longo dos anos, tem sido considerado como um dos principais contribuintes na emissão de CO₂ na atmosfera (REBMANN, 2011).

O desafio hoje na construção civil é tornar o CAABCC uma opção viável para obras do cotidiano, fazendo com que o desenvolvimento em laboratório atravesse a barreira do mercado, tornando-se, assim, uma opção para as construções. Em resumo, o CAABCC tem um forte potencial para revitalizar a infraestrutura das nossas edificações, e das novas infraestruturas, tornando-as resistente e de longa duração.

A tecnologia dos concretos estruturais, apoiada em princípios científicos, tem dado sua contribuição para este desafio. O desenvolvimento de concretos de alta resistência, com o uso intensivo de superplastificantes, uso de adições de minerais provenientes de resíduos industriais e o empacotamento de partículas, permitindo a redução do consumo de aglomerantes, sem prejuízo na durabilidade, são alguns exemplos desta evolução. Vale mencionar que os recursos tecnológicos já existem, cabendo apenas à indústria da construção a sua popularização e aplicação (REBMANN, 2011).

É importante ressaltar que para o bom uso desta tecnologia é necessário o conhecimento da interação dos materiais constituintes do concreto.

2.2 Conceito de durabilidade de concretos

O concreto tende a continuar ser a opção de escolha de material de construção civil em geral, uma vez que seu processo de produção segue as diretrizes básicas da ciência dos materiais para a elaboração de concretos resistentes à ação das intempéries e substâncias deletérias. Segundo Mehta e Monteiro (2014), atualmente os quesitos de durabilidade e sustentabilidade dos materiais são considerados mais importantes que a alta performance mecânica ou a alta velocidade de produção, que muitas vezes tem sido o principal objetivo da indústria por questões financeiras.

O crescimento populacional e o desenvolvimento da urbanização tiveram papel fundamental para que ocorresse a expansão nos setores da economia como energia, indústria e transporte. No entanto, escolhas humanas resultaram em desperdícios e, em algumas vezes, até prejuízos devidos as decisões de curto prazo, em vez de estarem pautadas em uma visão geral do futuro, levando em consideração as consequências devido ao uso de tecnologias e matérias-primas de maneira inadequada.

É sabido que futuramente grandes volumes de materiais serão necessários para reparo ou recuperação de estruturas de concreto deterioradas e para construções de novas habitações.

Segundo Mehta e Monteiro (2014), a microestrutura e as propriedades do concreto podem ser facilmente alteradas por métodos de baixo custo, de modo a melhorar a permeabilidade e durabilidade em condições climáticas extremas.

Em longo prazo, o desenvolvimento sustentável se dará apenas se houver melhorias profundas de produtividade em termos de uso dos recursos disponíveis pelo aumento da durabilidade dos elementos estruturais (MEHTA; MONTEIRO, 2014). E assim, certamente no futuro poderá haver grandes economias de materiais se hoje a produção dos elementos apresentarem mais durabilidade.

Aitcin (2000) afirma que o concreto conterà futuramente cada vez menos cimento Portland. Segundo este mesmo autor, o que se pode perder em termos de propriedades aglomerantes iniciais (24 horas) pode ser compensado pela redução adicional da relação água/aglomerante (a/agl).

O autor ainda complementa, que mediante ao avanço tecnológico do cimento e do concreto, torna-se possível produzir concretos com boa resistência, qualidade e durabilidade, mesmo com o baixo consumo de cimento.

Portanto, conclui-se que, mesmo com o consumo de cimento reduzido a durabilidade do concreto pode ser garantida, uma vez que a deterioração do concreto não depende apenas do consumo de cimento e sim de diversos outros fatores, como a condição de exposição, composição química do cimento, composição do concreto, execução e porosidade do mesmo. Hoje, atribui-se o problema da pouca durabilidade de elementos e estruturas de concreto à carência do conhecimento quantos aos materiais e componentes utilizados.

No entanto, a durabilidade é um aspecto importante dos modernos conceitos de sustentabilidade das construções, aliando o conceito de vida útil àqueles que minimizem os impactos ambientais para que sejam projetadas estruturas que necessitem de menos recursos, manutenção e intervenções ao longo do tempo.

Pode-se dizer que a durabilidade de um material é o tempo que o mesmo pode ser utilizado antes que se torne impróprio para o fim ao qual se destina. Para a norma *ACI Committee 201* é entendido como a capacidade de resistir a ação do intemperismo, ataque químico, ou qualquer outro processo deletério (ACI 201.2R, 2016).

Para NBR 6118:2014 (ABNT, 2014, p. 13), o conceito de durabilidade “consiste na capacidade da estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e o contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto”. Mais específico ainda, segundo a NBR 15575-1:2013 (ABNT, 2014, p. 5), a durabilidade é definida como “capacidade do edifício ou de seus sistemas de desempenhar suas funções, ao longo do tempo e sob condições de uso e manutenção especificadas, até um estado limite de utilização”.

Ressalta-se que ao tratar de estruturas de concreto, deve-se ainda diferenciar a durabilidade do concreto utilizado da durabilidade da estrutura. Segundo Collepardi (1998), a durabilidade do concreto dependerá das manutenções das suas propriedades por determinado período de tempo, enquanto a da estrutura depende do projeto e de sua execução, além da durabilidade do concreto utilizado. Portanto, concreto com alta durabilidade é diferente de estrutura de alta durabilidade. Uma estrutura de alta durabilidade exige uma concepção estrutural e uma execução corretas, com materiais de qualidades somados a uma produção de qualidade. Não somente o material concreto, mas todo o processo necessita ser aprimorado, desde a concepção estrutural, passando pelo controle de recebimento dos materiais até a sua execução.

Mehta e Monteiro (2014) afirmaram que a redução do consumo de cimento no concreto, a redução do concreto nas estruturas e redução do teor de clínquer no cimento, são três possíveis processos que levaria ao caminho da sustentabilidade na indústria do cimento e do concreto.

A obtenção de concretos autoadensáveis com baixo consumo de cimento Portland, alta resistência à compressão e baixa permeabilidade, tem uma significativa importância na construção civil. Um material com essas características atende aos parâmetros apresentados por Mehta e Monteiro (2014), visando a garantia da sustentabilidade da indústria do concreto pela diminuição da emissão de CO₂.

2.3 Indicadores de baixo consumo de consumo de cimento

Tradicionalmente pode-se expressar a relação entre a massa de cimento utilizada pelo volume de concreto produzido como um fator que mede o consumo de cimento naquela mistura. Em diversos países e no Brasil é adotado o Sistema Internacional de medida que costumeiramente é apresentado em kg/m³. Consumos tradicionais enquadram-se dentro do intervalo de 450 a 600 kg/m³ para concretos autoadensáveis (RANGANATH, 2003). O método adotado para expressar o consumo não se relaciona com as características dos materiais envolvidos e nem do concreto resultante. Nem sempre um concreto com um consumo de cimento maior estará relacionado com uma resistência e durabilidade elevadas.

Portanto, pode-se concluir que um melhor indicativo de consumo seria aquele que relaciona a quantidade necessária de cimento para produzir certa quantidade de um determinado parâmetro, avaliando, assim, o desempenho obtido pela quantidade de cimento empregada. Pode-se expressar este consumo relativo matematicamente pela Equação 2.1 (REBMANN, 2011):

$$C_r = \frac{C}{P} \quad (\text{Equação 2.1})$$

Sendo C o consumo de cimento e P o parâmetro escolhido.

Um dos principais parâmetros utilizados para retratar a eficiência estrutural do concreto é a resistência à compressão aos 28 dias. Desta maneira, um índice de consumo pode ser gerado levando em consideração a resistência obtida pelo concreto, a quantidade de cimento em um m³ de concreto necessário para se produzir 1 MPa de resistência à compressão. Por exemplo, um concreto convencional, apresentando um consumo de cimento igual a 400 kg/m³, atingiu uma resistência à compressão de 35 MPa aos 28 dias. Assim, este concreto expressará um C_r igual

a 11,43 kg/m³ para atingir 1 MPa. Nem todas as situações em que se utiliza o parâmetro da resistência à compressão é essencial, por exemplo, em pisos, a resistência de maior interesse é a tração na flexão. Sendo assim, outros índices podem ser propostos, conforme o parâmetro desejado no momento.

Pode-se também variar este parâmetro, levando em consideração os diversos tipos de aglomerantes empregados na mistura, como sílica ativa, cinza volante, escória de alto forno etc.

Um dos quesitos desta pesquisa é o aspecto ambiental, tendo o interesse em analisar a quantidade de CO₂ emitido por MPa produzido. Este índice de consumo está relacionado à produção de clínquer, principalmente. Algumas características do concreto são consideradas, como por exemplo, o calor de hidratação, pois este aspecto está ligado diretamente à quantidade de clínquer disponível. Pode-se propor um índice de kg de clínquer por MPa produzido por metro cúbico de concreto. E por fim, calcular a quantidade de CO₂ emitido por MPa produzido.

2.4 Diretrizes normativas de consumo de cimento

Acompanhando a evolução da tecnologia dos concretos estruturais e da execução de estruturas cada vez mais arrojadas, a resistência à compressão do concreto estrutural utilizado nas obras tem paralelamente crescido.

Entretanto, mesmo com todo este crescimento tecnológico, o baixo desempenho de algumas estruturas correntes tem sido motivo de preocupação no meio técnico. Conforme Mehta e Monteiro (2014), a agressividade ambiental atual é bem maior do que no passado e, aliado a isto, os recursos tecnológicos disponíveis nem sempre são utilizados. O consumo de cimento interfere diretamente na durabilidade da estrutura que, por sua vez, é altamente dependente das características do concreto.

Atendidos os critérios de projeto estabelecidos na NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) ensaios comprobatórios do desempenho da durabilidade da estrutura frente ao tipo e ao nível de agressividade previsto em projeto devem estabelecer os parâmetros mínimos a serem atendidos. Na falta desses e devido à existência de uma forte correspondência entre a relação água/cimento, a resistência à compressão e a durabilidade do concreto, permite-se adotar os requisitos mínimos expressos pela NBR 12655:2015 (ABNT, 2015).

De acordo com a Tabela 2.1 apresentada pela NBR 6118:2014 (ABNT, 2014), o

consumo mínimo de cimento varia de 260 a 360 kg/m³. Ainda assim, existem restrições quanto à máxima relação água/cimento e mínima resistência a ser alcançada, não apresentando nenhuma restrição quanto ao tipo de cimento ou dos limites a respeitar do uso de adições e aditivos.

Tabela 2.1 Características do concreto para atendimento de requisitos de durabilidade

Concreto	Tipo	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe do concreto (NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40
Consumo de Cimento kg/m ³	CA e CP	≥ 260	≥ 280	≥ 320	≥ 360

Fonte: NBR 6118:2014 (ABNT, 2014).

Na Europa a especificação é dada pela norma CEN EN 206-1:2016 que apenas apresenta informações básicas, cabendo aos países membros o estabelecimento de limites.

A norma alemã EN 206-1:2016/DIN 1045-2:2008 trata que elementos internos devem apresentar consumo mínimo de 240 kg/m³ e externos de 280 kg/m³. Ocorrendo a incorporação de adições minerais, este consumo pode ser reduzido para 270 kg/m³. Os valores também variam de acordo com a classe ambiental, independentemente do tipo de cimento utilizado (VDZ, 2008).

A norma britânica BSI BS 8500:2006 apresenta os consumos mínimos de cimentos para concretos estruturais, classificando-os em função da agressividade ambiental, exposição, tipo de elemento, tipo de cimento e cobrimento da armadura, variando de 240 kg/m³ para ambientes internos a 380 kg/m³ para ambientes externos.

Ressalta-se ainda um caso especial de concreto, aquele compactado com rolo, comumente aplicado em obras como barragens e sub-bases e bases de rodovias. A norma DNIT 056/2004-ES fixa o consumo mínimo de cimento entre 80 e 120 kg/m³ para sub-base de pavimento rígido. Já a DNIT 059/2004-ES apresenta que o consumo mínimo de cimento para pavimentos rígidos seja de 200 kg/m³. Segundo Kuperman (2005) para barragens, são comuns consumos de 70 kg/m³.

2.5 Requisitos básicos de mistura do CAA e/ou CAABCC

2.5.1 Volume de pasta

A pasta de cimento é constituída por um aglomerante, água, ar incorporado e eventuais adições minerais que estejam substituindo parte do cimento no concreto (AÏTCIN, 2000). Okamura e Ouchi (2003) afirmam que o concreto autoadensável (CAA) necessita de uma quantidade de pasta maior do que um concreto convencional. Isso se dá pelo fato de que a pasta do concreto deverá lubrificar e espaçar de maneira adequada os agregados, de tal maneira que o atrito interno entre os mesmos não venha a comprometer a capacidade de escoamento da mistura.

De acordo com Repette (2005), dosagens que apresentam maiores relações de finos/agregados tendem a proporcionar um aumento da coesão e da viscosidade plástica, características estas que geram maior resistência à segregação, devido aos grãos mais pesados estarem em suspensão. Melo (2005) ainda complementa que dosagens ricas em adições e materiais finos também aumentam a capacidade de adsorção do aditivo superplastificante por estes, intensificando o seu efeito e obtendo o espalhamento desejado.

Segundo Gomes (2002), a alta fluidez, estabilidade e baixo bloqueio de partículas são as características primordiais de um CAA. Segundo este mesmo autor, o alto volume de pasta, cerca de 35 a 40% do volume do concreto, é necessário para garantir a fluidez.

Alencar e Helene (2006) ainda afirmam que um volume de pasta maior é necessário também devido ao melhor refinamento dos poros, com ganhos de durabilidade e acabamento superficial das peças concretadas. No entanto, faz-se necessário uma avaliação criteriosa de até quanto deve-se usar na formulação da pasta, pois valores muito altos podem causar o aparecimento de fissuras devido ao alto calor de hidratação gerado. Sonebi e Bartos (1999), EFNARC (2002), Repette (2005), Domone (2006), e De Larrard *et al.* (2006) recomendam o uso de cimento entre 350 e 500 kg/m³ de concreto, sendo que valores maiores devem ser compensados com o uso de adições pozolânicas ou não.

A Tabela 2.2 indica os teores de pasta recomendados para o CAA, segundo o desenvolvimento de algumas pesquisas.

Tabela 2.2 Volume de pasta adotado para o CAA por diversos pesquisadores

Referência	Volume de pasta
Domone e Chai (1996)	35 a 40%
Kosaka <i>et al.</i> (1996)	34,0%
De Larrad <i>et al.</i> (1998)	33,5%
Billberg <i>et al.</i> (1999)	36,7%
Skarendahl e Peterson (2000)	35 a 40%
Su <i>et al.</i> (2001)	35 a 40%
Saak <i>et al.</i> (2001)	35 a 40%
Tanaka e Mori (2001)	33,6%
Gomes (2002)	38 a 45%
Khayt (2000)	33,4%
Okamura e Ouchi (2003)	40,0%
Domone (2006)	32,5%
Almeida Filho (2006)	38,0%
Sonebi (2006)	35,0%
Manuel (2005)	35,0%
Silva (2008)	23,9%
Silva (2010)	24,3%

Fonte: Autor (2017)

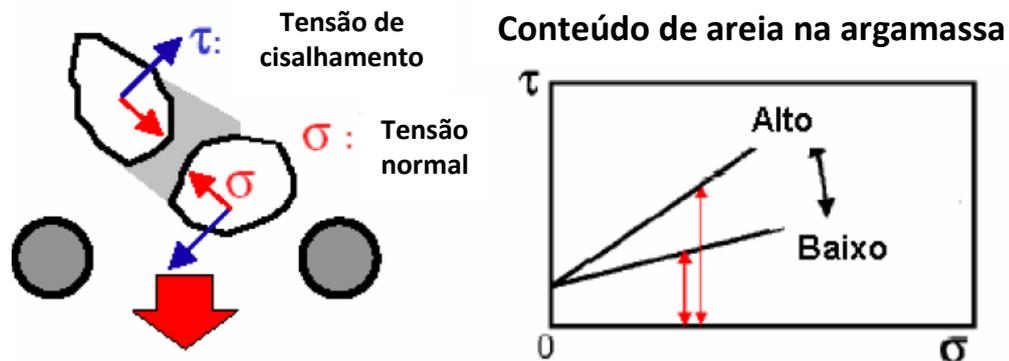
2.5.2 Teor de argamassa

Outro requisito importante para o CAA é o teor de argamassa, o qual deve ser superior ao de um concreto convencional para se obter uma maior habilidade de passagem devido à redução do volume de agregados (OKAMURA; OUCHI, 2003; ALENCAR; HELENE, 2006). Barboza (2016) ainda complementa que se o agregado miúdo possuir partículas predominantemente finas, interagindo com a pasta como se fosse uma adição inerte, pode-se fazer com que ocorra um aumento da coesão da mistura.

Para alguns pesquisadores [como Sonebi e Bartos (1999), Okamura e Ouchi (2003), Khayt (2000) e Domone (2006)], o volume de agregado miúdo sobre o volume de argamassa é outra questão importante, em que o intervalo entre 40 e 50% é o mais aceito entre os pesquisadores. De acordo com Melo (2005), volumes entre 40% e 50% são típicos para o agregado miúdo nas argamassas do CAA e com consumos aproximados de 710 a 900 kg/m³.

Segundo Silva (2008), volumes baixos de areia na argamassa ajudam a evitar o contato direto entre suas partículas, inibindo o travamento do sistema e, conseqüentemente, contribuindo para o aumento da deformabilidade do CAA. Segundo Okamura e Ouchi (2003), quanto maior for o teor de agregado miúdo, maior será a resistência ao cisalhamento da argamassa e do concreto produzido, de acordo com a ilustração da Figura 2.1.

Figura 2.1 Interferência do volume de areia sobre a quantidade de argamassa



Fonte: Okamura e Ouchi (2003)

Na Tabela 2.3 são indicados os volumes de areia sobre o volume de argamassa recomendados para o CAA de acordo alguns pesquisadores. Nota-se a variação dos valores apresentados. Porém, ainda atendem ao intervalo de 41 a 52% indicado anteriormente por alguns pesquisadores.

Tabela 2.3 Volume de areia sobre o volume de argamassa adotado para o CAA

Referência	Volume de areia/argamassa (%)
Kosaka <i>et al.</i> (1996)	48,40
De Larrard <i>et al.</i> (1998)	50,00
Billberg <i>et al.</i> (1999)	46,50
Khayat (2000)	41,00
Tanaka e Mori (2001)	44,50
Okamura e Ouchi. (2003)	47,50
Donome (2005)	52,30
Sonebi (2006)	45,30

Fonte: Adaptado de Silva (2008), p. 82.

2.5.3 Teor de agregado graúdo

Os requisitos relacionados aos agregados graúdos mais importantes durante o processo de dosagem do CAA são a forma dos grãos e o seu volume representante na mistura (BARBOZA, 2016). Melo (2005) afirmou que é importante a redução do teor de agregado graúdo para evitar o bloqueio das suas partículas na passagem do CAA por regiões que apresentam obstáculos ou estreitas e com taxas elevadas de armaduras.

De acordo com Repette (2011), para a produção de CAA, é preferível o emprego de agregados graúdos de forma regular, de qualquer natureza, utilizada no concreto convencional. Agregados graúdos com forma irregular, com partículas angulosas e lamelares e com textura

áspera, devem ser empregados em uma granulometria mais fina para que seja menor o efeito na fluidez do concreto.

A dimensão máxima característica do agregado graúdo para o CAA é, em geral, de 19 mm, mas podem ser produzidos concretos com agregado de maior diâmetro. Deve-se considerar que quanto maior o diâmetro do agregado, maior deverá ser a viscosidade da pasta (e da argamassa) para evitar sua segregação, além de ser maior a possibilidade de ocorrência de bloqueio quando da passagem do concreto pelas restrições. Por esses motivos, o emprego de agregado graúdo com dimensão máxima característica de 9,5 mm é bastante difundido e pode, ao contrário do que é estabelecido para o concreto convencional, resultar em uma composição mais econômica e de melhor desempenho do que é obtida com agregados de maior dimensão (ALMEIDA FILHO, 2006).

Para Okamura (1997), a dimensão máxima característica dos agregados graúdos normalmente utilizados no CAA é de 20 mm, porém, dimensões máximas de 40 mm já foram utilizadas em aplicações de CAA.

Quanto mais arestas vivas apresentarem as partículas dos agregados, menor será o seu teor sobre o volume de concreto e vice-versa (DOMONE, 2005). Para alguns autores o teor de agregado graúdo deve ficar entre 28 e 35% do volume do concreto (KOSAKA *et al.*, 1996; EFNARC, 2002; OKAMURA e OUCHI, 2003; DOMONE, 2005).

2.6 Métodos de dosagem do concreto autoadensável

Diversas pesquisas, estudos internacionais e nacionais de dosagem de CAA foram realizados com o intuito de aprimoramento das técnicas. Descrições bem detalhadas de diversos procedimentos podem ser encontradas em Koehler e Fowler (2007) e Gomes e Barros (2009).

De acordo com Koehler e Fowler (2007), as metodologias de dosagem do CAA existentes em geral, procuram apresentar três aspectos: a composição da pasta, volume da pasta e esqueleto granular. Estes métodos em alguns pontos são semelhantes, porém em alguns aspectos apresentam pontos divergentes, como por exemplo, nos critérios de definição da composição granular, do teor de materiais finos, da imposição de limites para a relação água/cimento, do volume de pasta, do teor de aditivo superplastificante, do uso de aditivos modificadores de viscosidade, do estudo em separado da pasta e da argamassa.

Aqui serão expostos quatro métodos que têm alguma relação, alguns pontos em comum, pois não caberia discutir aqui todos os métodos disponíveis. Ressalta-se que as metodologias aqui apresentadas também podem ser adotadas como método de dosagem do CAABCC, sendo necessário apenas ajustes no processo de obtenção das proporções de materiais.

2.6.1 Método de Gomes, Gettu e Agulló

Método proposto no ano de 2002, podendo ser encontrado de maneira mais detalhada em Gomes (2002) e Barros (2009).

Este método aponta que o principal responsável pelo comportamento reológico do concreto é a pasta de cimento. Com isso, as composições da pasta e do esqueleto granular são otimizadas em separado. A metodologia propõe a obtenção de CAA com resistência à compressão de 40 MPa aos 28 dias.

Inicialmente estabelece-se duas relações no estudo da pasta, SP/C (Superplastificante/cimento) e F/C (Fíler/cimento).

Fixa-se uma relação A/C (água/cimento) posteriormente. Se alguma adição de natureza pozolânica for utilizada, também é fixada a proporção dessa pozolana em relação a massa do cimento. No caso da cinza volante que pode ser utilizada a uma dosagem que exceda a 30% da massa do cimento, ela é considerada fíler.

Com os consumos de água e aglomerantes fixados, são analisadas por meio de ensaios as diversas relações de F/C nas pastas.

É determinado o ponto de saturação do aditivo para cada pasta por meio do cone de Marsh. Posteriormente a definição do teor de aditivo, a pasta é verificada pelo ensaio do miniabatimento que deve ter um diâmetro final de espalhamento igual a 180 ± 10 mm e tempo para atingir o diâmetro de 115 mm dentro do intervalo 2s a 3,5s. Se a pasta apresentar estas características, é considerada adequada para a produção de CAA.

O esqueleto granular é constituído pelo estudo da melhor mistura de agregados graúdos e miúdos que propicie o menor teor de vazios. Com isso espera-se atingir um menor consumo de pasta.

Com a composição da pasta e do esqueleto granular definidos, são ensaiados concretos com diversos volumes de pasta, no qual o ponto ideal corresponde ao concreto com mínimo teor de pasta que atenda aos requisitos definidos para os ensaios do *slump-flow test*, Funil V, Caixa L e Tubo U.

2.6.2 Método Tutikian e Dal Molin

Esta metodologia proposta em 2007 está contida em Tutikian e Dal Molin (2008) e também em Gomes e Barros (2009).

Admite-se, em princípio, que qualquer material utilizado para a produção de um concreto convencional pode ser adotado: cimento, agregados miúdo e graúdo e água, acrescidos de um material fino com granulometria inferior à do agregado miúdo e aditivo superplastificante.

As dimensões máximas características dos agregados podem ser variadas para aumentar a eficiência do empacotamento e também utilizar aditivo modificador de viscosidade para melhoria da coesão do concreto em estado fresco.

O esqueleto granular é determinado por meio do método das misturas sucessivas, tomando materiais dois a dois, em ordem decrescente de tamanho de partículas. Envolvendo neste procedimento desde a brita, passando pela areia, até o material fino que pode ser um Fíler ou um material pozolânico. Todos sendo considerados como agregados, inclusive a cinza volante e a escória de alto-forno se utilizados.

O próximo passo é a determinação da relação água/cimento ou do teor de aditivo superplastificante. Isto é feito para um traço intermediário, adotando um valor de m , relação da massa do agregado seco em relação à massa do cimento.

Indica-se uma das seguintes opções: fixar um teor de aditivo com base no histórico de concretos similares ou determinar a relação água/cimento com base nas indicações da NBR 6118: 2014 (ABNT, 2014) ou em histórico.

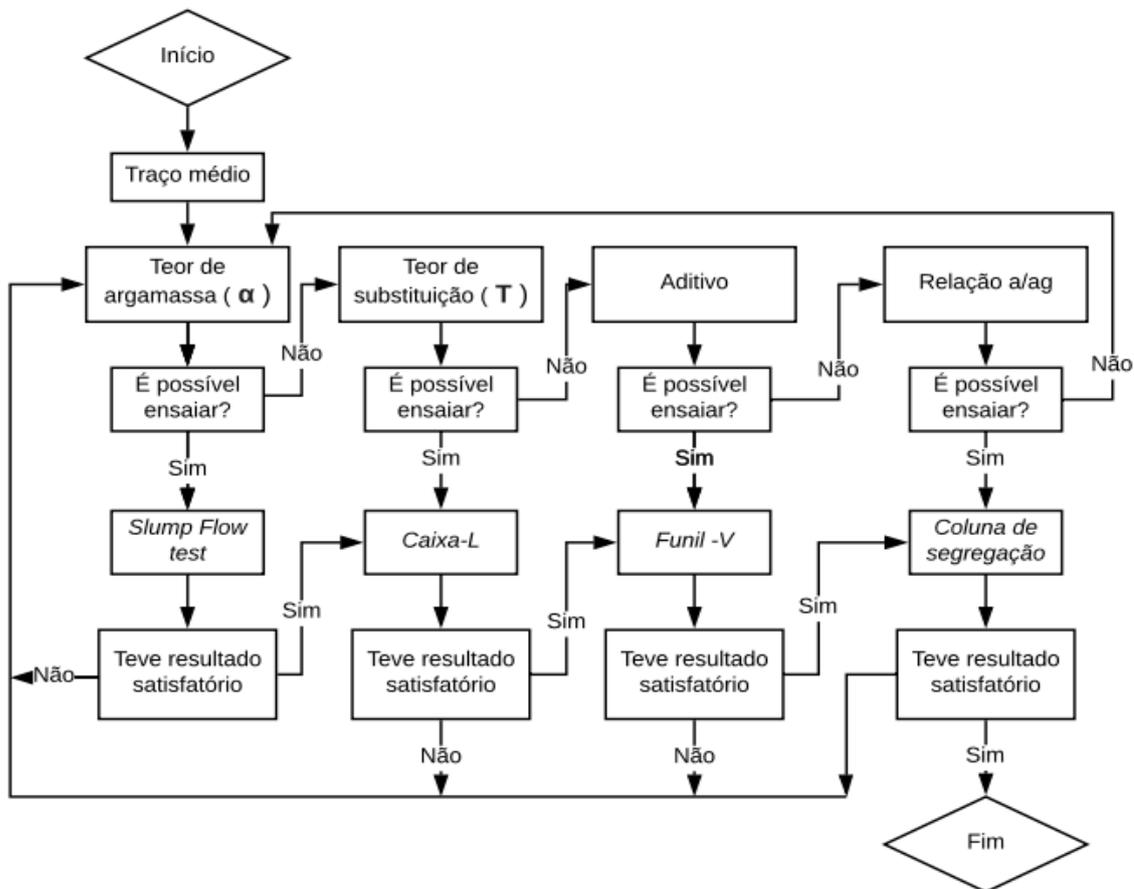
Recomenda-se ainda que o teor de aditivo superplastificante seja o menor possível para garantir a viabilidade econômica do CAA. O ajuste final do teor de aditivo e de água é definido na avaliação direta no concreto através do atendimento das especificações definidas para os ensaios de avaliação do CAA.

O próximo passo é a determinação de outras dosagens (diferentes valores de m) para obter uma família de concretos, em que a característica comum é o teor de aditivo e a proporção relativa entre os agregados incluindo os materiais pozolânicos. Portanto, o teor de argamassa pode variar. Para cada concreto definido são feitos os ensaios para avaliação das propriedades mecânicas e outras características de interesse.

2.6.3 Método de Alencar e Helene

Este método está descrito e detalhado no trabalho desenvolvido por Alencar e Helene (2006), desenvolvido a partir das modificações do método IPT/EPUSP para o concreto convencional, também denominado como método IBRACON. A Figura 2.2 ilustra este procedimento de dosagem.

Figura 2.2 Passo a passo para dosagem de Alencar e Helene (2008)



Fonte: Adaptado de Alencar, (2008).

A primeira mudança realizada quanto ao método IBRACON foi adicionar o conceito de correção da coesão do concreto fresco por meio da substituição de parte do cimento por um fino de natureza pozolânica ou parte de agregado miúdo por um fino não pozolânico. Esses materiais adicionados devem ser mais finos do que os substituídos parcialmente.

Inicialmente, fixa-se um valor de m , relação entre a massa do agregado seco com a massa de cimento. Adota-se um valor mínimo de 53% de argamassa e um percentual de substituição e relação água/aglomerantes baixos. Se a primeira mistura não atender, aumenta-se o teor de substituição até o ponto em que a fluidez não melhore. Se ainda assim for inviável,

aumenta-se o teor de aditivo e por último aumenta a relação água/aglomerante.

Segundo Fochs (2011), a substituição parcial do cimento é feito por um fino pozolânico e a do agregado miúdo é feita por fíler de calcário, ambos os materiais apresentam uma área superficial maior do que os originais. Portanto, as dosagens com baixo consumo de cimento exigem uma maior substituição de finos do que as dosagens ricas em cimento, ou seja, é determinado uma correlação entre a proporção agregado/cimento e o conteúdo ideal de substituição. A utilização de materiais finos como substituição para gerar uma maior coesão deve ser condicionada ao aumento do teor de argamassa, para possibilitar a passagem do concreto pelas armaduras.

Se o teor inicial adotado ainda apresentar características de que é insuficiente, adicionam-se três pontos percentuais a mais do que o anterior e mantém-se o teor de substituição, teor de aditivo e relação água/aglomerante definidos no último passo de verificação anterior. O procedimento se repete até atingir um teor de argamassa ideal.

Para cada ajuste de materiais, para cada teor de argamassa verifica-se as propriedades do concreto no estado fresco, como os ensaios de *slump-flow test*, Caixa L, Funil V e a coluna de segregação.

Por fim, determinam-se outras combinações e composições dos teores de argamassas para diversos valores de m , para a construção do diagrama d e dosagem, mantém-se apenas o teor de argamassa e os demais parâmetros são determinados como descrito anteriormente.

2.6.4 Método de Repette-Melo

Método baseado na dosagem de composições de CAA com resistências à compressão pré-determinadas, no qual a relação água/cimento é obtida por meio de resistências conhecidas para o cimento adotado na mistura. Esta metodologia foi proposta por Melo (2005) e atualizada por Gomes e Barros (2009).

A principal diferença apresentada pelo método em comparação com a maioria dos métodos correntes, é que nenhuma de suas etapas exigem o julgamento subjetivo da qualidade da mistura por parte do usuário. Todos os componentes do concreto são ajustados por meio de ensaios rápidos e de custo acessível e em resultados quantitativos e objetivos (REPETTE, 2005).

A relação fíler/cimento é obtida, inicialmente, em misturas de pastas elaboradas com a relação água/cimento já estipulada, de forma que não haja indícios de segregação ou exsudação nestas misturas (MELO, 2005).

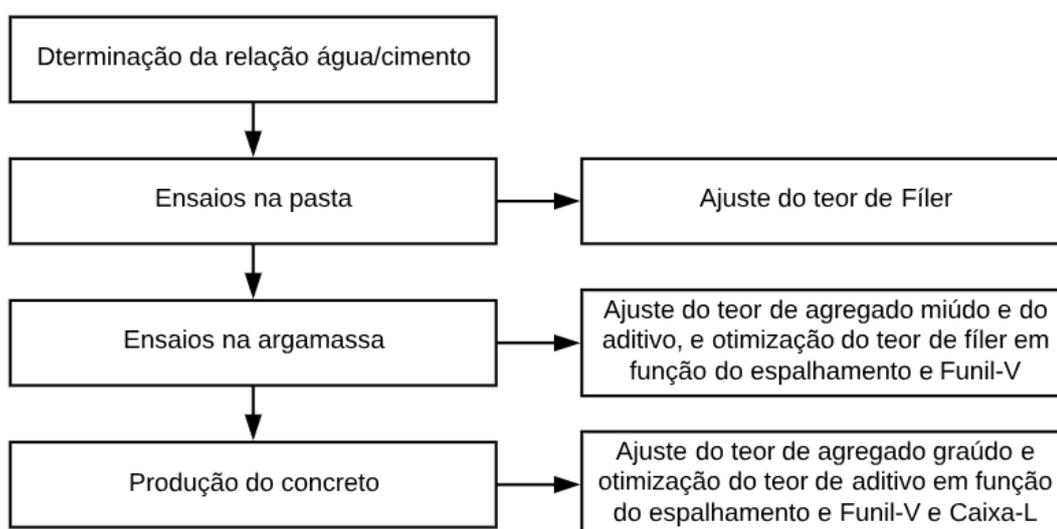
Posteriormente, encontra-se a relação volumétrica do agregado miúdo/argamassa, por meio de parâmetros encontrados nos ensaios de espalhamento e fluidez nas argamassas, variando-se o teor de aditivo.

Definido o teor de agregado miúdo, se necessário o teor de fíler é redosado levando-se em consideração a economia e a autocompactabilidade das misturas.

Com relação ao volume de agregado graúdo, este é determinado levando-se em consideração o volume total de concreto, de forma a se obter misturas adequadas em função dos ensaios de espalhamento, fluidez e Caixa-L, além de se verificar sua estabilidade e a distribuição dos agregados através de análise visual.

Com estes mesmos ensaios é realizado o ajuste final do teor de aditivo no concreto. Na Figura 2.3 tem-se a representação esquemática do método proposto.

Figura 2.3 Fluxograma do método de dosagem proposto



Fonte: Melo (2005).

2.7 Cuidados na produção e aplicação do CAABCC

O processo de produção e aplicação do CAABCC requer cuidados e adaptações durante a caracterização e seleção dos materiais, bem como o CAA. Por ser tratar de um concreto com características diferenciadas, seu uso requer certas adaptações no canteiro de obra, como na central dosadora, assim como uma mão-de-obra especializada dos envolvidos no processo. A seguir apresenta-se alguns pontos relevantes a serem levados em consideração para a produção e aplicação do CAABCC.

- Deve-se realizar um controle rigoroso na seleção e caracterização dos materiais a serem utilizados, principalmente quanto à umidade e dimensões dos agregados;
- A metodologia de dosagem do CAABCC deve apresentar passos, como tempo necessário de mistura e equipamentos utilizados. Segundo Jaramillo (2003), o tempo de mistura de concretos que apresentam autoadensabilidade é maior em comparação ao concreto convencional, para permitir a ação do aditivo, isso se dá pela grande quantidade de partículas finas na composição. O tempo de mistura do CAA deve ser 1,5 a 3 vezes maior do que para concretos convencionais (EMBORG, 2000). Segundo Castro (2007), a eficiência do SP é influenciada pelo tempo de mistura e seus efeitos não dependem apenas da quantidade de material adicionado;
- Só iniciar o processo de concretagem do CAABCC após a determinação dos ensaios capazes de verificar e garantir a autoadensabilidade;
- Para volumes elevados de concretos, indica-se a realização de um planejamento prévio, fazendo com que a concretagem seja contínua, a fim de evitar o aumento excessivo da coesão da mistura e perda de fluidez;
- Evitar concretagens do CAABCC em temperaturas elevadas e umidade relativa do ar baixa, pois a mesma interfere nas propriedades do concreto no estado fresco. Segundo Gomes (2002), adotaram-se limites de temperatura de $(23 \pm 2^\circ)$ C e umidade relativa de (65 ± 5) %;
- Após a produção do mesmo, evitar movimentos bruscos e agitação durante o processo de transporte, para evitar exsudação e segregação, bem como complicações no processo de moldagem e comprometimento de suas propriedades iniciais de fluidez;
- Utilizar formas limpas e com desmoldante aplicado antes da concretagem, assim como é feito para concretos convencionais. Atentar para locais que possam ser classificados como pontos de fuga de nata. O CAABCC não deve ser aplicado com rapidez em excesso, a fim de evitar o aprisionamento de ar. E por fim, a cura é primordial e deve ser realizada adequadamente.

2.8 Avaliação do CAABCC no estado fresco

Os métodos de ensaio do CAABCC são os mesmos do CAA, porém diferem dos empregados na avaliação do concreto convencional somente para as determinações das propriedades no estado fresco.

As três propriedades cuja medição se faz necessária ao CAA são a fluidez, a capacidade de fluir coeso e íntegro entre obstáculos e a resistência à segregação. Para cada uma dessas propriedades há um grupo de equipamentos, uns mais aptos e uns mais práticos que outros.

Para o estudo da fluidez do concreto autoadensável, existem os ensaios de espalhamento (*Slump-flow test*) e do funil – V (*V-funnel*) que serão descritos a seguir. Para a comprovação da habilidade de passagem do concreto existe o método da caixa-L (*L-box*). E por fim, para a determinação da segregação do concreto utiliza-se a coluna de segregação.

As dimensões dos equipamentos de ensaio e os procedimentos normalizados de ensaio estão apresentados na NBR 15823:2017 (ABNT, 2017) – Concretos Autoadensáveis – nas partes 2 a 6.

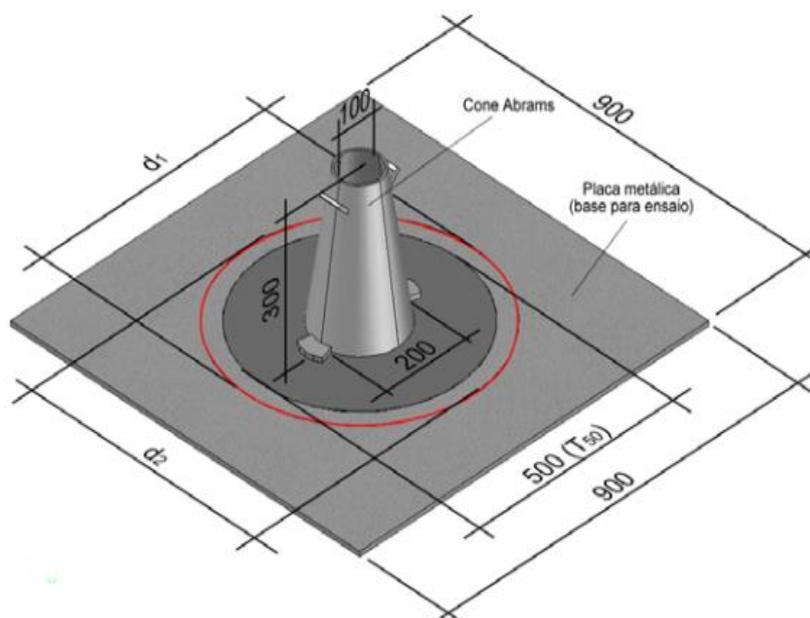
2.8.1 Espalhamento (*Slump-Flow test*)

Ensaio padronizado no Japão (JSCE-F503, 1990) e posteriormente aplicado pela NBR 15823:2017 (ABNT, 2017), emprega-se o mesmo molde tronco-cônico (Cone de Abrams) utilizado para determinação do abatimento (*slump test*) no concreto convencional. O *slump-flow test* é empregado para medir a capacidade de fluir livremente sem segregar.

O molde, posicionado no centro de uma placa plana e rígida, podendo ser de madeira ou metal, é completamente preenchido com CAA. Suspende-se o molde da mesma forma que para a determinação do abatimento, porém após o concreto parar de se mover, mede-se o seu espalhamento, que corresponde à média aritmética de duas determinações dos diâmetros aproximados do concreto espalhado, tomadas em direções ortogonais, conforme apresenta a Figura 2.4.

O valor do espalhamento, em milímetros, expressa a capacidade do CAA de escoar pela ação do peso próprio e relaciona-se à sua habilidade de preenchimento (fluidez). Uma variante desse ensaio consiste na medição do tempo para que o concreto espalhe até atingir diferentes aberturas, o que dá indicações da velocidade de escoamento durante o ensaio.

Figura 2.4 Equipamento e dimensões (mm) para o ensaio de espalhamento



Fonte: Barros (2009).

Informações importantes também podem ser obtidas pela observação cuidadosa do concreto em movimento e em repouso. Concretos bem dosados não podem apresentar heterogeneidade na distribuição de agregados. Acúmulo de agregado graúdo no centro da porção espalhada indica propensão do concreto à segregação e ao bloqueio na passagem por restrições. Concretos bem dosados não apresentam excesso de água nas bordas da porção espalhada, que deve ser, preferencialmente, arredondada, indicando boa retenção de água e coesão adequada da argamassa. Concretos autoadensáveis têm espalhamento igual ou maior que 550 mm (REPETTE, 2011). Segundo este mesmo autor, o tempo para atingir espalhamento de 500 mm, parâmetro chamado t_{50} , deve estar, preferencialmente, entre 2 e 5 segundos.

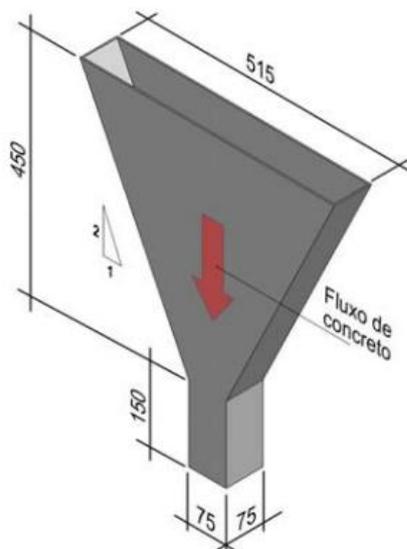
2.8.2 Funil V (*V-funnel test*)

O funil V, de seção retangular, cujos detalhes são apresentados pela Figura 2.5, foi desenvolvido por Ozawa, Sakata e Okamura (1995) para a avaliação da capacidade do concreto escoar e passar por estreitamentos. O ensaio funil V é indicado para o ensaio de concretos com agregados graúdos com dimensão máxima de 19 mm (REPETTE, 2011).

Este ensaio consiste de uma forma no formato de funil, onde um volume de 12 litros de CAA é vertido no funil, sem adensamento, preenchendo completamente o seu interior. Observando-se o concreto pela abertura superior, registra-se o tempo necessário para que escoe

pelo funil, determinando-se com cronômetro, o tempo desde a abertura da extremidade inferior, até que a luz seja visível através da parte superior do equipamento. Essa marca deve ser obtida em um tempo igual a (10 ± 3) segundos (ALMEIDA FILHO, 2006).

Figura 2.5 Equipamento e dimensões (mm) do ensaio Funil V



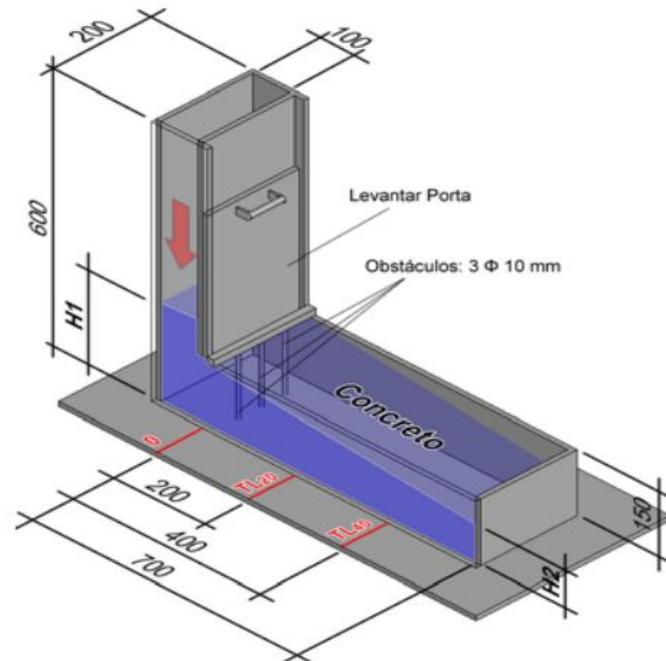
Fonte: Barros (2009).

2.8.3 Caixa L (*L-box test*)

O ensaio de caixa L avalia a capacidade do CAA de escoar e de resistir ao bloqueio ao passar entre as armaduras e nos espaços entre as armaduras e paredes das fôrmas. Esse ensaio desenvolvido no Japão é um dos mais exigentes para a avaliação do desempenho do CAA no estado fresco.

O concreto é vertido, sem adensamento, no compartimento vertical da caixa, ilustrada na Figura 2.6. Quando se abre a “porta” de contenção entre os compartimentos vertical e horizontal, o concreto, pela ação do seu peso próprio, escoar através das barras de aço para dentro do compartimento horizontal, até parar de se mover. A altura do concreto H_1 é medida junto à porta de contenção, e a H_2 na extremidade final do compartimento horizontal. A relação H_2/H_1 , chamada razão de bloqueio, indica a facilidade do concreto em escoar e passar pelas restrições impostas pelas barras de aço. Apesar de não ser regra, é comum o uso de três barras de aço com diâmetro de 12,5 mm, o que resulta em espaçamentos de 40,5 mm entre as restrições.

Figura 2.6 Equipamento e dimensões (mm) do ensaio caixa L



Fonte: Barros (2009).

De acordo com Tviksta (2000), o valor aceitável para a razão de bloqueio, $H2/H1$ é normalmente situado entre 0,80 a 0,85, e, valores inferiores como 0,6, às vezes, mostram valores aceitáveis para a estrutura, aspecto que vai contra o que é indicado pela NBR 15823:2017 (ABNT, 2017). Entretanto, valores entre 0,8 e 1,0 são considerados aceitáveis, desde que seja verificada a resistência à segregação do concreto.

2.8.4 Tubo -U (*U-pipe test*)

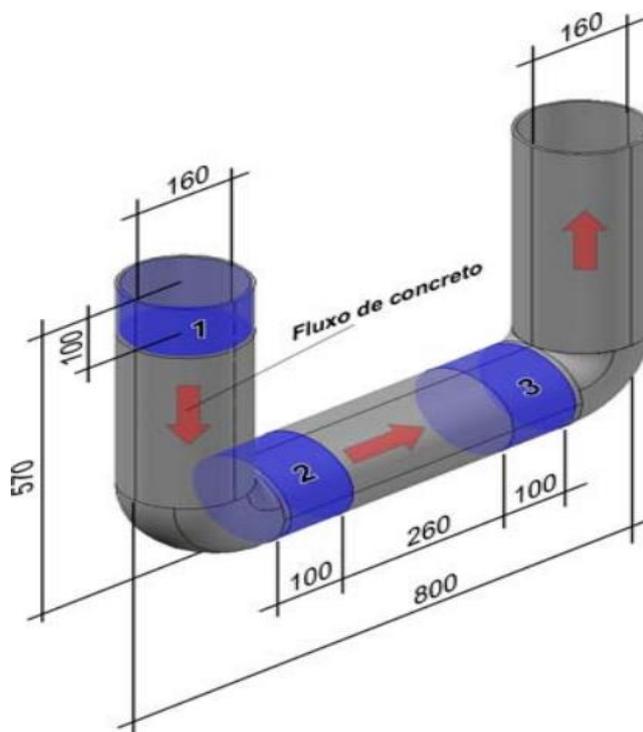
Devido à carência de equipamentos de ensaio para caracterizar a resistência à segregação do CAA, alguns equipamentos foram criados e usados em pesquisas recentes, tais como o Tubo-U de Gomes (2002) e a Coluna de Rooney (2002). Através deles, foram obtidos resultados mais confiáveis nas análises de tal característica (LISBÔA, 2004).

Os conjuntos de procedimentos para a realização deste ensaio são simples e eficazes para a medição da segregação no concreto. O princípio deste ensaio baseia-se na fluidez do concreto que passa de lado a outro do tubo em forma de U, ressaltando que o ensaio se limita a apenas concretos altamente fluidos.

O aparato consiste em três tubos de PVC retos e dois tubos de PVC curvos (90°), em que todos apresentam o diâmetro igual a 156 mm (ver Figura 2.7). Todos os tubos são cortados

ao meio a fim de que o tubo, que funciona como uma fôrma, possa ser retirada sem danificar o concreto e assim verificar a distribuição de agregado graúdo no concreto.

Figura 2.7 Modelo de Tubo-U e dimensões (mm)



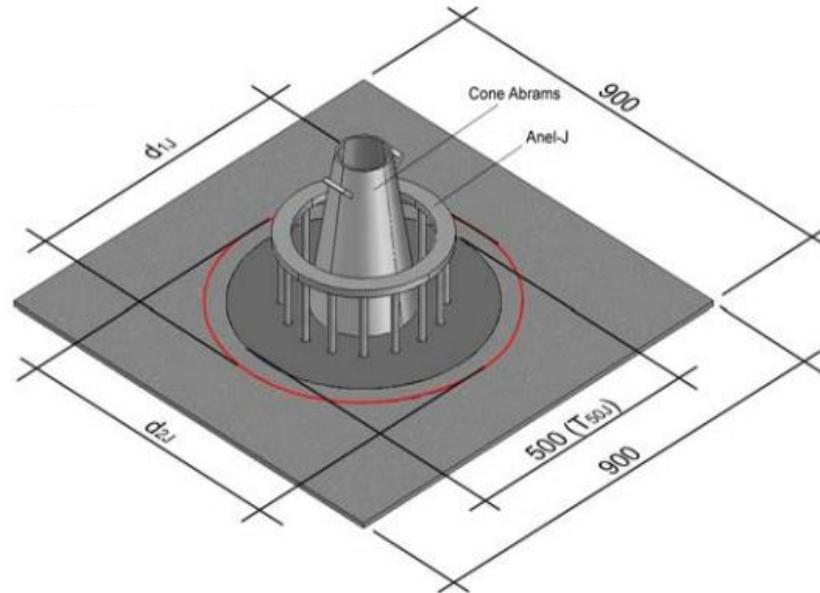
Fonte: Barros (2009).

O valor da razão de segregação é o menor valor das relações P_{d1}/P_{d2} e P_{d1}/P_{d3} , em que P_{d1} , P_{d2} , e P_{d3} são as massas medidas referentes aos agregados graúdos nas posições 1, 2 e 3, respectivamente. A segregação é considerada desprezível se $RS \geq 0,90$.

2.8.5 Anel-J (J-ring)

O ensaio do anel-J foi criado para aliar a avaliação da capacidade de o CAA escoar e passar por restrições, destinando-se a facilitar o controle do recebimento na obra, uma vez que eliminaria a necessidade da realização do ensaio de caixa-L. Consiste em um anel metálico, com 300 mm de diâmetro e 120 mm de altura, com dezesseis barras de aço de 10 mm de diâmetro igualmente distribuídas ao longo do seu perímetro (Figura 2.8). O resultado final se dá pela diferença de abertura no espalhamento obtido nos ensaios de anel-J e no espalhamento sem o anel-J, indicando a resistência do concreto ao bloqueio e é o principal resultado obtido no ensaio.

Figura 2.8 Anel-J e suas dimensões (mm)



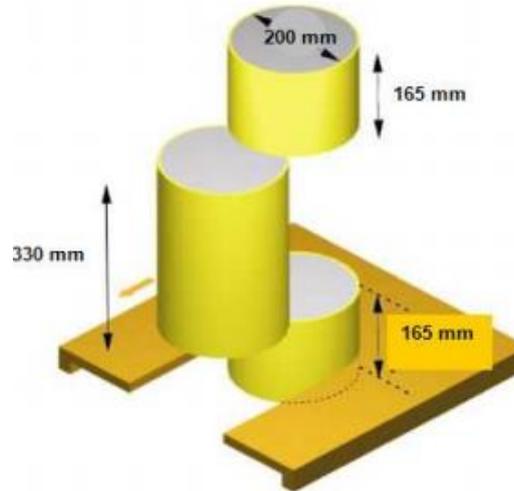
Fonte: Barros (2009).

2.8.6 Ensaio da coluna de segregação

O ensaio determina a resistência à segregação do CAA pela diferença das massas de agregado graúdo existentes no topo e na base da coluna de segregação. A coluna constitui-se de um tubo de PVC, de diâmetro nominal de 200 mm e 660 mm de altura total, dividido em três seções. A parte do topo e da base devem ter alturas de 165 mm e a parte central deve ter altura de 330 mm. As três partes devem ser unidas de maneira que não ocorra vazamento de concreto durante a execução do ensaio NBR 15823-6:2017 (ABNT,2017). A Figura 2.9 detalha as dimensões do tubo para a realização do ensaio.

O tempo de preenchimento da coluna não deve ser superior a 5 minutos e, aproximadamente 20 minutos após a moldagem, devem ser retiradas as porções de concreto do topo e da base, procedendo a lavagem e peneiramento (com abertura da malha de 5 mm) da mistura de forma a remover totalmente a argamassa, permanecendo somente os agregados graúdos. Esses são pesados, obtendo-se as massas m_B e m_T para cada amostra de acordo com a NBR 15823-6:2017 (ABNT,2017).

Figura 2.9 Ensaio da coluna de segregação



Fonte: Alencar (2008).

Segundo a NBR 15823-6:2017 (ABNT, 2017), a porcentagem de segregação é calculada através da Equação 2.2, no qual SR é resistência à segregação (%), m_B é a massa do agregado graúdo obtido na porção de concreto retirada da base da coluna (em gramas) e m_T é a massa do agregado graúdo obtido na porção de concreto retirada do topo da coluna (em gramas).

$$SR = 2 \cdot \frac{(m_B - m_T)}{(m_B + m_T)} \cdot 100 \quad \text{(Equação 2.2)}$$

A segregação avaliada por este ensaio é classificada como estática, já que conforme Bethmont *et al.* (2009), a segregação é definida como estática quando ocorre após o concreto fresco ter sido lançado nas fôrmas e, dinâmica, quando esta ocorre durante o lançamento.

2.8.7 Limites da ABNT NBR 15823:2017 para concretos autoadensáveis em estado fresco

Os ensaios realizados para determinação das propriedades do CAA diferenciam-se do concreto convencional apenas quanto ao estado fresco, que por sua vez, determina de forma direta e indireta os parâmetros reológicos fundamentais do concreto, tais como tensão de escoamento e viscosidade.

A NBR 15823-1:2017 (ABNT, 2017) classifica o CAA no estado fresco em função em

função dos parâmetros apresentados e, recomenda a correlação dessa classificação com a aplicação do concreto em campo, como é apresentado nas tabelas 2.4, 2.5 e 2.6.

Tabela 2.4 Classificação do CAA em termos de espalhamento em função da sua aplicação

Propriedades - Ensaio	Classes	Aplicação	Exemplo
Espalhamento (<i>Slump-flow</i>) (mm)	SF1: 550 a 650	Estruturas não armadas ou com baixa taxa de armadura e embutidos, cuja concretagem é realizada a partir do ponto mais alto com deslocamento livre; Concreto autoadensável bombeado; Estruturas que exigem um curto espalhamento horizontal do concreto auto adensável.	Lajes, revestimento de túneis, estacas e certas fundações profundas.
Espalhamento (<i>Slump-flow</i>) (mm)	SF2: 660 a 750	Adequada para a maioria das aplicações correntes.	Paredes, vigas, pilares e outras.
Espalhamento (<i>Slump-flow</i>) (mm)	SF3: 760 a 850	Estruturas com alta densidade de armadura e/ou de forma arquitetônica complexa, com o uso de concreto com agregado graúdo de pequenas dimensões (menor que 12,5 mm).	Pilares-parede, paredes diafragma e pilares.

Fonte: ABNT 15823-1:2017.

Tabela 2.5 Classificação do CAA em termos de habilidade passante em função da sua aplicação

Propriedades - Ensaio	Classes	Aplicação	Exemplo
Habilidade passante (Caixa "L") (H2/H1)	PJ 1: > ou = 0,80, com 3 barras de aço	Adequada para elementos estruturais com espaçamentos de armadura de 80 a 100 mm; Adequada para a maioria das aplicações correntes	Lajes, painéis, elementos de fundação, vigas, pilares, tirantes, indústria de pré-moldados.

Fonte: ABNT 15823-1:2017.

Tabela 2.6 Classificação do CAA em termos de viscosidade plástica em função da sua aplicação

Propriedades - Ensaio	Classes	Aplicação	Exemplo
Viscosidade plástica aparente (Funil “V”) (s)	VF 1: < ou = 8	Adequado para elementos estruturais com alta densidade de armadura e embutidos, mas exige controle da exsudação e da segregação; Concretagens realizadas a partir do ponto mais alto com deslocamento livre.	Lajes, paredes diafragma, pilares-parede, indústria de pré-moldados e concretos aparentes.
Viscosidade plástica aparente (Funil “V”) (s)	VF 2: 9 a 25	Adequado para a maioria das aplicações correntes; Apresenta efeito tixotrópico que acarreta menor pressão sobre as fôrmas e melhor resistência à segregação; Efeitos negativos podem ser obtidos com relação à superfície de acabamento (ar aprisionado), no preenchimento de cantos e suscetibilidade a interrupções ou demora entre sucessivas camadas	Vigas, pilares e outras

Fonte: ABNT 15823-1:2017.

Segundo as prescrições normativas, os procedimentos de ensaios para a aceitação do CAA no estado fresco devem ser baseados no mínimo, na comparação das propriedades de fluidez e viscosidade avaliadas pelo ensaio de espalhamento para cada betonada. A referida norma ressalta, ainda, que seus procedimentos se aplicam ao concreto com massa específica normal (de 2000 a 2800 kg/m³), devendo ser avaliada, de forma individualizada, a aplicabilidade dos requisitos estabelecidos para o CAA com inclusão intencional de ar, agregados leves, agregados pesados e fibras. Diante do exposto, pode-se concluir que os parâmetros não podem ser considerados de forma isolada, pois todas as propriedades no estado fresco são interdependentes

2.9 Vantagens adquiridas com baixo consumo de cimento

A diminuição do consumo de cimento não tem apenas finalidade de garantir maior duração das jazidas que fornecem matérias-primas para a produção do cimento ou redução dos impactos ambientais provenientes da exploração destas jazidas e da emissão de CO₂. O uso reduzido de cimento, ou melhor, de clínquer, é também vantajoso sob alguns pontos de vista

técnicos. Alguma manifestação patológica ou problema do concreto pode ter origem no alto consumo de cimento (BARBOZA, 2016).

Os compostos de cimento Portland são produtos de reações às altas temperaturas que não estão em equilíbrio e, assim, estão em estado de alta energia. Quando um cimento é hidratado, os compostos reagem com a água para adquirir estados estáveis de baixa energia, e o processo é acompanhado pela liberação de energia em forma de calor. Em outras palavras, as reações de hidratação dos compostos do cimento Portland são exotérmicas (PEREIRA, 2010).

A importância do calor de hidratação do cimento na tecnologia do concreto tem vários aspectos. O calor de hidratação pode, às vezes, ser desfavorável em estruturas massivas, por ocorrer a elevação da temperatura interna do concreto devido ao calor gerado pelas reações de hidratação e, outras vezes, ser favorável em concretagens com temperaturas ambientes baixas, fornecendo, assim, energia de ativação para as reações de hidratação. Em geral, ao se misturar o cimento com água, uma rápida evolução de calor ocorre e dura alguns minutos. Isso provavelmente representa a hidratação da alita e o calor de dissolução de aluminatos e sulfatos (MEHTA; MONTEIRO, 2014).

Segundo Mehta e Monteiro (2014), para um cimento Portland típico, aproximadamente 50% do calor potencial é liberado nos três primeiros dias, e 70% nos sete primeiros dias de hidratação. Os cimentos Portland do Tipo I, em conformidade com a especificação da ASTM C150, geralmente produz de 80 a 90 cal/g (330 a 370 kJ/kg).

Em peças de grande volume de concreto, o calor gerado no interior tem dificuldade de difundir para a superfície da peça, sendo que, nas primeiras idades do concreto, a velocidade de geração de calor é maior do que a velocidade de difusão. Esta diferença leva a um aumento gradativo da temperatura e, conseqüentemente, à dilatação térmica da peça (MEHTA; MONTEIRO, 2014).

Com a elevação da temperatura interna, ocorre naturalmente um aumento de volume (dilatação térmica) e, em seguida, com o esfriamento, o volume retrai novamente. Caso ocorra alguma restrição a esta retração, o que pode ocorrer devido a vínculos externos (ou fundações), devido às características geométricas do próprio elemento estrutural ou devido a um gradiente de temperatura entre o núcleo quente e a superfície fria, pode ocorrer o aparecimento de fissuras, pois nestas idades o concreto ainda apresenta baixa resistência à tração. Estruturas projetadas com concreto de alto desempenho, muitas vezes com alto consumo de cimento, podem perder assim parte das características de alto desempenho, pois as fissuras ocasionadas por elevadas temperaturas podem reduzir a capacidade de resistência global da peça estrutural afetada, como nos casos das fundações, grandes lajes maciças, vigas-paredes e pilares-paredes, e ainda tende

a diminuir a durabilidade do concreto, já que permite a entrada de agentes agressivos com mais rapidez e facilidade, diminuindo a vida útil estrutural (NEVILLE, 2016).

Tratando do concreto convencional, o controle do calor de hidratação precisa ser considerado principalmente em estruturas massivas, nas quais a menor dimensão excede 90 cm. Porém, o uso de aceleradores de pega, alto consumo de cimento ou uso de cimento de alta resistência inicial, podem exigir atenção mesmo em menores dimensões (GAJDA; ALSAMSAM, 2006).

De acordo com Gajda e Alsamsam (2006), tipicamente especificam-se temperaturas máximas de 70°C e a diferença entre a temperatura máxima no interior do concreto e a temperatura ambiente de até 20°C. Trata-se de uma regra prática e simples e em casos de interesse, especialmente quando os custos em atender a estas temperaturas se tornam consideráveis, pode-se fazer uma avaliação das propriedades térmicas e mecânicas do concreto e realizar modelagem térmica, demonstrando que as temperaturas atingidas não geram tensões que o concreto não possa suportar.

Ao tratar de estruturas com grandes volumes de concreto, a escolha do tipo do cimento é primordial. O calor a ser gerado no processo de hidratação do cimento depende diretamente das características do cimento, principalmente da quantidade de substituição de clínquer por outros materiais, da finura e de sua composição química.

Como a hidratação começa na superfície das partículas do cimento, é a área superficial total de cimento que representa o material disponível para hidratação. Portanto, a velocidade de hidratação depende da finura das partículas do cimento e, para um rápido desenvolvimento de resistência, é necessária uma finura elevada (BARBOZA, 2016).

Uma estimativa é apresentada por Gajda e Alsamsam (2006), que para cada kg de cimento Portland comum (porcentagem aproximada mínima de 95% de clínquer) há um acréscimo de 0,132 °C por metro cúbico de concreto. Para se atingir uma temperatura de 20°C é necessário um consumo mínimo de 150 kg de cimento Portland comum. É necessário ressaltar que a estimativa apresentada só tem validade para elementos estruturais com dimensão mínima de 1,8 m. Em estruturas onde é preciso maiores resistências deve-se aliar ao baixo consumo de cimento outras ações, como por exemplo, a redução da temperatura inicial do concreto, substituição do cimento por adições minerais ou uso de cimentos pozolânicos ou de alto forno.

O concreto apresenta deformações elásticas e inelásticas no carregamento e deformações de retração por secagem ou por resfriamento. Quando restringidas, as deformações por retração ou térmica resultam em padrões de tensão complexos que costumam causar fissuração.

Os efeitos da tensão resultante da retração por secagem e as deformações viscoelásticas no concreto não são iguais. No entanto, nos dois fenômenos, as causas básicas e os fatores de controle têm muito em comum. Discutem-se parâmetros importantes que podem influenciar a retração por secagem e a fluência, tais como o consumo de água e cimento, dentre outros, tornando-se mais uma vez viável o uso de um consumo de cimento limitado (NEVILLE, 2016).

Segundo Hasparyk *et al.* (2005), o assentamento plástico é um fenômeno decorrente da sedimentação e exsudação, estando relacionado à falta de finos. Elementos estruturais gerados por concreto comum com menor consumo de cimento terá maior tendência a estes fenômenos. Porém, procedimentos podem ser adotados para a minimização ou extinção dessa ocorrência, tais como o ajuste na granulometria do agregado, a adição de finos complementares e a formação de um esqueleto granular compacto de agregados, reduzindo, assim, a tendência de assentamento plástico mesmo com baixo consumo de cimento.

A retração plástica deve-se a perda de água na superfície do concreto ainda no estado fresco (NEVILLE, 2016). A fissuração ocorrerá se não for executada uma cura adequada e a velocidade de evaporação da água da área exposta do concreto for maior que a taxa de água que sobe à superfície por efeito de exsudação. Esse fenômeno está associado à má ou deficiente execução do concreto e ainda, de acordo com Hasparyk *et al.* (2005), é mais frequente e intensa quanto maior for o consumo de cimento, a relação água/cimento e a proporção de finos no concreto.

A retração devido à retração autógena ocorre em função da reação química entre o cimento e a água que se dá com redução de volume, de tal forma que a água quimicamente combinada (da ordem de 22% da massa de cimento) pode sofrer uma contração de 25% de seu volume original. Essa retração autógena tende a aumentar em temperaturas muito altas, com teores de cimento maiores (NEVILLE, 2016). Apesar de ser considerada pouco expressiva, a retração autógena é um fenômeno difícil de ser controlado. Muitos autores afirmam que o simples fato de se fazer um procedimento de cura úmida adequada, seria o suficiente para reduzir a retração autógena, o que não é consenso no meio científico, dividindo a opinião de muitos pesquisadores do assunto.

Para os concretos de alto desempenho e de alta resistência, o fenômeno da retração autógena pode ser mais significativo. As consequências seriam a redução da resistência à compressão, risco de reduzir a durabilidade, além de gerar problemas de ordem estética. As deformações produzidas durante a retração autógena não controlada podem ser da ordem de 1000 mm/mm ou 10^{-6} m/m (MEHTA; MONTEIRO, 2014).

Ao considerar o concreto no estado endurecido, a retração se dará através da eliminação

da água da estrutura capilar ou interlamelar do cimento hidratado. Com a redução da quantidade de pasta de cimento obtém-se a diminuição da retração do concreto, pois este fenômeno ocorre restritamente na pasta e não nos demais componentes do concreto. Complementarmente um esqueleto granular mais compacto oferece mais resistência à retração da pasta (VDZ, 2008).

Segundo Mehta e Monteiro (2014), utilização de adições minerais e aditivos podem gerar um refinamento dos poros do concreto, causando, assim, um aumento da quantidade de poros menores (3 a 20 μm), o que favorece a retração. Porém, este efeito, pode ser compensado pela melhoria no concreto, reduzindo a quantidade de água e, ainda assim, obtendo-se a mesma resistência, o que reduz a porosidade total e, conseqüentemente, a retração.

Portanto, a redução do consumo de cimento torna-se interessante do ponto de vista da retração do concreto. Vantagens são proporcionadas em casos específicos, como por exemplo, diminuição da perda de protensão em estruturas protendidas e redução de patologias em reservatórios de água e pisos. Pisos com dimensões elevadas, costumeiramente quando executados com um consumo elevado de cimento tendem a retrair e fissurar. No caso de reservatórios de água, fissuras são manifestações patológicas indesejáveis. Generalizadamente, o surgimento de fissuras ou qualquer tipo de manifestação patológica são indesejadas, tanto no ponto de vista estético como técnico, pois essas fissuras comprometem a durabilidade da estrutura, sendo promissora para o ataque de agentes agressivos e até mesmo penetração de água (NEVILLE; BROOKS, 2013).

Segundo Mehta e Monteiro (2014), a fluência é um fenômeno similar ao da retração por secagem. Tanto a retração por secagem quanto a fluência têm a mesma origem, ou seja, a pasta de cimento hidratada. Desta maneira, com menores consumos de cimento as reduções de retração também podem ser aplicadas para a fluência. Sendo assim, estruturas protendidas apresentarão menores perdas de fluência, por exemplo.

Além das vantagens técnicas proporcionadas pela redução do consumo do cimento aqui apresentadas, é comum relacionar a redução do consumo de cimento com diminuição de custo do concreto. Esta visão é válida apenas quando se trata de concretos convencionais, em que são utilizados apenas materiais de composição básica do concreto como cimento, agregados miúdos e graúdos e água. Sem dúvida neste caso o material que representa a maior fração de custo é o cimento. Apesar do cimento apresentar um custo unitário de fabricação baixo em comparação aos demais materiais utilizados na construção civil, seu custo final para o usuário aumenta proporcionalmente à distância do transporte. De acordo com CSI (2009), quando considerado de uma distância de 300 km da fábrica as vendas são limitadas em função do transporte terrestre. Isto é evidenciado pelo fato de que pouco cimento é comercializado e transportado

internacionalmente.

As seleções de materiais para a fabricação de concretos mais elaborados tais como adições minerais, aditivos químicos, fibras, modificam a composição e o custo do concreto, pois o custo destes materiais passa a ter peso considerável. Para cada caso específico deve ser analisada a redução do consumo de cimento, juntamente com o aumento do consumo de outros materiais, já que os custos são proporcionais aos tipos e marcas e também aos fretes e impostos locais devido à localização dos fornecedores (BARBOZA, 2016).

Ainda assim, é possível obter custos menores reduzindo o consumo de cimento mesmo fazendo uso de adições de outros materiais.

2.10 Considerações finais

Conclui-se que a utilização de concretos com baixos teores de cimento Portland tem por objetivo gerar maior sustentabilidade da indústria da construção civil, como maior longevidade de jazidas, reduções na emissão de CO₂ e no consumo de energia e menores custos de transportes. Possibilita também diversas melhorias técnicas, como empacotamento e dispersão de partículas, e o uso de adições minerais e fíleres e escolha adequada dos materiais, procedimentos primordiais para se obter concretos com resistências elevadas ainda com baixo consumo de cimento.

Mediante ao quadro da produção e consumo de cimento no Brasil, em função do crescimento constante da sociedade, é possível perceber quão impactante são as consequências geradas pela produção de cimento.

O tema aqui proposto torna-se um possível escape para tal problema, contribuindo com a sociedade e, ainda assim, mantendo a característica mecânica do concreto.

3. Aderência aço-concreto

Este capítulo apresenta um estudo resumido da aderência aço-concreto, em ensaios de arrancamento padronizado pelo RILEM-CEB-FIP (1973), apresentando os tipos de aderência e os fatores que a influenciam.

3.1 Considerações iniciais

O concreto armado é um material que tem seu comportamento estrutural primordialmente condicionado a aderência entre o concreto e o aço, sendo esta propriedade responsável pela transferência de esforços e compatibilidade de deformações entre os dois materiais, ou seja, fazendo que o conjunto adquira as características próprias do concreto armado (CASTRO, 2002).

Dentre os principais requisitos necessários para o bom funcionamento do concreto armado, a eficiência da ligação aço-concreto é uma delas. A aderência é a propriedade que impede que ocorra o escorregamento de uma barra em relação ao concreto que o envolve. Portanto, esta é responsável pela solidariedade entre aço e o concreto, fazendo com que esses dois materiais trabalhem em conjunto (MARINS NETO, 2003).

É de extrema importância esse fenômeno, pois a própria definição de concreto armado se condiciona à sua existência. Segundo Dumêt (2003), a forma usual de consideração dessa ligação tem sido por meio da definição de uma “tensão de aderência” no estado limite último, e sua distribuição ao longo da interface tem sido exaustivamente investigada, uma vez que seu conhecimento é necessário para a compreensão do comportamento de ancoragens retas, dos ganchos e das emendas.

Segundo Almeida Filho (2006), a aderência entre os materiais aço e concreto é um dos problemas mais difíceis no estudo do concreto e ainda não está completamente entendido. Isso

é devido ao grande número de dificuldades teóricas e experimentais encontradas para se estudar a aderência.

A aderência, a nível global de comportamento, garante que a deformação da armadura como um todo seja igual à das fibras vizinhas de concreto. Contudo, Fernandes (2000) afirma que o comportamento local de aderência é mais complexo, pois envolve descontinuidades como as fissuras e, conseqüentemente, deslocamentos relativos entre a armadura e o concreto. Assim, as deformações do aço e do concreto não são exatamente iguais.

3.2 Componentes da aderência

Segundo Bangash (1989), a aderência pode ser decomposta em três parcelas: adesão, atrito e aderência mecânica. Fernandes (2000) afirma que esta divisão é meramente didática, não sendo possível determinar-se cada componente isoladamente, devido à complexidade dos fenômenos envolvidos. Segundo Almeida Filho (2006), estas parcelas são fortemente influenciadas por diferentes fenômenos que intervêm na ligação dos dois materiais como:

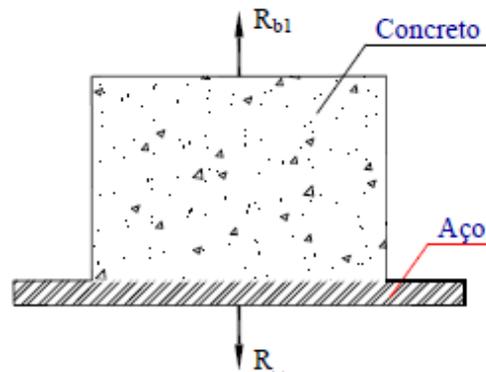
- Mistura do concreto, temperatura de umidade;
- A idade e os valores para resistência à compressão e à tração;
- Tipo de barra e o comprimento de ancoragem;
- A velocidade de carregamento e sua repetição.

3.2.1 Aderência por adesão

A adesão ou aderência química caracteriza-se por uma resistência à separação dos dois materiais. Sucede de ligações físico-químicas na interface das barras com a pasta, geradas durante as reações de hidratação do cimento (PINHEIRO, 2016). Essa parcela, caracteriza-se por uma resistência de adesão R_{b1} , tal como ilustrada na Figura 3.1, pode ser encontrada por meio da separação de um bloco concretado sobre uma chapa metálica (FERNANDES, 2000). Neste caso, verifica-se somente a existência da ligação por adesão.

Comumente, considera-se que a adesão seja suprimida pelas ações de serviço ou retração do concreto e que as tensões de aderência próximas da ruptura sejam mobilizadas principalmente pelo engrenamento mecânico entre as nervuras (CASTRO, 2002).

Figura 3.1 Aderência por adesão ou aderência química



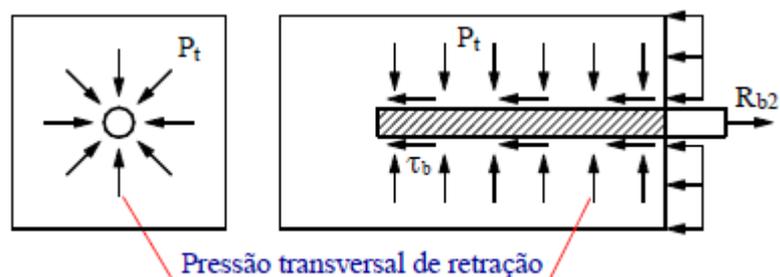
Fonte: Adaptado de Fernandes, (2000).

Essa parcela tem um valor pequeno se comparado com os demais tipos de aderência (ELIGEHAUSEN *et al.*, 1983).

3.2.2 Aderência por atrito

É dependente do coeficiente de atrito existente na interface aço-concreto, da rugosidade superficial da barra de aço, por sua vez, proveniente de pressões transversais (P_t) que a barra sofre por causa da retração do concreto (Fusco, 1995) ou por ações externas de compressões. Pode ser determinada através de ensaios de arrancamento, que consiste na aplicação de uma força de tração R_{b2} na barra, conforme apresentada na Figura 3.2. A parcela de resistência ao deslizamento por atrito é maior que a referente à adesão (ELIGEHAUSEN *et al.*, 1983; FERNANDES, 2000; CASTRO, 2002; DUMÊT, 2003).

Figura 3.2 Aderência por atrito



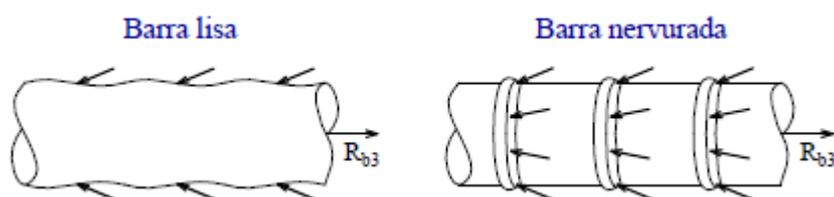
Fonte: Adaptado de Fusco (1995).

O coeficiente de atrito entre aço e concreto é alto, em função da rugosidade da superfície das barras, resultando valores entre 0,3 e 0,6 (LEONHARDT; MÖNNING, 1977).

3.2.3 Aderência mecânica

É associada à presença de saliências na superfície da barra, que funcionam como peças de apoio. Essa componente caracteriza-se pela força R_{b3} (Figura 3.3), e está associada a forças concentradas de compressão que surgem perpendiculares às faces das nervuras no momento em que a barra é tracionada e tende a deslizar (FERNANDES, 2000).

Figura 3.3 Aderência mecânica



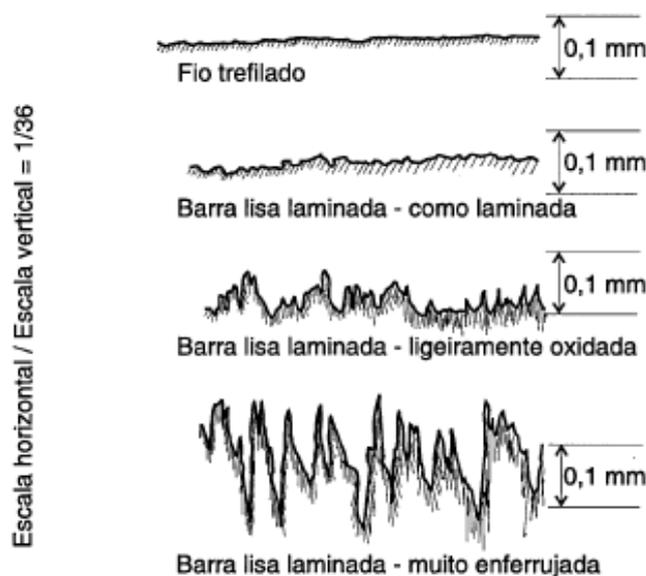
Fonte: Adaptado Fusco (1995).

Nas barras nervuradas, a aderência mecânica é a principal responsável pela solidariedade das barras ao concreto. O valor da resistência de aderência mecânica dessas barras depende da forma e da inclinação das nervuras, da altura e da distância livre entre elas (CASTRO, 2002).

Segundo Leonhardt e Mönning (1977), mesmo uma barra lisa pode apresentar aderência mecânica, em função da rugosidade superficial, devida à corrosão e ao processo de fabricação, gerando um denteamento da superfície, conforme constatado pela investigação realizada por Rehm e Eligehausen (1973) ³apud Fusco (1995), ilustrada na Figura 3.4.

³ REHM, G.; ELIGEHAUSEN, R. (1973). *Einfluss von dauerlast und ermüdungsbeanspruchung auf das rissverhalten von stahlbetonbauteilen unter ubernoiegender biege beanspruchung*. CEB, *Bulletin d'Information* n. 89.

Figura 3.4 Acabamento superficial de fios e barras lisas



Fonte: Rehm e Eligehausen (1973) *apud* Fusco, (1995).

Sintetizando, pode-se dizer que a parcela referente à aderência mecânica é a grande responsável pela ancoragem da barra de aço e, esta promove certa resistência de pós-pico, depois de atingida a tensão máxima de aderência (ALMEIDA FILHO, 2006).

3.3 Mecanismo de ruptura

Segundo Almeida Filho (2006), existem diversos modos de rupturas para a perda de aderência, dentre as quais se destacam a ruptura por arrancamento e a ruptura por fendilhamento. Alguns fatores podem influenciar diretamente para que ocorram estes modos de ruptura, sendo eles o tipo de armadura adotada (barra, cordoalha e fio), a conformação da superfície (lisa ou nervurada), a presença de armadura de confinamento, o diâmetro da barra, o cobrimento, a distância entre as barras, a qualidade do concreto adotado, a tensão solicitante na barra etc (DUMÊT, 2003).

A ruptura por arrancamento se dá quando existe um confinamento suficiente da armadura, assim, permitindo o corte do concreto entre as nervuras. Este tipo de ruptura está ligado principalmente à resistência do concreto e ao tipo e à geometria das nervuras (FERNANDES, 2000).

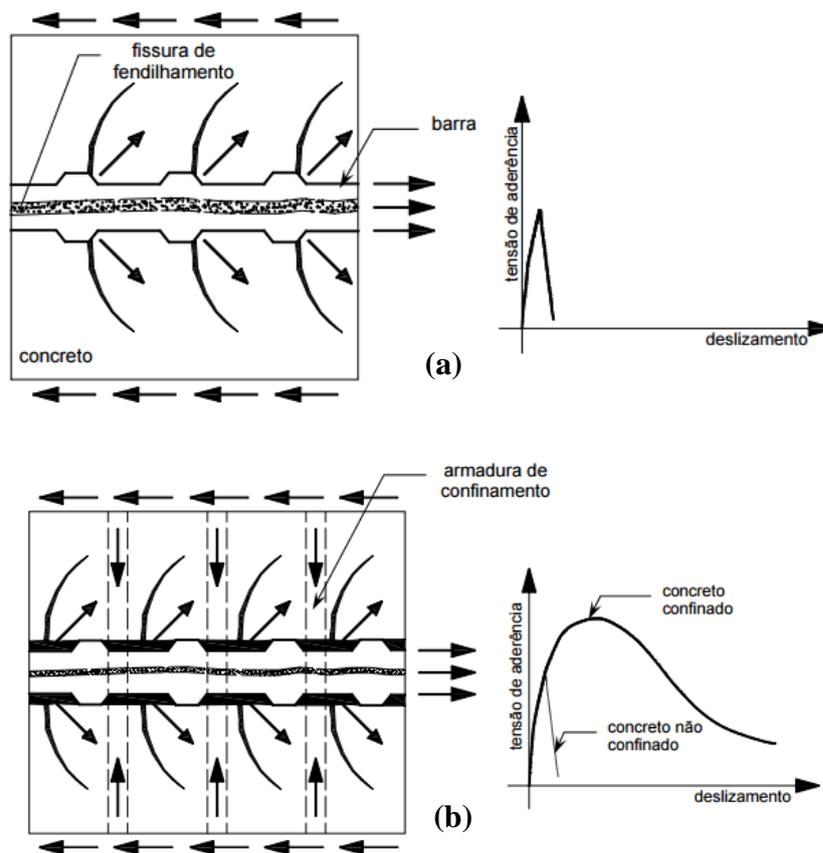
Fusco (1995) menciona que a ruptura da aderência não se dá por simples deslizamento

da barra de aço dentro do concreto, visto que os esforços mobilizados pela aderência criam no concreto uma região microfissurada no entorno das barras.

Dessa forma, somente ocorreria o arrancamento da barra por simples processo de deslizamento progressivo, se houvesse a pulverização de todo o material existente entre as nervuras da barra de aço. Nas barras lisas, esse processo é mais fácil por serem muito pequenas as irregularidades da superfície. Nas barras nervuradas isso somente será possível quando o fendilhamento longitudinal do concreto for impedido. As tensões circunferenciais de tração devem ser contidas pelo confinamento da armadura, decorrente de armaduras transversais ou do próprio concreto (ALMEIDA FILHO, 2006).

A Figura 3.5 ilustra os diferentes modos de ruptura da aderência entre o concreto confinado e não confinado. Segundo Castro (2002), o confinamento devido às barras de aço diminui a propagação e a abertura das fissuras, proporcionando o arrancamento da barra.

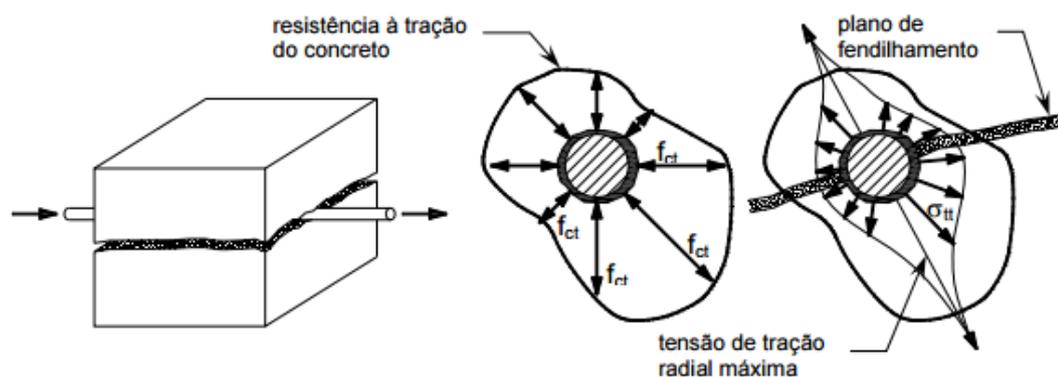
Figura 3.5 Ruptura por aderência por: (a) fissuração por fendilhamento em concreto não-confinado; (b) arrancamento em concreto confinado



Fonte: Adaptado de Fusco (1995).

O segundo modo de ruptura pode ser definido como o efeito de tração circunferencial oriundo das componentes radiais das tensões de compressão que transferem o esforço da barra para o concreto (Almeida Filho, 2006), conforme ilustrado na Figura 3.6.

Figura 3.6 Fendilhamento longitudinal do concreto



Fonte: Adaptado de Fusco (1995).

Este tipo de ruptura ocorre quando o confinamento é insuficiente para garantir o deslizamento da barra. As tensões radiais de tração, originadas das tensões diagonais de compressão causam uma pressão no concreto adjacente à barra de aço, tornando essa região microfissurada e sujeita ao fendilhamento paralelo ao eixo da barra. As fissuras de fendilhamento que surgem por causa das tensões circunferenciais de tração se propagam em direção das bordas do elemento estrutural, causando perda de resistência de aderência e de cobrimento (ALMEIDA FILHO, 2006).

Ressalta-se que somente em ensaios experimentais, representando curtos comprimentos de ancoragem ou de emenda por transpasse, é possível estudar, separadamente, esses dois modos de ruptura, porque em estruturas reais é provável que ocorra fendilhamento em maior ou menor intensidade. Nos casos de arrancamento, frequentemente pode-se observar um fendilhamento parcial, embora fissuras radiais pequenas e delgadas prejudiquem a eficiência da aderência. Outro ponto a ser destacado é o comportamento último da aderência predominantemente acompanhado pela extração da barra (CASTRO, 2002; FERNANDES, 2000; ALMEIDA FILHO, 2006).

Assim, em situações de projeto, os modos de ruptura são mais complexos, podendo ser resumidos como a seguir (CASTRO, 2002).

- **Ruptura por arrancamento com ou sem fendilhamento parcial do concreto**, ou seja, as fissuras de fendilhamento não são visíveis. Isto ocorre sob alto grau de confinamento e/ou grande cobrimento de concreto.
- **Ruptura por arrancamento induzido pelo fendilhamento total ou parcial**, no qual as fissuras de fendilhamento são visíveis. Este modo de ruptura ocorre sob confinamento moderado e/ou limitado cobrimento de concreto, onde o cisalhamento do concreto entre nervuras é acompanhado pelo deslizamento entre o concreto e o aço nas faces das nervuras.
- **Ruptura provocada pelo fendilhamento do cobrimento de concreto**. Esta situação ocorre onde não há confinamento e/ou com limitado cobrimento de concreto.

Adicionalmente, na execução de um ensaio simples de arrancamento, em que uma barra de aço em um prisma de concreto é solicitada, sem adição de armadura de confinamento e/ou de fibras metálicas, podem ocorrer quatro modos de ruptura, sendo elas (ALMEIDA FILHO, 2006):

- **Arrancamento:** trata-se do escorregamento da barra de aço no prisma de concreto, devido ao confinamento adequado do cobrimento do concreto evitando o fendilhamento da amostra, consistindo em uma ruptura dúctil;
- **Fendilhamento:** é caracterizado com a ruptura do prisma de concreto ao redor da barra de aço, decorrente do aumento de tensões, no qual é mais resistente que a peça, ocasionando fissuras na direção transversal e longitudinal. Esta ruptura pode ser classificada como frágil;
- **Tração:** Oriunda da formação de fissuras perpendiculares à direção da aplicação da força e localiza-se na extremidade da barra de aço envolvida pelo prisma de concreto;
- **Ruptura do aço:** Antes que seja atingida a capacidade resistente da ligação entre aço e concreto, ocorre o escoamento da barra, ou seja, a aderência entre os dois materiais excedeu o limite de escoamento do aço.

3.4 Fatores que influenciam o comportamento da aderência

Entende-se por tensão de aderência, a relação entre a força atuante na armadura e a área da barra aderente ao concreto. Essa tensão ocorre desde que aconteça variação de força no aço em um determinado trecho, que pode ser ocasionada por diversos parâmetros, os quais devem ser considerados quando se realiza o dimensionamento e análise de estruturas de concreto armado.

Diversos fatores físicos e mecânicos interferem no comportamento da aderência aço-concreto. Tais fatores influenciam na resistência e ductibilidade das ancoragens, tanto no estado limite último quanto no estado limite de serviço.

É feita uma divisão entre esses fatores relativos ao comportamento local da aderência e fatores relacionados à resposta global pelo modelo CEB-FIP (1990). De acordo com Castro (2002), o comportamento local da aderência é controlado pelas condições básicas de aderência como, por exemplo, posição de concretagem e direção relativa do carregamento com direção de concretagem. O comportamento global de uma região de ancoragem é influenciado por vários fatores relacionados ao seu confinamento, como arranjo transversal das barras ancoradas e arranjo da armadura transversal.

A seguir são apresentados os principais fatores que interferem no comportamento da aderência (local e global), e posteriormente são apresentados seus detalhes.

- Propriedades do concreto no estado fresco e endurecido;
- Características físicas e geométricas da barra;
- Posição da barra na concretagem;
- Cobrimento e espaçamento das barras da armadura (arranjo transversal das barras ancoradas);
- Quantidade e posição da armadura transversal;
- Comprimento de ancoragem;
- Idade, tipo, velocidade e duração do carregamento;
- Temperatura;
- Números de ciclos e amplitude do carregamento.

3.4.1 Propriedades do concreto no estado fresco e endurecido

A aderência é diretamente influenciada pelo concreto circunvizinho à barra. Se o

concreto não apresenta propriedades mecânicas satisfatórias no estado endurecido, a ruptura pode se dar por fendilhamento, quando as tensões circunferenciais de tração atingem e/ou ultrapassam a resistência à tração do concreto. A resistência à compressão do concreto também é importante, pois é ela que resiste às forças diagonais exercidas pelas nervuras.

Se o concreto apresentar teores elevados de cimento, excesso de água e outros fatores que contribuam para a retração, surgirá tensões de compressão transversais à armadura. Segundo Casagrande (2014), essa compressão resultará no impedimento da deformação do concreto, causado pela presença da barra. Por equilíbrio, as tensões de compressão criam tensões de tração longitudinais na região de ancoragem da armadura, o que aumenta o efeito de fendilhamento decorrente das forças de ancoragem e pode diminuir a tensão de aderência última.

Adicionalmente, pode-se afirmar que quanto maior a resistência mecânica, maiores serão os esforços de aderência que o concreto poderá suportar (SILVA, 2010).

Silva *et al.* (2013) ainda complementam que o mal adensamento do concreto prejudica a aderência, principalmente nas regiões de maiores concentrações de armaduras, por se tratar de regiões que apresentam maior dificuldade de concretagem e adensamento, principalmente quando o concreto apresenta baixa trabalhabilidade. Portanto, possibilita o surgimento de vazios, comprometendo a eficiência da região danificada.

A influência da dosagem do concreto na aderência aço-concreto é pouco avaliada. No entanto, Leonhardt e Mönning (1977) afirmam que a relação entre a resistência de aderência e a resistência à compressão do concreto é linear.

3.4.2 Características físicas e geométricas das barras

As nervuras podem ser classificadas como elementos descontínuos de ligação (FUSCO, 1995). Entretanto, a presença de nervuras nas barras de aço faz com que a aderência mecânica aumente, devido a seu grande número e seu pequeno afastamento relativo, tudo se passa como se houvesse ligação contínua de características melhoradas (LEONHARDT; MÖNNING, 1977).

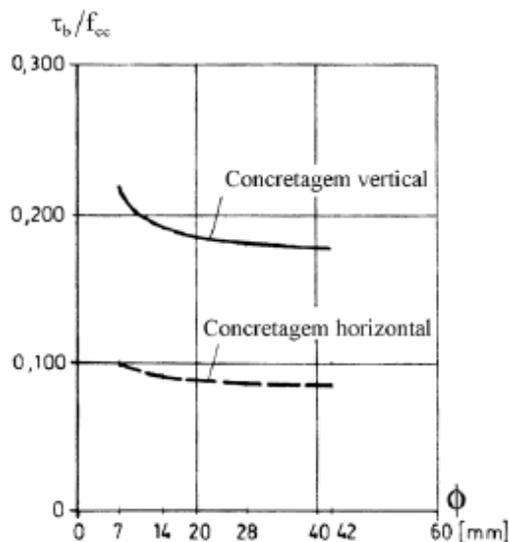
As nervuras podem ser classificadas em dois tipos de acordo com a sua posição em relação ao eixo da barra: longitudinais, paralelas ao eixo da barra, e transversais ou oblíquas, inclinadas em relação ao mencionado eixo (FRANÇA, 2004).

De modo geral, pode-se dizer que as nervuras transversais são fundamentais, pois as mesmas têm a função de gerar o engrenamento mecânico responsável pela parcela de resistência

de aderência. Em contrapartida, as longitudinais têm a função de impedir o giro da barra no interior do concreto. Segundo a NBR 7480:2007 (ABNT, 2007), as barras devem apresentar pelo menos duas nervuras longitudinais contínuas e diretamente opostas, exceto em caso que as nervuras transversais estejam dispostas de forma a se oporem ao giro da barra no interior do concreto.

Tratando do diâmetro da barra, Soroush e Choi (1989) afirmam que as barras com diâmetros menores têm melhor comportamento que as barras de maiores diâmetros. Justifica-se pelo fato de que barras de maiores diâmetros elevam o volume de poros na interface entre concreto e aço. No entanto, o diâmetro da barra tem pouca influência sobre a resistência de aderência, de acordo com o que é ilustrado na Figura 3.7.

Figura 3.7 Influência do diâmetro da barra na aderência



Fonte: Rehm⁴ apud Leonhardt e Mönning (1977).

A NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) afirma ainda que o diâmetro da barra quando ultrapassa 32 mm, interfere na resistência de aderência. Em contrapartida, outros pesquisadores como Leonhardt e Mönning (1977) e Ribeiro (1985) indicam uma influência pouco relevante para tal condição, e que apenas deve ser alertado o fato da peça possuir comprimento de ancoragem e cobrimento proporcional ao diâmetro da armadura, assim como a distância entre barras e feixes de barras de maneira a evitar o acúmulo de tensões.

⁴ REHM, G.; ELIGEHAUSEN, R. (1979). Bond of ribbed bars under cycle repeated loads. *ACI Materials Journal*, v.76, n.2, p.297-309, Feb.

3.4.3 Posição da barra na concretagem

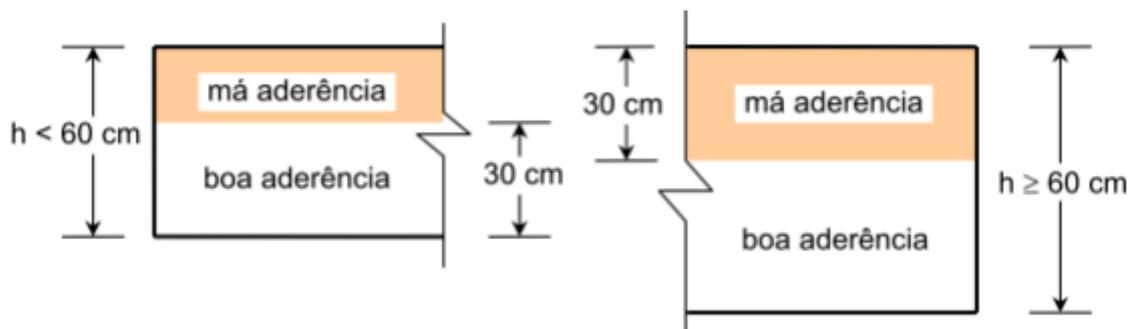
A posição da barra dentro do concreto proporciona condições distintas para o comportamento de aderência. Segundo Fernandes (2000) o sentido da concretagem que gera melhor comportamento é da armadura na vertical ou quando apresentar distâncias superiores a 60 cm da borda superior das peças. Ainda Ribeiro (1985) complementa que as barras localizadas no fundo das formas possuem melhores condições de aderência que as superiores, assim como o aumento do cobrimento propicia o ganho de resistência ao fendilhamento.

Para Castro (2002), a inclinação da barra, além da posição da mesma durante a concretagem, pode influenciar significativamente o comportamento da aderência. Para o mesmo autor, este comportamento é devido ao aumento da resistência e da rigidez de aderência para barras concretadas na vertical e solicitadas na direção contrária ao lançamento do concreto.

Leonhardt e Mönning (1977) afirmam que, assim como a altura, a posição das barras durante a concretagem é essencial, pois a segregação do concreto fresco gera um acúmulo de água sob as barras, e mais tarde o concreto absorve essa água acumulada, deixando vazios nos poros localizados na parte inferior das barras.

Mediante a esta situação, a NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) considera as barras de aço em situação de boa aderência quando estão em alguma das posições apresentadas (Figura 3.8).

Figura 3.8 Situações de boa e má aderência para barras horizontais



Fonte: ABNT NBR 6118:2014

- a. Inclinação maior que 45° sobre a horizontal;
- b. Horizontais ou com inclinação menor que 45° sobre a horizontal, desde que:
 - Elementos estruturais com $h < 60$ cm, localizados no máximo 30 cm acima da face inferior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima;
 - Elementos estruturais com $h \geq 60$ cm, localizados no mínimo 30 cm abaixo da face superior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima.

- c. Trechos de barras posicionadas diferentemente do citado acima, e em ocasiões que se utilizem de formas deslizantes, devem ser considerados em má situação quanto à aderência.

3.4.4 Cobrimento e espaçamento das barras da armadura

O cobrimento da armadura e o espaçamento existente entre as barras estão associados ao maior confinamento do concreto, sendo a adoção de valores adequados para se evitar a ruptura por fendilhamento. Segundo o que é apresentado pela FIB (2000) *Bulletin* n.10, sem pressão transversal decorrente de cargas externas ou reações de apoio, ou sem armadura transversal suficiente, um cobrimento de aproximadamente três vezes o diâmetro da barra parece ser necessário para admitir ruptura por arrancamento, tanto para concreto usual quanto para concreto de alto desempenho.

3.4.5 Temperatura

Segundo Castro (2002), até um determinado nível de temperatura, a resistência de aderência acompanha a perda de resistência à compressão. Quando ultrapassa 400°C a resistência de aderência é menor em comparação à resistência à compressão. Segundo este mesmo pesquisador, a relação entre a resistência de aderência e resistência à compressão reduz de 65% a 400°C para 35% a 600°C e, para esta temperatura, a resistência à compressão é aproximadamente 10% da resistência em temperaturas ambientes. Conclui-se que, entre 600 e 800°C a resistência de aderência é quase nula.

3.5 Aspectos sobre o ensaio de arrancamento

Na verificação da aderência entre aço e concreto, podem ser analisados dois aspectos distintos: a ancoragem das armaduras e a fissuração das peças de concreto.

Portanto, o ponto fundamental nas ancoragens por aderência é a determinação do valor correspondente de comprimento necessário para garantir a transferência dos esforços da armadura para o concreto, garantindo-se a integridade do concreto na região da ancoragem, a

rigidez e a resistência da barra aos esforços para quais foi calculada no trecho em que está integralmente ancorada, e a resistência das barras no trecho em que a barra ancorada foi suprimida.

Já quanto à fissuração das peças de concreto armado, objetiva-se a manutenção das aberturas de fissuras abaixo dos limites desejáveis.

Dessa forma, é necessário que o ensaio a ser adotado apresente procedimentos que atendam às peculiaridades do fenômeno a ser estudado. A seguir, será apresentado o ensaio de arrancamento direto (*Pull – out test*), adotado para esta pesquisa.

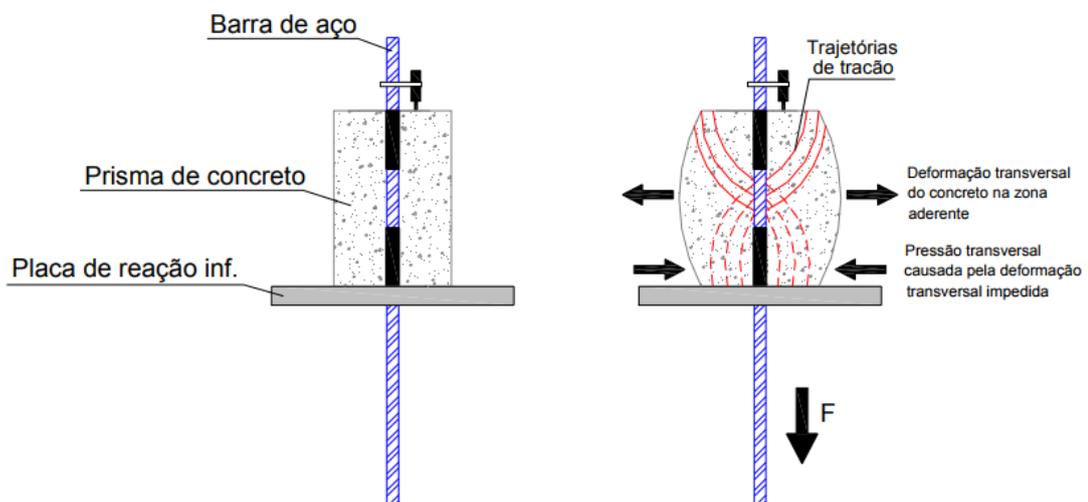
3.5.1 Ensaio de arrancamento direto: “*Pull – out test*”

Considerado como um dos ensaios mais tradicionais e de fácil execução, além de baixo custo aquisitivo, esse ensaio é normalizado pela RILEM/CEB/FIP RC6 (CEB, 1973) e recomendado pela ASTM C234 (1991).

Consiste numa barra de aço envolvida em concreto com um determinado comprimento de aderência, no qual é extraída do corpo de prova, sendo medido o deslocamento da barra de aço em relação ao concreto, na extremidade saliente da barra (Figura 3.9).

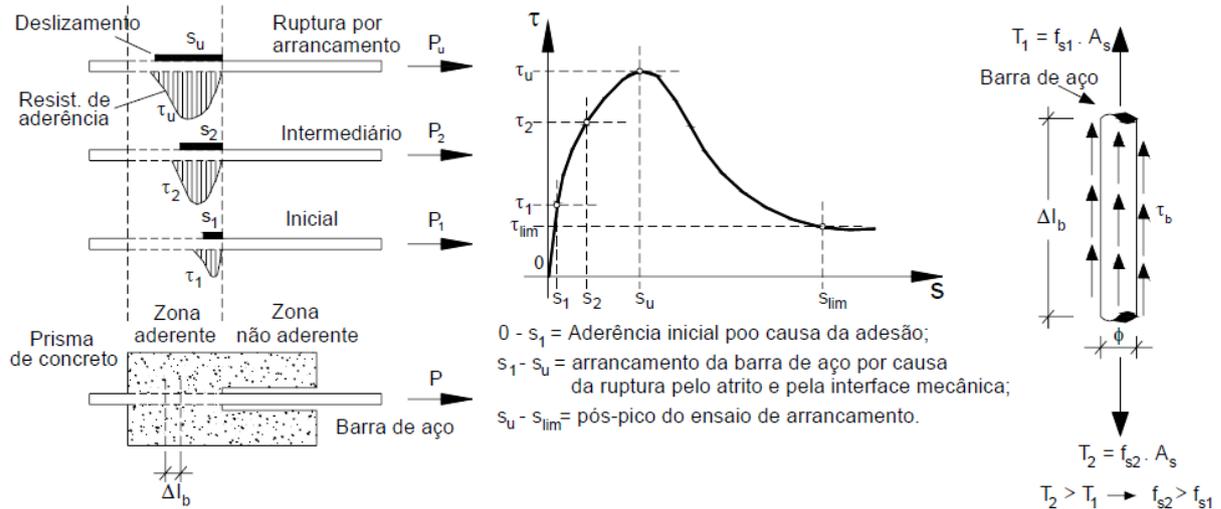
As dimensões, forma do corpo de prova, posição e comprimento do trecho de aderência, influenciam consideravelmente os resultados do teste (LEONHARDT; MÖNNING, 1977).

Figura 3.9 Tensões principais no ensaio de arrancamento (*pull-out test*)



Na Figura 3.10 é ilustrada a variação da resistência de aderência, do deslizamento, das tensões na barra de aço e os limites para adesão, resistência ao atrito e o pós-pico até o arrancamento da barra para concretos de baixa resistência à compressão.

Figura 3.10 Desempenho da resistência de aderência e do deslizamento no ensaio de arrancamento



Fonte: Adaptado de Almeida Filho (2006), p. 68.

Para alguns autores, os resultados obtidos por este ensaio servem apenas para análises comparativas ou estudos de natureza qualitativa, pois a maneira de solicitação da amostra não reproduz as condições reais de solicitação das barras de aço quando projetadas as finalidades de uso. Em contrapartida, Barbosa *et al.* (2013) afirmam que o ensaio *pull-out test* é considerado um ensaio de validade e com características reais, desde que seja levado em consideração o comprimento de ancoragem e diâmetros das barras, pois os resultados obtidos nos ensaios de arrancamento não apresentam variabilidade alta ao ser comparado com o ensaio de viga.

Segundo Almeida Filho (2006), esse ensaio fornece valores satisfatórios, tanto quantitativos quanto qualitativos para o desenvolvimento de pesquisas, pois este permite uma observação simples e precisa dos fenômenos que influenciam a aderência.

3.6 Parâmetros normativos para determinação da aderência

A NBR 6118: 2014 (ABNT, 2014) apresenta que para a determinação da resistência à aderência na ancoragem entre a armadura e o concreto deve ser obtida por meio da Equação

3.1, no qual se consideram como parâmetros fundamentais os coeficientes de aderência para diversos tipos de barras.

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad (\text{Equação 3.1})$$

Sendo:

$$\begin{aligned} \eta_1 = \text{coeficiente de aderência} \quad \eta_1 &= 1,0 \text{ para barras lisas} \\ \eta_1 &= 1,4 \text{ para barras entalhadas} \\ \eta_1 &= 2,25 \text{ para barras nervuradas} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta_2 = \text{posição da armadura na concretagem} \quad \eta_2 &= 1,0 \text{ para situações de boa aderência} \\ \eta_2 &= 0,7 \text{ para situações de má aderência} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta_3 = \text{Coeficiente relacionado ao diâmetro da barra} \quad \eta_3 &= 1,0 \text{ para } \phi < 32\text{mm} \\ \eta_3 &= (132 - \phi) / 100, \text{ para } \phi \geq 32 \text{ mm} \end{aligned}$$

ϕ é o diâmetro da barra

f_{ctd} é a resistência à tração de cálculo do concreto

Ainda, são considerados em situação de boa aderência os trechos das barras que estejam em uma das posições seguintes:

- a) com inclinação maior que 45° sobre a horizontal;
- b) horizontais ou com inclinação menor que 45° sobre a horizontal, desde que:
 - Para elementos estruturais com $h < 60$ cm, localizados no máximo 30 cm acima da face inferior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima;
 - Para elementos estruturais com $h \geq 60$ cm, localizados no mínimo 30 cm abaixo da face superior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima.

A mesma norma indica que se os trechos das barras estiverem em outras posições, e quando do uso de formas deslizantes, devem ser considerados em situação de má aderência.

Para a determinação da tensão máxima de tração (f_{ctd}) utiliza-se o valor mínimo da resistência característica à tração como é apresentado na Equação 3.2.

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}$$

(Equação 3.2)

Na falta de ensaios para a determinação dos valores de resistência à tração do concreto, a NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) indica a determinação por meio das Equações 3.3 e 3.4.

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} \quad \text{(Equação 3.3)}$$

$$f_{ctk,sup} = 0,3 \cdot f_{ct,m} \quad \text{(Equação 3.4)}$$

Para concretos de classe até C50 utiliza-se a Equação 3.5.

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad \text{(Equação 3.5)}$$

Para concretos de classe de C55 à C90 utiliza-se a Equação 3.6.

$$f_{ct,m} = 2,12 \ln(1 + 0,11 f_{ck}) \quad \text{(Equação 3.6)}$$

Sendo: f_{ck} a resistência característica à compressão; $f_{ct,m}$ a resistência média do concreto; $f_{ctk,inf}$ a resistência característica do concreto à tração na flexão; $f_{ctk,sup}$ resistência à tração direta do concreto e γ_c o coeficiente de ponderação da resistência do concreto.

De acordo com o CEB-FIP (2010), a resistência à aderência é considerada como uma tensão média na superfície da barra sobre o comprimento de ancoragem l_b e pode ser determinada conforme a Equação 3.7, considerando todas as barras com uma inclinação de 45° ou 90° com a horizontal durante a concretagem.

$$f_{b,0} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4 \cdot \left(\frac{\sqrt{\frac{f_{ck}}{20}}}{\gamma_c} \right) \quad \text{(Equação 3.7)}$$

Sendo: η_1 = coeficiente de conformação superficial da barra $\eta_1 = 0,9$ para barras lisas; $\eta_1 = 1,1$ para barras entalhada; $\eta_1 = 1,4$ para barras nervuradas revestidas com epóxi; $\eta_1 = 1,8$ para barras nervuradas (inclui-se as barras galvanizadas e de aço inoxidável); η_2 coeficiente referente à posição da armadura no momento da concretagem, $\eta_2 = 1,0$ para situações de boa aderência; $\eta_2 = 0,7$ para os outros casos onde a barra de aço nervurada é usada; $\eta_2 = 0,5$ para situações onde são utilizadas barras lisas; η_3 coeficiente que leva em consideração o diâmetro da barra $\eta_3 = 1,0$ para $\phi \leq 20\text{mm}$; $\eta_3 = \left(\frac{20}{\phi}\right)^{0,3}$ para $\phi > 20\text{mm}$; η_4 coeficiente relacionado à tensão de escoamento da barra de aço $\eta_4 = 1,2$ para $f_{yk} = 400\text{ MPa}$; $\eta_4 = 1,0$ para $f_{yk} = 500\text{ MPa}$; $\eta_4 = 0,85$ para $f_{yk} = 600\text{ MPa}$; $\eta_4 = 0,75$ para $f_{yk} = 700\text{ MPa}$; ϕ é o diâmetro da barra em mm; f_{ck} resistência característica do concreto à compressão; e γ_c o coeficiente de ponderação da resistência do concreto.

É considerado pela CEB-FIP (2010) como região de boa aderência os trechos em que as barras estiverem nas seguintes condições:

- Todas as barras com inclinação de 45° ou 90° com a horizontal a concretagem;
- Todas as barras com inclinação inferior a 45° com a horizontal, que são até 25 cm a partir do fundo ou, pelo menos, 30 cm do topo da camada de concreto durante a concretagem.

3.7 Considerações finais

Segundo o que foi apresentado e a literatura técnica, o estudo do comportamento da aderência aço-concreto ainda há muito a ser analisado. Devido ao elevado número de fatores que interferem em seu comportamento, muitas lacunas precisam ser preenchidas.

Podendo citar como por exemplo, o aumento da resistência à compressão do concreto, o consumo de cimento e bem como o aumento do diâmetro da barra de aço.

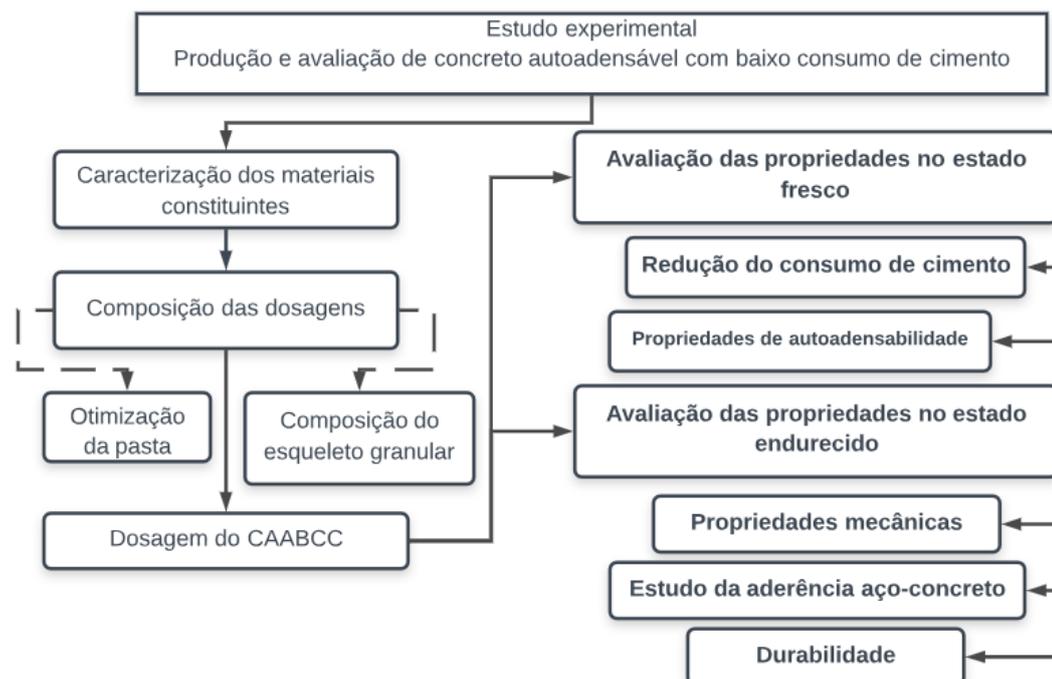
As verificações já realizadas por diversos pesquisadores muitas vezes não representam de forma adequada o comportamento da aderência, devido às limitações que provocam

subestimativa ou superestimativa da resistência da aderência, sendo necessário o desenvolvimento de um ensaio reconhecido e padronizado, para verificação da resistência de aderência, e de ensaios em elementos estruturais para obter-se uma correlação entre o desempenho do elemento e o ensaio de aderência padronizado, segundo Cairns e Plizzarri (2003).

4. Materiais e metodologia experimental

Neste capítulo será apresentado o estudo experimental, englobando o desenvolvimento do concreto autoadensável com baixo consumo de cimento e a investigação experimental desenvolvida para o estudo da aderência aço-concreto com modelos de arrancamento, visando responder as questões que motivaram este trabalho. Posteriormente, serão descritos todos os materiais utilizados nos diversos concretos ensaiados com suas principais características, tanto no estado fresco quanto no estado endurecido. Na sequência, apresentam-se os ensaios preliminares executados. Os ensaios foram conduzidos no Laboratório de Estruturas e Materiais do UNASP, utilizando-se uma Prensa Universal Servo-hidráulica, classe I. A proposta experimental foi dividida em escolha e caracterização dos materiais constituintes das misturas, método de dosagem e ensaios de caracterização do concreto nos estados frescos e endurecido, conforme apresentado na Figura 4.1.

Figura 4.1 Procedimento experimental adotado no desenvolvimento do trabalho



4.1 Materiais utilizados

A escolha correta dos materiais pode ocasionar uma redução do consumo de cimento. No entanto, se isso levar à escolha de materiais que apresentem comportamento diferenciado, que geralmente não são encontrados com facilidade ou não estão disponíveis em diversas localidades, a aplicação em grande escala se inviabiliza. Desta forma, neste estudo optou-se por agregados, cimento, aditivo e adições que foram encontrados no mercado da construção civil da região metropolitana de Campinas, na cidade de Engenheiro Coelho/SP, no ano de 2017.

4.1.1 Cimento

Foi utilizado apenas um tipo de cimento, cimento Portland composto com pozolana e classe de resistência de 32 MPa (CPII Z 32), especificado pela NBR 16697:2018 (ABNT, 2018) e produzido pela empresa Votorantim. Os ensaios de caracterização do cimento consistem na determinação da massa específica, área superficial específica, tempo de início e fim de pega e resistência à compressão.

4.1.2 Sílica ativa

Foi utilizada apenas uma adição mineral: a sílica ativa produzida pela empresa TECNOSIL[®]. A mesma foi escolhida com o intuito de gerar o refinamento dos poros por meio da ação pozolânica e de empacotamento nos níveis abaixo da granulometria do cimento. A sílica ativa utilizada é oriunda do processo de fabricação das ligas de ferro silício, com diâmetro médio 0,40 μm e possui massa específica de 2,22 g/cm^3 .

4.1.3 Fíler calcário

Foi selecionado um fíler inerte proveniente do calcário, compacto e de granulação fina na coloração branca, chamado comercialmente como pó de calcário, com dimensão máxima característica de 45 μm e densidade aparente de aproximadamente de 1,2 g/cm^3 .

4.1.4 Aditivo superplastificante

A escolha do aditivo deu-se a partir da alta capacidade apresentada pelo material de redução de água, sendo esta característica fundamental para a elaboração de concretos com baixo consumo de cimento e com relação água/cimento reduzida.

Posteriormente ao estudo do seu desempenho, optou-se por utilizar apenas um único aditivo para todos os concretos elaborados, nomeado como ADVATM CAST 525. O aditivo, produto desenvolvido pela empresa GRACE[®], baseado em policarboxilato. O ensaio de caracterização consiste na determinação do pH e massa específica.

4.1.5 Agregado miúdo

Foram selecionadas inicialmente duas areias naturais, provenientes de cava de rio, com granulometrias distintas: uma areia fina (chamada também como areia rosa) e uma areia média.

A areia média foi utilizada na intenção de se obter maior empacotamento dos agregados e redução do índice de vazios, na expectativa de melhoria nas propriedades do concreto no estado fresco e endurecido. Realizado uma dosagem para tal constatação (14^a Tentativa – concretos auxiliares) verificou-se que os resultados obtidos pela mistura das duas areias não foram satisfatórios. Assim, permaneceu-se com a mistura que apresentou melhor desempenho de empacotamento, no qual consistia em uma única areia, a areia fina.

As características da areia média são apresentadas no APÊNDICE A. A dimensão máxima característica da areia fina é de 0,3 mm e módulo de finura igual a 0,82. Os ensaios de caracterização contemplam a determinação da composição granulométrica, massa unitária, massa específica, índice de vazios, absorção e impurezas orgânicas.

4.1.6 Agregado graúdo

Foi selecionado um único agregado graúdo natural britado de origem basáltica com dimensão máxima característica de 9,5 mm, módulo de finura de 5,84 e classificado como d/D 4,75/12,5. Os ensaios de caracterização contemplam a determinação da composição granulométrica, massa unitária, massa específica, absorção de água e índice de vazios.

Os diversos materiais selecionados para a composição das misturas dos concretos autoadensáveis são ilustrados na Figura 4.2.

Figura 4.2 Materiais selecionados para o estudo da dosagem neste trabalho



Fonte: Autor (2018).

4.2 Ensaios preliminares para determinação do CAABCC

Foram realizados ensaios preliminares para a obtenção das dosagens dos concretos autoadensáveis com baixo consumo de cimento e resultados iniciais a partir dos concretos autoadensáveis ensaiados. Alguns concretos auxiliares foram executados para a verificação da trabalhabilidade obtida e a influência de alguns parâmetros, como teor ótimo de aditivos e finos, composição do esqueleto granular etc.

4.2.1 Proposta para determinação do concreto autoadensável

Existem diversas propostas nomeadas para a determinação da composição do CAA, dentre elas podem ser citadas de Saak *et al.* (2001), Arima *et al.* (2002), Tutikian *et al.* (2004), e da UPC (GETTU; AGULLÓ, 2004). A proposta adotada para o desenvolvimento do

CAABCC foi baseada na pesquisa de Gomes (2002) a qual se baseia no método de dosagem desenvolvido na UPC (Universidade Politécnica da Catalunha). Segundo a avaliação, o CAA pode ser determinado por meio de três etapas: pasta, agregado (esqueleto granular) e concreto.

O método da UPC é baseado na otimização separada da composição da pasta e do esqueleto granular dos agregados. A pasta é constituída de cimento, sílica ativa, fíler, água e superplastificante, enquanto o esqueleto granular é composto pela otimização entre agregado miúdo e graúdo de modo a se encontrar a maior compactação seca sem haver a necessidade de adensar os agregados; desse modo, há a redução de vazios no esqueleto granular.

De acordo com Gettu e Agulló (2004), as relações utilizadas em massa para a determinação da composição da pasta são Água/Cimento (A/C), Sílica ativa/Cimento (SA/C), Superplastificante/Cimento (SP/C), e Fíler calcário/Cimento (F/C). Tratando-se de concretos de alta resistência se utiliza a relação $SA/C = 0,1$, a relação A/C é fixada em 0,4 e, a partir daí esse valor é reduzido até que se obtenha a resistência requerida.

Determinadas as relações A/C e SA/C , passa-se à determinação da dosagem tanto do superplastificante quanto da adição de fíler.

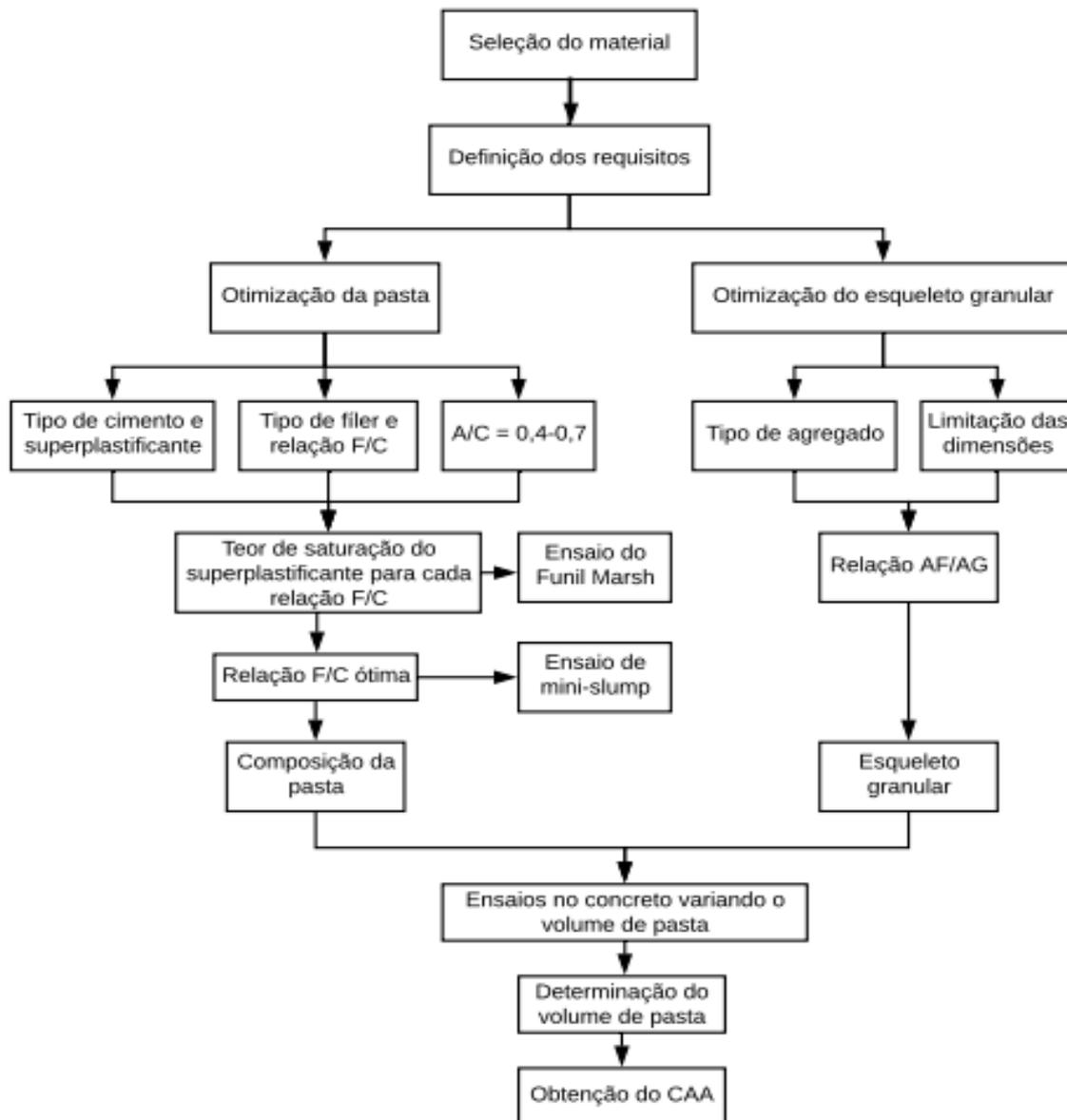
Por meio do ensaio de cone Marsh determina-se a relação SP/C , que representa o ensaio de fluidez e otimização do teor de superplastificante na pasta.

Com a determinação do teor ótimo de superplastificante, determina-se o teor ótimo de fíler, no qual está varia em adição ao cimento ou em substituição de cimento, este último utilizado nesta pesquisa. De acordo com Aïtcin (2000), a dosagem de fíler se faz a partir do ensaio de miniabatimento ou mini-espalhamento, que trata em medir o diâmetro do espalhamento, que deve estar dentro do limite de (18 ± 1) cm e de medir o tempo que a pasta leva para ultrapassar o diâmetro de 115 mm (T_{115}), que deve estar dentro do limite de (3 ± 1) s). Segundo Gettu e Agulló (2004) e Gomes (2002), a pasta que respeitar os parâmetros estabelecidos terá relação de fíler com relação ao cimento considerada ótima.

Vale ressaltar que o conteúdo ótimo de pasta tem grande importância na fluidez e coesão do CAA, pois esta tem como função preencher os vazios existentes entre agregados, gerando, assim, a autoadensabilidade no estado fresco e a resistência à compressão no estado endurecido (GOMES, 2002, GETTU; AGULLÓ, 2004).

O esquema de otimização da dosagem do CAA, segundo Gomes (2002) é apresentado pela Figura 4.3.

Figura 4.3 Esquema de otimização para o CAA



Fonte: Adaptado de Gomes, p. 96 (2002).

4.2.1.1 Etapa pasta

O controle do comportamento ao escoamento das pastas de cimento é primordial para a produção de concretos autoadensáveis. Segundo Jiang *et. al* (2000) o comportamento reológico de materiais à base de cimento em função do tempo de escoamento de SP (superplastificante), fornece informações relevantes sobre alguns de seus parâmetros, tais como o abatimento e a perda desse abatimento, os quais podem ser transferidos para o concreto. Ainda, Castro (2007) afirma que a compatibilidade entre aditivo-cimento, em relação a perda de abatimento, pode e deve ser inicialmente estudada através de medidas de fluidez da pasta com o auxílio de ensaios

simples e de fácil execução.

Para misturas com relações água/cimento baixas, a compatibilidade cimento-aditivo não pode ser especificada somente por meio de determinações de cada material. É preciso a verificação experimental da mistura por causa dos complexos fenômenos químicos envolvidos. Para tanto, diversos métodos de ensaios foram desenvolvidos em procedimentos de fácil implementação e que envolvem pequenas parcelas de materiais (GOMES, 2002; CASTRO, 2007).

Dentre os métodos desenvolvidos para obtenção dos parâmetros mencionados, os mais utilizados são o ensaio de miniabatimento e o método do Funil Marsh, cujo procedimento é regido pela NBR 7681-1:2013 (ABNT, 2013). O ensaio de miniabatimento está relacionado com a tensão de escoamento existente nas pastas de cimento para baixas taxas de cisalhamento, demanda pouco material e avalia a pasta a partir de um comportamento muito estático. Já o Funil Marsh, relaciona-se com a viscosidade plástica para maiores taxas de cisalhamento, demanda uma quantidade um pouco maior de material e avalia a pasta em condições mais dinâmicas.

Inicialmente foi realizada a verificação de compatibilidade cimento-aditivo entre duas marcas comerciais similares, no qual uma foi escolhida e está especificada na seção 4.1.4 deste capítulo. Ainda que o aditivo seja um material relativamente caro, seu valor vem caindo à medida em que seu uso tem se intensificado na construção civil. Além disso, como nesta pesquisa propõe reduzir o consumo de cimento e o aditivo é um percentual deste, este impacto no custo é minimizado.

Para fins de avaliação foi realizada a determinação do ponto de saturação (teor ótimo) de aditivo superplastificante. Para tal, foram utilizadas pastas de cimento com adição de 10%, 20%, 30% e 40% de fíler calcário e, fixando 10% sílica, valor usualmente adotado por diversos pesquisadores (GOMES, 2002, GETTU; AGULLÓ, 2004, ALMEIDA FILHO, 2006, SANTOS, 2012, BARBOZA, 2016). Para cada uma dessas combinações, foi determinado o ponto de saturação do aditivo utilizando dois métodos de ensaio: o ensaio de índice de fluidez para caldas de cimento, medindo-se o tempo de escoamento de um determinado volume de pasta com o uso do funil Marsh, e o ensaio de miniabatimento chamado também de “Kantro”.

Os ensaios são realizados em intervalos constantes, dentro do tempo previsto para aplicação do concreto. Neste trabalho considerou-se um tempo de aplicação do concreto de 1 hora, sendo que foram realizadas leituras de 10, 30, 40 e 60 minutos, totalizando em 4 leituras.

Como pode haver alterações nos resultados, em função das condições ambientais, adotaram-se limites de temperatura de $(23 \pm 2)^\circ \text{C}$ e umidade relativa de $(65 \pm 5)\%$ (GOMES,

2002).

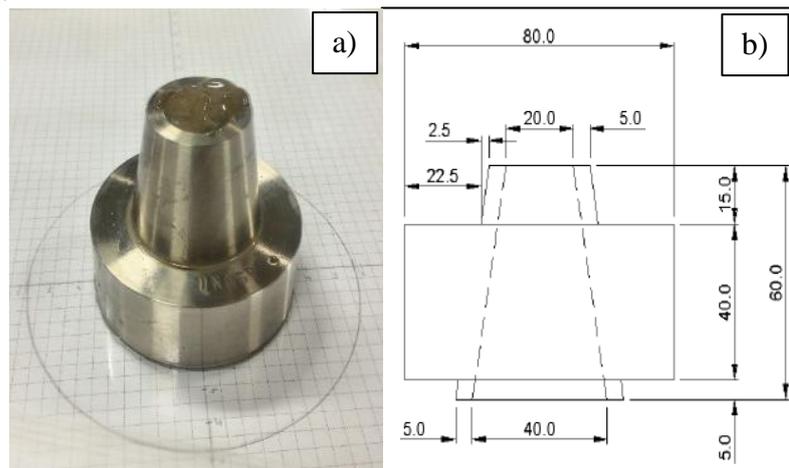
Depois de realizadas as medidas, a pasta é recolhida à cuba, retornando à argamassadeira, no qual permaneceu tampada com pano úmido para evitar a perda de água e submetida a mistura na velocidade lenta até a próxima medida.

Cerca de 2 minutos antes da próxima leitura deve-se verificar com auxílio de espátula de aço se existe material consistente preso ao fundo e laterais da cuba. Se houver, raspar e misturar manualmente durante 60 segundos. Antes do novo ensaio deixa-se misturar a pasta em velocidade alta por 90 segundos.

4.2.1.2 Ensaio de miniabatimento (Kantro)

Desenvolvido por Kantro (1980) *apud* Bucher (1988⁵), o ensaio de miniabatimento consiste em determinar o abatimento de pastas de cimento usando o minitronco de cone (Figura 4.4). Medindo o diâmetro de espalhamento, que deve estar dentro do limite de (18 ± 1) cm e de medir o tempo que a pasta leva para ultrapassar o diâmetro de 115 mm (T_{115}), que deve estar dentro do limite de (3 ± 1) s. Assim, a pasta que respeitar os limites estabelecidos terá a relação de fíler calcário e sílica ativa com relação ao cimento considerada ótima (GOMES, 2002; GETTU; AGULLÓ, 2004).

Figura 4.4 Ensaio miniabatimento - a) Equipamento utilizado; b) esquema de dimensões do minitronco (mm)



Fonte: Autor (2018).

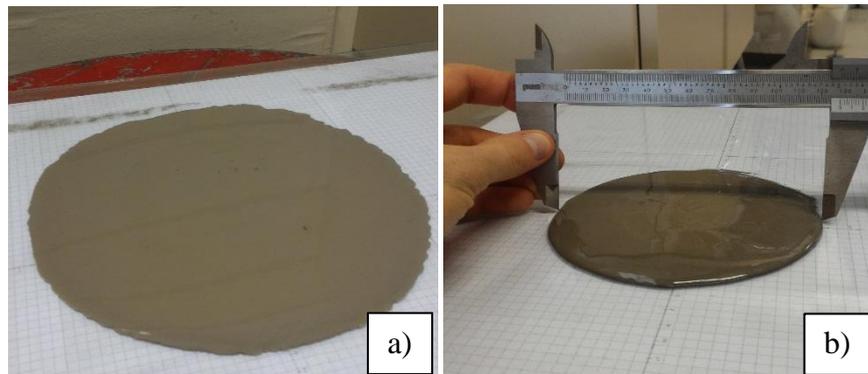
⁵ KANTRO, D. L. Influence of water-reducing admixtures on properties of cement paste – A miniature slump test. *Cement, Concrete and Aggregates*, v.2, n. 2, p. 95-102. 1980 *apud* BUCHER, H. R. E. Desempenho de aditivos redutores de água de alta resistência em pastas, argamassas ou concretos. In: REIBRAC, 30, Rio de Janeiro, 1988. P. 609-625.

Segundo Gomes (2002) este ensaio proporciona algumas vantagens, sendo um procedimento prático, simples e ágil e que envolve uma pequena porção de material. Em contrapartida, não é indicado para pastas com baixa fluidez.

O procedimento adotado para a realização do mesmo consistiu em:

- Preparar uma superfície plana (indica-se uma placa de vidro);
- Aplicar uma fina camada de óleo mineral na superfície da placa e do molde metálico do minitronco de cone;
- Preencher por completo o molde com a pasta de cimento produzida;
- Regularizar o topo do molde com o auxílio de uma espátula;
- Retirar o molde suavemente, mantendo a posição vertical;
- Por fim, medir dois diâmetros perpendiculares da pasta de cimento espalhada (Figura 4.5).

Figura 4.5 a) Pasta de cimento espalhada sobre a placa de vidro; b) Leitura de um dos diâmetros da pasta ensaiada



Fonte: Autor (2018).

4.2.1.3 Ensaio de cone Marsh

Ensaio de procedimento prático e simples, adotado para a determinação, controle de qualidade e estudo da fluidez de pastas de cimento, para a especificação do teor ótimo de SP para misturas de concretos autoadensáveis.

O principal objetivo do ensaio é medir o tempo que determinada pasta leva para escoar por meio de um funil com um diâmetro específico. Dessa forma, o tempo gasto para o escoamento da pasta está relacionado com a fluidez do material (GOMES, 2002; ROUSSEL e LE ROY, 2005; LE ROY ; ROUSSEL, 2005). O tempo de escoamento depende do fluido ensaiado, mas também é influenciado pela geometria do cone (CASTRO, 2007).

Algumas vantagens podem ser apresentadas, segundo Gomes (2002):

- Equipamento necessário para a realização do mesmo é simples e portátil;
- Pequenos insumos de materiais para a realização do ensaio;
- Permite repetitividade de procedimentos sem descarte da pasta.

No entanto, é um ensaio altamente sensível a superfície de contato do cone e não muito indicado para pastas com baixa fluidez, podendo ocasionar obstrução da passagem no cone.

Segundo a NBR 7681-1: 2013 (ABNT, 2013) os procedimentos indicados para a realização do ensaio do funil Marsh são:

- Umedecer todo interior do cone antes de cada medida;
- Posicionar o cone no suporte, de tal forma, que o mesmo permaneça nivelado e livre de vibrações;
- Alinhar a proveta de 1000 ml com eixo vertical do funil;
- Com o auxílio de um dos dedos, fechar a abertura inferior e lançar a amostra para dentro do cone até atingir a marca estabelecida;
- Liberar a passagem da calda, e no momento que a mesma atingir o fundo da proveta, acionar o cronômetro;
- Parar o cronômetro quando atingir a marca de leitura da proveta graduada referente ao volume de pasta predeterminado.

A partir do ensaio utilizando o funil Marsh (Figura 4.6), o ponto de saturação do aditivo foi determinado para cada combinação de cimento-sílica-fíler de acordo com o método AFREM (DE LARRARD et al, 1998).

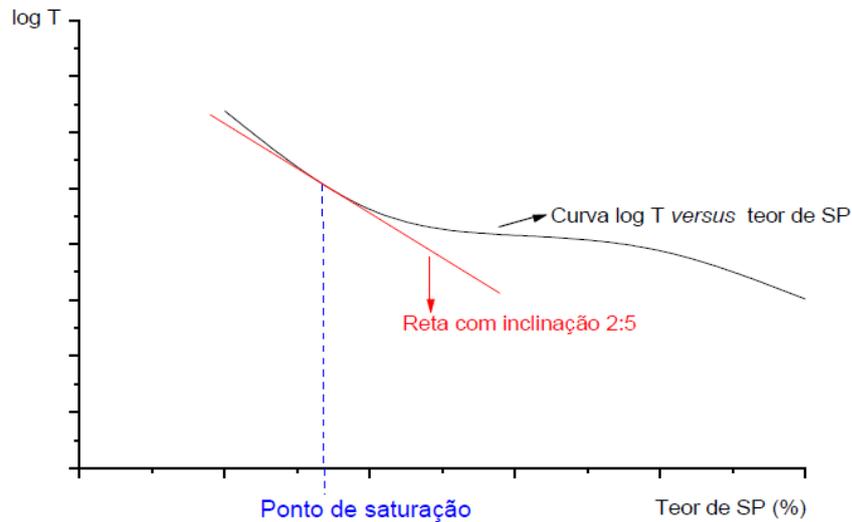
Figura 4.6 Ensaio de índice de fluidez em pastas de cimento para determinação dos teores ótimos de aditivos - Cone Marsh



Fonte: Autor (2018).

Neste procedimento, o ponto de saturação do aditivo é considerado como o teor de aditivo em que uma reta com inclinação de 2:5 que tangencia a curva “logaritmo do tempo de escoamento *versus* teor de aditivo” (Figura 4.7).

Figura 4.7 Modelo para determinação do ponto de saturação - Método AFREM



Fonte: Adaptado Castro (2007) e Santos (2012).

De acordo com Santos (2012) a escolha da inclinação 2:5 é arbitrária. No entanto, sendo adotada em função das proporções adequadas obtidas a partir da mesma. Ainda afirma, que a vantagem de se utilizar o logaritmo do tempo de escoamento está relacionada ao fato de que esse critério depende das características intrínsecas do material ensaiado.

4.2.1.4 Pasta de cimento: procedimento de mistura

Considerando que a reologia da pasta de cimento é muito sensível ao procedimento, sequência e intensidade da mistura foram consideradas inicialmente e avaliadas estas características por meio do ensaio do funil Marsh. Cinco procedimentos foram avaliados, diferenciados apenas com a ordem de incorporação dos materiais constituintes da mistura. É apresentado na Tabela 4.1 a sequência de lançamento dos materiais no processo de elaboração da pasta.

Tabela 4.1 Metodologia verificadas para a sequência de mistura da pasta de cimento

Sequência	Procedimento				
	Passo	Material incorporado	Tempo de repouso (s)	Tempo de mistura (s)	Velocidade da mistura
1	1	Cimento e Água (75%)	---	60	Baixa
	2	Fíler e Sílica Ativa	60	60	Baixa
	3	SP e Água (25%)	60	30	Baixa
			---	150	Alta
2	1	Cimento, 1/2 SP e Água (75%)	---	60	Baixa
	2	Fíler e Sílica Ativa	60	60	Baixa
	3	1/2 SP e Água (25%)	60	30	Baixa
			---	150	Alta
3	1	Cimento e Sílica ativa	---	30	Baixa
	2	Água (2/3) e SP (2/3)	60	60	Baixa
	3	(1/3) SP, Água (1/3), Fíler	---	60	Baixa
			---	120	Alta
4	1	Cimento, SP e Água (75%)	---	60	Baixa
	2	Fíler e Sílica Ativa	60	60	Baixa
	3	Água (25%)	60	30	Baixa
			---	150	Alta
5	1	Cimento e Água (75%)	---	60	Baixa
	2	Fíler, Sílica e 1/2 SP	30	60	Baixa
	3	1/2 SP e Água (25%)	30	30	Baixa
			---	150	Alta

Fonte: Autor (2018).

O procedimento adotado nas avaliações posteriores foi o que apresentou o menor tempo de escoamento durante 60 minutos, uma vez que o tempo de escoamento corresponde ao inverso da fluidez da pasta, ou seja, quanto menor o tempo de escoamento medido, maior a fluidez da pasta.

A sequência 3 foi selecionada uma vez que esta produziu maior fluidez da pasta. Consequentemente, a sequência de mistura utilizada para todas as pastas foi a seguinte: cimento, sílica ativa são misturados durante 30 segundos em velocidade baixa; posteriormente adiciona-se 2/3 de água e 2/3 do superplastificante, ainda em velocidade baixa por 60 segundos; paralisa-se o processo de mistura por 60 segundos e retira-se todo material aderido na parede do recipiente da argamassadeira, para que o mesmo seja incorporado na mistura; por fim, adiciona-se o superplastificante e a água restantes e o fíler calcário; a pasta é misturada durante

60 segundos em velocidade lenta e por mais 120 segundos em velocidade alta.

Com o procedimento de mistura das pastas definido, o teor ótimo de SP para cada combinação de materiais aglomerantes foi determinado pelo ensaio do funil Marsh. A compatibilidade entre aditivo-cimento utilizados e a trabalhabilidade das pastas ao longo do tempo foram avaliadas por meio do ensaio miniabatimento.

Para este processo utilizou-se um argamassadeira com capacidade de 5 litros com duas velocidades, baixa e alta, conforme ilustrado na Figura 4.8.

Figura 4.8 Processo de mistura da pasta – a) e b) Argamassadeira de eixo vertical utilizada para misturas das pastas de cimento e c) pasta sendo misturada.



Fonte: Autor (2018).

4.2.1.5 Etapa esqueleto granular

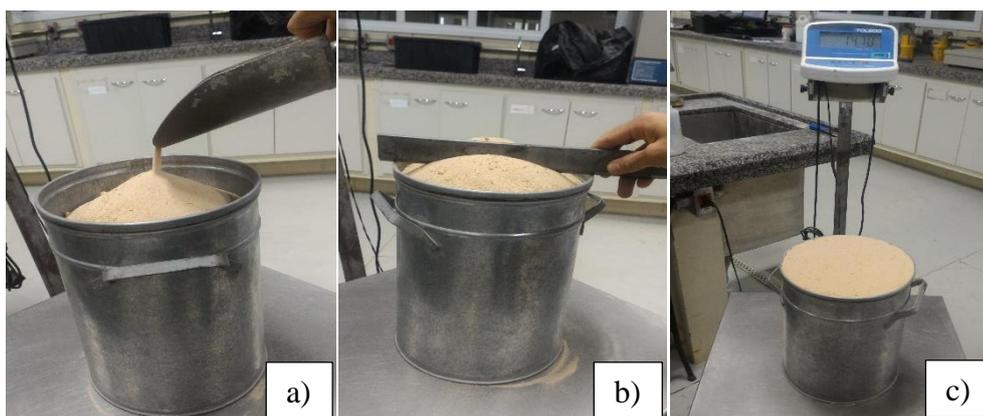
Posteriormente a caracterização dos agregados, devem-se determinar as relações entre os agregados, o teor de vazios existentes e a relação entre a quantidade de agregado miúdo e total de agregados (SU *et al.*, 2001).

Mediante a determinação dos agregados a serem usados na mistura, deve-se verificar a influência da quantidade de vazios existentes no esqueleto granular, para isso, deve-se realizar o ensaio de mistura dos teores dos agregados de modo a se obter a mistura com menor quantidade de vazios. Esse procedimento tem como base a ideia de que a combinação dos agregados com uma mínima quantidade de vazios levava a um menor consumo de pasta, porosidade e retração (GOMES, 2002, GOLTERMANN *et al.*, 1997).

Para a determinação do esqueleto granular, é necessário a obtenção do empacotamento entre as partículas de agregados que irão compor as dosagens de concreto autoadensável. O empacotamento dos grãos deu-se a partir do ensaio de massa unitária no estado solto em diferentes proporções de agregados (diferentes porcentagens). De acordo com Gomes (2002), utiliza-se em estado solto pois não há sentido em compactar os grãos, uma vez que não existe adensamento no CAA. Logo, as misturas de areia e brita serão somente colocadas no recipiente e posteriormente pesadas. Com isso, a determinação do empacotamento e o teor de vazios segue o seguinte procedimento (HELENE; TERZIAN 1992; REBMANN, 2011; BARBOZA, 2016):

- Toma-se uma quantidade de Material A suficiente para preencher no estado solto o recipiente empregado na determinação da massa unitária solta. Utilizou-se nesta pesquisa um recipiente de 10 dm³ para análise dos agregados (grãos e miúdos).
- Preenche-se inicialmente o recipiente com o Material A, e após o preenchimento, regulariza-se superfície, e o recipiente é pesado. A relação entre a massa de material em estado solto e o volume do recipiente é a massa unitária em estado solto (Figura 4.9). Em função da variabilidade no processo de compactação aplicou-se nesta pesquisa sempre a média das três medidas.

Figura 4.9 Procedimento para obtenção do esqueleto granular dos agregados utilizados na dosagem do concreto a) preenchimento do recipiente com o material; b) razamento da superfície para retirada do excesso de material e c) pesagem do conjunto.



Fonte: Autor (2018).

- Repetir o procedimento com misturas dos Materiais A e B em diversas proporções. Por motivos de economia de materiais este procedimento pode ser realizado reaproveitando o Material A já utilizado, acrescentando a quantidade necessária de material B para obter a proporção desejada. A quantidade a ser acrescentada pode

ser calculada em cada etapa pela Equação 4.1:

$$\Delta m_B^i = \frac{m_A}{\% \frac{i}{A}} - m_A - m_B^{i-1} \quad (\text{Equação 4.1})$$

Sendo:

Δm_B^i : Massa do Material B a ser acrescentado na etapa i;

m_A : Massa de Material A (constante durante o ensaio);

m_B^{i-1} : Total de Material B presente na etapa anterior;

$\% \frac{i}{A}$ é a percentagem de Material A na etapa i.

Desta forma, na medida que vai decrescendo a percentagem do Material A, deve-se aumentar a percentagem do Material B.

Os valores de massa unitária fornecem indícios do melhor preenchimento dos vazios do material sólido. No entanto, a melhor maneira de apresentar isto é mediante o índice de vazios. Com isto, optou-se em utilizar o Índice de Vazios (I.V), que é a percentagem de volume de vazios em relação ao volume total. Sabendo as massas específicas de cada material, pode-se calcular o volume real ocupado pelos sólidos em cada composição. Matematicamente isto pode ser expresso pela Equação 4.2:

$$I.V = 100\% - \left(\frac{\%_A}{\gamma_A} + \frac{\%_B}{\gamma_B} \right) \cdot (M.U.S) \quad (\text{Equação 4.2})$$

Sendo:

$\%_A$ e $\%_B$ as percentagens dos materiais A e B, respectivamente;

γ_A e γ_B as massas específicas, respectivamente;

$M.U.S$: Massa unitária no estado solto da mistura.

No presente trabalho, a areia e a brita foram misturados a seco com auxílio de uma betoneira de 140 litros. Após o procedimento de mistura os mesmos são colocados em um recipiente de 10 dm³ sem qualquer compactação.

4.2.1.6 Etapa concreto

Posteriormente a determinação dos teores de aditivos e adições, bem como a constituição do esqueleto granular, passa-se para a determinação da composição das dosagens

do CAA. O processo para a determinação da composição do CAA foi o Método da UPC (GOMES, 2002).

Com relação à mistura dos componentes que irão compor o concreto, diversos modelos foram desenvolvidos, e para esta pesquisa foi adotado o procedimento da seção 4.4 deste trabalho. Para a produção das misturas de concreto autoadensável, considerou-se a utilização de agregados na condição seca e, dessa maneira, a quantidade de água necessária para a saturação foi adicionada com base nos respectivos coeficientes de absorção. Assim, o procedimento para a determinação da quantidade de cada material, para se obter 1 m³ de CAA, é visto a seguir na Equação 4.3:

$$1m^3 = V_a + V_G + V_p \quad (\text{Equação 4.3})$$

Sendo V_p o volume de pasta, V_a o volume de agregado miúdo e V_G o volume de agregado graúdo.

Para uma determinada composição e volume de pasta, a massa do cimento é dada a partir da Equação 4.4.

$$w_c = \frac{V_p \cdot \rho_p}{1 + A/C + w_f + 0,01SP/C} \quad (\text{Equação 4.4})$$

Para os agregados, tem-se Equação 4.5:

$$w_g = \frac{(1 - V_p)}{\frac{AF/AG}{\rho_{sd}} + \frac{1}{\rho_{gd}}} \quad \text{e} \quad w_g = \frac{(AF/AG)(1 - V_p)}{\frac{AF/AG}{\rho_{sd}} + \frac{1}{\rho_{gd}}} \quad (\text{Equação 4.5})$$

E por fim, a Equação 4.6:

$$w_w = (A/C) \cdot w_c ; \quad w_f = \frac{(SA/C + FC/C)}{100} \quad \text{e} \quad w_{SP} = \frac{(SP/C)}{100} \cdot w_c \quad (\text{Equação 4.6})$$

Sendo:

w_{sd} = massa de areia seca por m³ (kg);

w_p = massa de pasta por m³ (kg);

w_w = massa de água por m³ (kg);

w_f = massa de fíler por m³ (kg);

w_{sp} = massa de superplastificante por m³ (kg);

w_g = massa de brita seca por m³ (kg);

A/C = Relação água /cimento;

SA/C = Relação sílica ativa /cimento;

FC/C = Relação Fíler calcário /cimento;

SP/C = Relação Superplastificante /cimento;

AF/AG = Relação agregado fino /agregado graúdo;

ρ_p = massa específica da pasta (kg/m³);

ρ_{sd} = massa específica da areia seca (kg/m³);

ρ_{gd} = massa específica da brita seca (kg/m³);

4.2.1.7 Justificativa para a escolha do método Gomes (2002)

O método proposto por Gomes (2002), desenvolvido junto a Gettu e Agulló, 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 elevadas.

Gomes (2002) apresentou 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 e do concreto, optou-se por empregar essa metodologia de dosagem.

4.2.2 Concretos auxiliares

Para se obter as dosagens definitivas, foram testadas algumas dosagens auxiliares, com o intuito de analisar alguns parâmetros e realizar alguns ajustes necessários. A avaliação comparou dosagens com consumo de cimento CP II Z 32 entre 300 e 415 kg/m³, empregando a composição de adições minerais, agregados e o aditivo proposto, ADVATM Cast 525, ambos caracterizados na seção 5.1.2, 5.1.3 e 5.1.4 deste trabalho.

Especificada a composição dos agregados e a porcentagem de aditivo, avaliaram-se algumas dosagens iniciais como teste para analisar a potencialidade de redução do consumo de cimento, por meio da redução de pasta. Essas dosagens foram realizadas em pequeno volume em betoneira gravitacional com capacidade volumétrica de 145 litros. O volume obtido era suficiente para realizar o ensaio de espalhamento com tronco de cone – *slump-flow test* – (NBR NM 15853-2: 2010), caixa-L (NBR NM 15853-4: 2010), funil V (NBR NM 15853-5: 2010) e, posteriormente, moldagem de dezoito corpos de prova cilíndricos 10 cm x 20 cm para cada dosagem produzida. Optou-se por realizar os ensaios de compressão axial nas idades 3 dias, 7 dias e 28 dias, para tração por compressão na diametral aos 7 e 28 dias e módulo elasticidade dinâmico aos 28 dias, sendo utilizado pelo menos três amostras para cada idade conforme as diretrizes da NBR 5739:2018 (ABNT, 2018).

Para cada nova dosagem o procedimento descrito acima era repetido. Por causa da pequena quantidade de amostras, este ensaio teve finalidade apenas exploratória para indicar a possibilidade da elaboração dos concretos planejados e avaliar a influência de alguns fatores como o procedimento de mistura, o consumo de cimento, a quantidade de água necessária, alternativas de empacotamento, tipos de aditivos, teores de aditivos e eliminação de alguns materiais.

4.3 Definição das dosagens dos concretos

Escolheu-se trabalhar apenas com um único tipo de cimento, o CII Z 32 para todos os concretos. Foram realizadas 14 dosagens de concretos autoadensáveis, incluindo os com baixo consumo de cimento e o concreto de referência.

4.3.1 Parâmetros adotados para as dosagens

Todos concretos produzidos, tanto o de referência quanto o com baixo consumo de cimento, seguem as recomendações da NBR 12655:2015 (ABNT, 2015) para a máxima exigência de durabilidade (Classe de Agressividade Ambiental II). A norma apresenta três quesitos mínimos que devem ser atendidos simultaneamente:

- resistência à compressão acima de um limite mínimo de 25 MPa;
- relação água/cimento menor ou igual a 0,60;
- consumo de cimento mínimo de 280 kg/m³.

Sendo assim, o concreto de referência foi elaborado utilizando os mesmos materiais para elaboração dos concretos com baixo consumo de cimento.

4.3.2 Concreto autoadensável com baixo consumo de cimento (CAABCC)

Adotou-se como concreto com baixo consumo de cimento para esta pesquisa, aqueles concretos que apresentam baixa relação consumo/resistência em comparação aos concretos existentes, como apresentado na seção 2.3 deste trabalho. Foram analisados treze dosagens de concretos, apresentando consumos de 300 kg/m³ a 415 kg/m³. Os requisitos mínimos para elaboração dos concretos de baixo consumo de cimento estão de acordo com as exigências da NBR 12655:2015 (ABNT, 2015) para a classe de agressividade ambiental II.

4.4 Concreto no estado fresco

A mistura foi realizada em betoneira no modelo por gravidade com capacidade do tambor de 400 litros, capacidade de mistura 320 litros e rotação do tambor de 28 Rpm, seguindo a mesma ordem de mistura para todas as dosagens.

Tanto os concretos de referência quanto os de baixo consumo de cimento, foram misturados conforme procedimentos apresentados por Gomes (2002) e Almeida Filho (2006), na seguinte sequência:

- Agregado graúdo mais 3/4 da água total de amassamento (água para a pasta e água para saturar os agregados) e mistura-se por 30 segundos;
- Cimento, sílica ativa e o pó de calcário com o superplastificante e o restante da

água e mistura por 120 segundos;

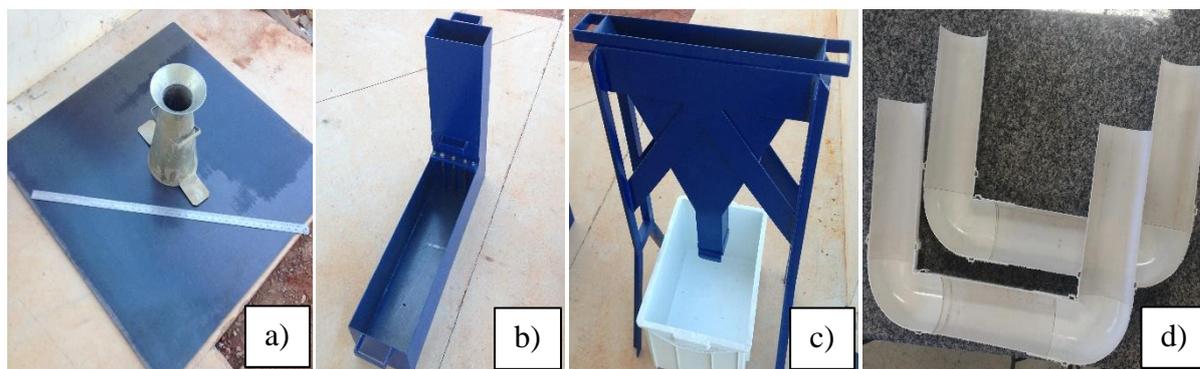
- E por fim, adiciona-se o agregado miúdo e mistura-se por 120 segundos.

A mistura ocorreu em sequência, com tempo suficiente para promover a homogeneização dos materiais presentes na betoneira, totalizando assim um tempo de mistura igual a 4 e ½ minutos.

Após a mistura homogeneizada e com todos os materiais adicionados, se fosse preciso poderiam ser realizados os ajustes necessários para que o concreto apresente a trabalhabilidade esperada.

Finalizado e alcançada a trabalhabilidade esperada, a mistura é submetida aos ensaios de estado fresco, sendo eles, *slump-flow test*, caixa-L, Funil-V e Tubo-U (Figura 4.11). Em todos os ensaios realizados para caracterização dos concretos frescos não se utilizou qualquer meio de adensamento, além do próprio peso do concreto.

Figura 4.10 Ensaio de caracterização do concreto em estado fresco- a) *slump-flow test*, b) caixa-L, c) Funil -V e d) Tubo-U



Fonte: Autor (2018).

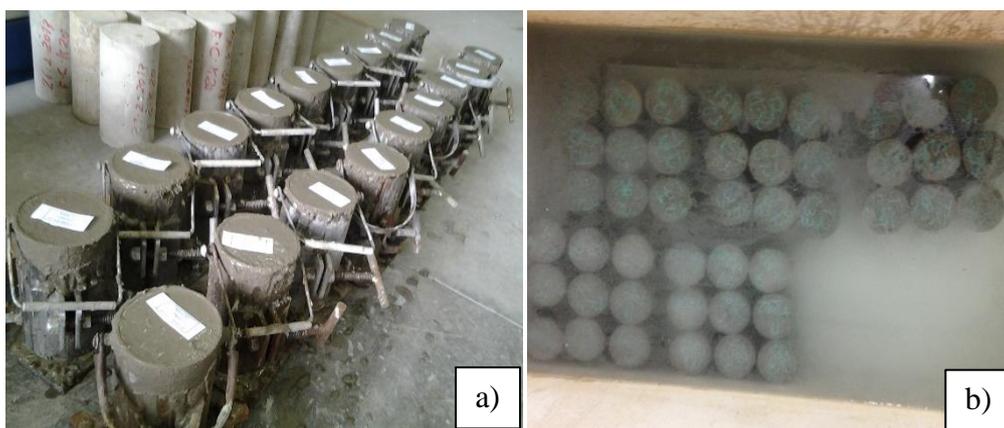
Ressalta-se que nesta pesquisa tentou-se atender as recomendações da NBR 15823-1:2017 (ABNT, 2017) nos seguintes quesitos para os concretos no estado fresco:

- Classe de espalhamento no mínimo SF1 e no máximo SF2, com valor de espalhamento variando entre 550 a 750 mm;
- Classe de viscosidade plástica aparente VS2, com tempo de escoamento T_{500} superior a 2 segundos, e classe VF2, com tempo de escoamento medido no funil-V variando ente 9 e 25 segundos;
- Classe de habilidade passante em função de sua aplicação PL2, com razão de bloqueio maior que 0,80.

Após a confirmação das propriedades do concreto no estado fresco, os corpos de prova

foram moldados (sem nenhum tipo de compactação). Essas amostras foram devidamente identificadas e para evitar a perda de água do concreto, os corpos de prova foram protegidos na face superior com filme plástico assim que moldados. Após 24 horas foram desmoldados e posteriormente, permaneceram em cura submersa em água saturada com cal (Figura 4.12), até a idade do ensaio.

Figura 4.11 Produção das amostras – a) moldagem das amostras e b) acondicionamento em tanque de água para cura



Fonte: Autor (2018).

Parâmetros qualitativos de acabamento e aparência foram considerados, como o teor de argamassa, segregação e exsudação.

4.4.1 Massa específica no estado fresco

A massa específica do concreto no estado fresco foi determinada de acordo com os parâmetros apresentados pela NBR 9833:2009 (ABNT, 2009), a qual indica a massa por unidade de volume de concreto, levando em consideração o volume do ar aprisionado. Um recipiente metálico de 10 dm³ foi preenchido com concreto, posteriormente sendo regularizada a superfície do concreto para a medida da massa e, com o uso da relação entre a massa do concreto contida no recipiente e o volume desse recipiente obteve-se a massa do concreto no estado fresco.

4.5 Concreto no estado endurecido

Tendo como finalidade a caracterização dos concretos produzidos e correlação dos resultados adquiridos com as características do concreto endurecido, foram realizados ensaios de resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral, resistência à tração na flexão, módulo de elasticidade estático e módulo de elasticidade dinâmico (Tabela 4.2).

Tabela 4.2 Ensaio de caracterização do aço, concreto e número de amostras

Ensaio	Idades	Número de amostras
Compressão Axial	3, 7, 28 e 91	48
Tração por compressão diametral	3, 7, 28 e 91	48
Tração por flexão	28 e 91	24
Módulo de elasticidade estático	28 e 91	24
Módulo de elasticidade dinâmico	28 e 91	24
<i>Pull out</i>	7 e 28	120
Tração do aço	-	15
Absorção por imersão e capilaridade	28	24

Fonte: Autor (2018).

Antes da realização dos ensaios, os corpos de prova tiveram as faces superiores e inferiores retificadas por meio de uma retífica de eixo vertical, com o intuito de promover apenas a regularização de superfície, que consiste na remoção de uma fina camada de material, proporcionando uma superfície lisa e livre de ondulações e abaulamentos, reduzindo concentração de tensões durante os ensaios mecânicos.

Os ensaios foram realizados numa prensa universal servo-hidráulica de Classe I, com capacidade total de 1000 kN (Figura 4.13).

Figura 4.12 Prensa universal utilizada para caracterização do concreto no estado endurecido

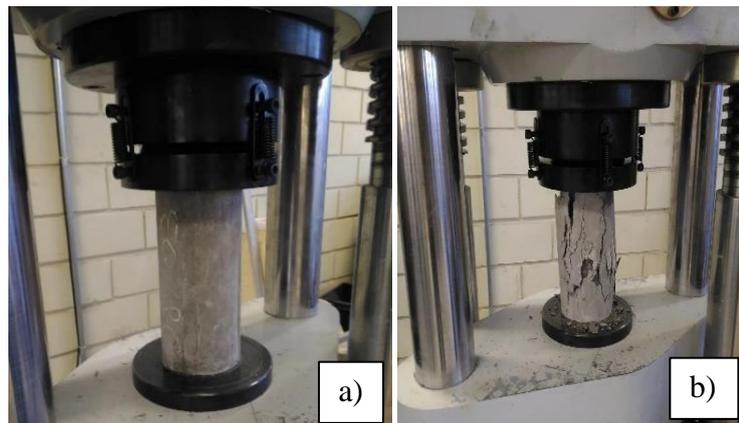


Fonte: Autor (2018).

4.5.1 Resistência à compressão axial

O ensaio de compressão em corpos de prova cilíndricos, de diâmetro de 10 x 20 cm, foi realizado de acordo com a NBR 5739:2018 (ABNT, 2018), com velocidade de carregamento constante e igual de 0,5 MPa/s. A Figura 4.14 ilustra um corpo de prova sendo submetido ao ensaio de compressão.

Figura 4.13 Ensaio de resistência à compressão de corpo de prova cilíndrico - a) posicionamento da amostra e b) ruptura da amostra



Fonte: Autor (2018).

4.5.2 Resistência à tração por compressão diametral

O ensaio de tração por compressão diametral em corpos de prova cilíndricos, de diâmetro de 10 x 20 cm, foi realizado de acordo com requisitos da NBR 7222:2011 (ABNT, 2011), com velocidade de carregamento constante de 0,05 MPa/s. Na Figura 4.14 está indicado o ensaio de um corpo de prova à compressão diametral, em que a força é aplicada com o uso de duas barras de seção retangular, posicionadas ao longo das duas faces diametralmente opostas do corpo de prova. Desta forma o fendilhamento do corpo de prova é provocado por tensões de tração.

Figura 4.14 Ensaio de tração na compressão diametral em corpo de prova cilíndrico



Fonte: Autor (2018).

Foi possível comprovar a validade desses ensaios por meio da análise da ruptura dos corpos de prova, sendo ela diametral, como a indicada na Figura 4.15, o que representa a correta atuação da força no corpo de prova, durante o ensaio.

Figura 4.15 Ruptura de corpo de prova por compressão diametral



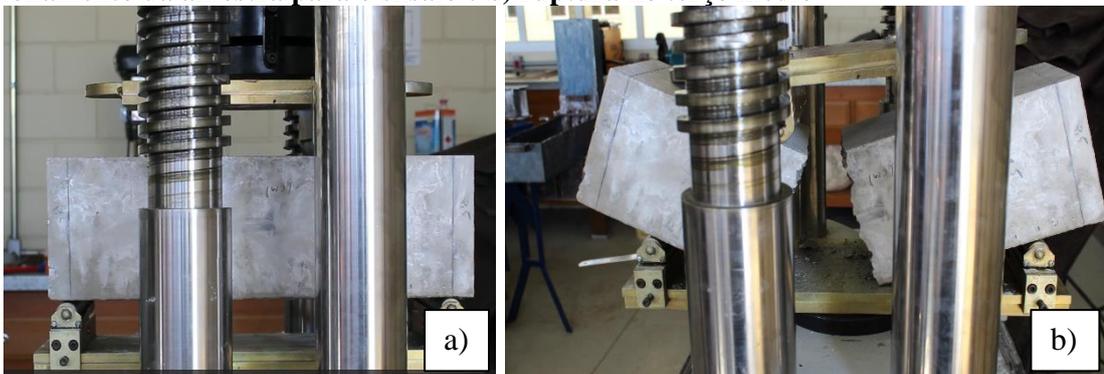
Fonte: Autor (2018).

4.5.3 Resistência à tração na flexão

Embora a resistência à tração do concreto seja baixa (em torno de 10% da resistência à compressão) e até ignorada nos projetos de edificações, seu valor pode ser útil nos serviços em que estejam previstas retrações decorrentes de variação de umidade e temperatura.

Adotou-se o ensaio (Figura 4.16) segundo a NBR 12142: 2010 (ABNT, 2010), no qual seu carregamento consiste em quatro pontos de carga, solicitando o corpo de prova prismático fazendo com que sua ruptura ocorra no terço médio central devido ao momento fletor máximo atingido.

Figura 4.16 Ensaio de resistência à tração na flexão de corpo de prova prismático – a) posicionamento da amostra para o ensaio e b) ruptura no terço médio



Fonte: Autor (2018).

4.5.4 Módulo de elasticidade dinâmico

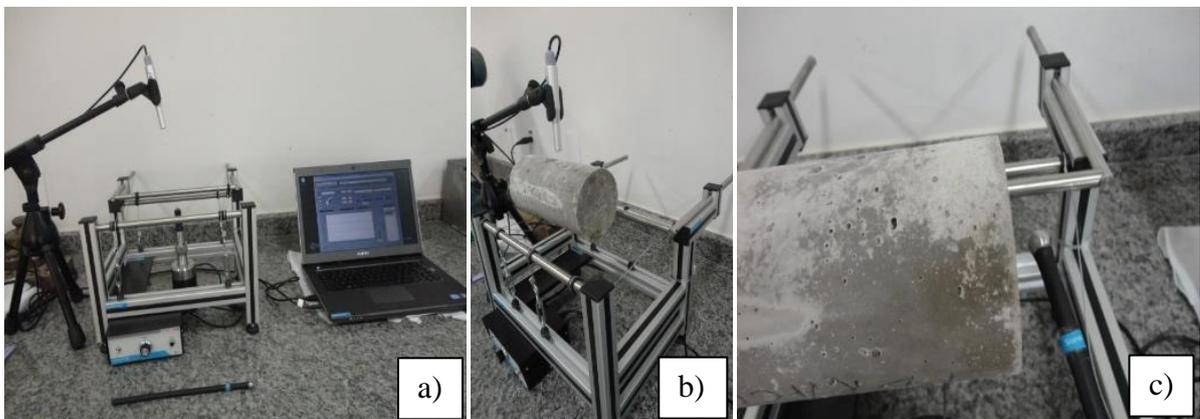
A técnica de excitação por impulso consiste em um método dinâmico não-destrutivo que permite o cálculo dos módulos elásticos e do amortecimento a partir do som emitido pelo corpo de prova ao sofrer um pequeno impacto mecânico. Este som, ou resposta acústica, é composto pelas frequências naturais de vibração do corpo que são proporcionais aos módulos elásticos.

Nesse processo de aquisição, o módulo de elasticidade é calculado a partir do som emitido pelo corpo de prova ao sofrer um pequeno impacto mecânico por uma haste com dimensões e características especificadas conforme ASTM – C215: 2008. A resposta acústica oriunda do impacto é composta pela frequência natural de vibração do corpo que é proporcional ao módulo de elasticidade associado à direção da vibração.

Para realização da caracterização, o corpo de prova deve ser posicionado e apoiado por um suporte (Figura 4.17) adequado à sua geometria e às condições de contorno e precisão desejadas. Em seguida, o mesmo é excitado através de uma leve pancada mecânica através de um pulsador que pode ser manual ou automático (pulsador eletromagnético).

A resposta acústica é então captada por um captador acústico e processada pelo *Software Sonelastic* (tecnologia *PC Based*) ou pelo *Hardware Sonelastic* (tecnologia *Stand Alone*), que calcula os módulos elásticos e o amortecimento a partir das frequências naturais de vibração (frequências de ressonância). O amortecimento é calculado pelo método do decremento logarítmico a partir da taxa de atenuação do sinal.

Figura 4.17 Aparato para ensaio dinâmico de corpo de prova cilíndrico empregado nos ensaios – a) aparato completo, b) corpo de prova posicionado para realização do ensaio e c) amostra sendo solicitada



Fonte: Autor (2018).

4.5.5 Módulo de elasticidade estático

O módulo de elasticidade estático foi determinado com base na NBR 8522:2008 (ABNT, 2008). Utilizou-se dois relógios comparadores, posicionados diametralmente opostos na direção longitudinal do corpo de prova, para obtenção dos respectivos deslocamentos, como mostrado na Figura 4.18.

Figura 4.18 Determinação do módulo de elasticidade em corpo de prova cilíndrico



Fonte: Autor (2018).

4.5.6 Absorção de água por imersão

A absorção de água por imersão foi analisada de acordo com as recomendações da NBR 9778:2009 (ABNT, 2009) para os CAABCC e CAAR. Os concretos foram analisados nas idades de 28 e 91 dias, sendo previsto três amostras cilíndricas de 10 x 20 cm para cada idade. Foram utilizadas fôrmas isentas de desmoldantes no processo de moldagem, para evitar interferência da absorção devido à impregnação superficial dos poros do concreto. O procedimento adotado consistiu em:

- As amostras foram submetidas à cura em câmara úmida até a data prevista de ensaio;
- Foram secos em estufa a $105 \pm 5^\circ \text{C}$, por no mínimo 72 horas ou até que a diferença de massa entre duas pesagens sucessivas, num intervalo de 24 hs, fosse inferior a 5% da menor massa;
- A seguir sofreram o processo de resfriamento até atingirem a temperatura ambiente;
- A seguir foram imersos em água em três etapas, a primeira sendo durante 4 horas

com água até na altura de 1/3 da altura do corpo de prova;

- Segunda etapa, por mais 4 horas com água até a altura de 2/3 das amostras;
- Terceira etapa, submerso por completo, até completar 72 horas desde o início do contato com água.

A adoção de etapas para a imersão das amostras se dá com a intenção de reduzir o risco de aprisionamento de ar no interior do corpo de prova.

- Posterior a saturação, os corpos de prova foram retirados da água e tiveram a superfície seca com pano úmido até que se obtenha a condição de saturada superfície seca (SSS), sendo pesado nesta condição.
- E por fim, com auxílio de uma balança hidrostática determina-se a massa, para o cálculo do volume do corpo de prova na condição saturado superfície seca.

4.5.7 Absorção de água por capilaridade

A absorção de água por capilaridade foi analisada de acordo com as recomendações da NBR 9779:2012 (ABNT, 2012) para os CAABCC e CAAR. Os concretos foram analisados nas idades de 28 e 91 dias, sendo previsto três amostras cilíndricas de 10 x 20 cm para cada idade. Foram utilizadas fôrmas isentas de desmoldantes no processo de moldagem, para evitar interferência da absorção devido à impregnação superficial dos poros do concreto. O procedimento adotado consistiu em:

- As amostras foram submetidas à cura em câmara úmida até a data prevista de ensaio;
- Foram secos em estufa a $105 \pm 5^\circ \text{C}$, por no mínimo 72 horas ou até que a diferença de massa entre duas pesagens sucessivas, num intervalo de 24 hs, fosse inferior a 5% da menor massa;
- A seguir sofreram o processo de resfriamento até atingirem a temperatura ambiente;
- A seguir foram posicionados de tal forma que fosse mantido água até a altura de 5 ± 1 mm do fundo do corpo de prova;
- As medições foram realizadas nos tempos de 20 min, 45 min, 1 h, 1:30 h, 3 hs, 6 hs, 24 hs, 48 hs e 72 hs;
- No qual, em cada verificação secou-se as amostras até atingir a condição de SSS e posteriormente sendo pesados.
- No fim dos ensaios as amostras foram rompidas por compressão diametral, para a verificação do perfil de água interno.

4.6 Caracterização da propriedade mecânica do aço

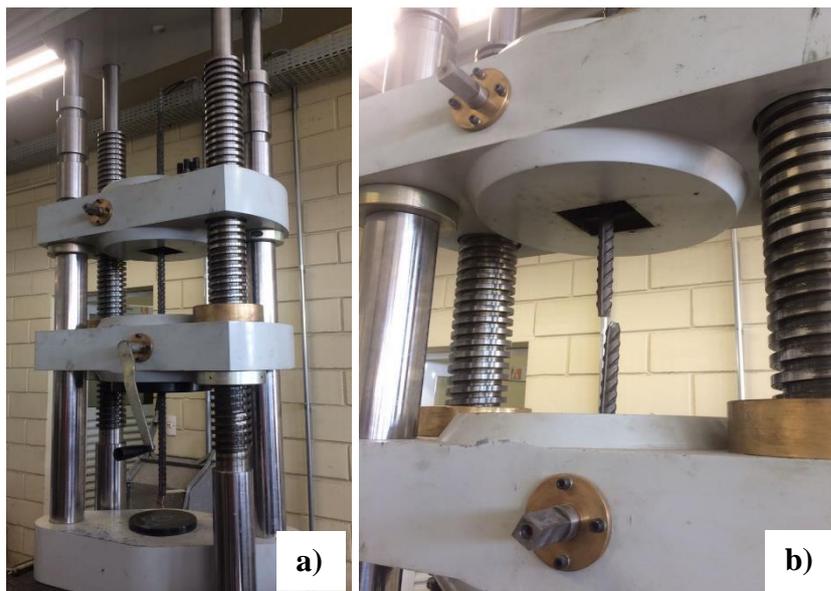
O ensaio de tração avalia diversas propriedades mecânicas dos materiais, normalmente auxiliando na escolha do elemento certo para determinado projeto. O procedimento experimental consiste na deformação de uma amostra de determinado material até a sua fratura. Essa fratura se dá devido à aplicação de uma força de tração, gradativamente crescente e uniaxialmente aplicada ao longo do eixo mais comprido de um corpo de prova. As barras de aço foram caracterizadas de acordo com a NBR 7480:2007 (ABNT, 2007) e NBR ISO 6892:2013 (ABNT, 2013). As especificações do corpo de prova são normalizadas, dependendo do material e das condições de realização do ensaio.

Segundo as normas vigentes mencionadas anteriormente, é importante que se repita o mesmo ensaio em pelo menos dois corpos de prova idênticos, para que por comparação dos valores obtidos possa-se garantir a resposta do equipamento.

Nos ensaios, os esforços ou cargas são medidas na própria máquina, e o corpo de prova é levado à ruptura. Os resultados dos ensaios de tração foram registrados por um computador, apresentando gráficos na forma de carga ou força em função do deslocamento.

Na Figura 4.19 é ilustrado o ensaio de tração à temperatura ambiente da barra de aço.

Figura 4.19 a) Prensa universal de ensaios utilizada b) Ruptura da barra de aço no ensaio de tração à temperatura ambiente



Fonte: Autor (2018).

4.7 Considerações finais

Neste capítulo foi apresentado o programa experimental previsto, com relação a caracterização dos materiais e aos ensaios dos modelos de compressão axial, tração por compressão diametral, tração na flexão e módulo de elasticidade dinâmico e estático. Foram apresentados também, os procedimentos adotados para verificação das propriedades dos concretos no estado fresco, como as diretrizes para execução do ensaio de durabilidade das amostras confeccionados com os concretos com diferentes consumos de cimento.

5. Determinação das propriedades mecânicas e quesitos de durabilidade do CAABCC

Neste capítulo são apresentados os resultados e análises de todo o estudo experimental idealizado em pastas de cimento, fase esqueleto granular e concretos. Os resultados obtidos, mais detalhados, dos ensaios básicos de caracterização dos materiais estão apresentados no apêndice A e a caracterização dos concretos com baixo consumo de cimento no apêndice B.

Inicialmente, é apresentado o estudo realizado nas fases que compõe uma mistura de concreto, bem como as dosagens definitivas e seus respectivos ajustes. Posteriormente, são apresentados os estudos em concreto: avaliação da trabalhabilidade, capacidade de escoamento, propriedades mecânicas e durabilidade.

5.1 Caracterização dos materiais empregados

Os resultados de caracterização dos materiais utilizados nesta pesquisa (cimento, sílica ativa, fíler calcário, superplastificante, agregado miúdo e graúdo) são apresentados individualmente a seguir. Resultados e dados mais detalhados encontram-se no APÊNDICE A – *Caracterização dos materiais constituintes das dosagens.*

5.1.1 Cimento

Na Tabela 5.1 são apresentadas as principais características físicas, químicas e mecânicas do cimento utilizado.

Tabela 5.1 Propriedades físicas, químicas e mecânicas do cimento

Parâmetro	Valores obtidos
Superfície Blaine	4595
Tempo de pega	150 min.
Resistência à compressão	1 dia = 26 MPa / 28 dias = 37,9 MPa
Teor de Clínquer	76 a 94%

Fonte: Votorantim (2017).

5.1.2 Sílica ativa

As propriedades físico-químicas são apresentadas na Tabela 5.2 da sílica ativa, valores fornecidos pelo fabricante do produto, empresa TECNOSIL®.

Tabela 5.2 Propriedades físico-químicas da sílica ativa

Parâmetro	Valores obtidos
Diâmetro médio (μm)	0,40
Densidade aparente	150 – 700 kg/m^3
Área específica (B.E.T)	≥ 15000 e ≤ 30000 m^2/kg
Resíduo na peneira 45 μm	$\leq 10\%$
Coloração	Cinza claro
Perda ao fogo	$\leq 6\%$

Fonte: Tecnosil (2017).

5.1.3 Fíler calcário

Os dados fornecidos pelo fabricante BRASIL MINAS estão relacionados na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 Propriedades físico-químicas do fíler calcário

Parâmetro	Resultados
Cor	Branco
Diâmetro Médio	45 μm
Características químicas	
CaO	55,17%
MgO	0,13%
Fe ₂ O ₃	0,07%
Al ₂ O ₃	0,30%
SiO ₂	0,77%
Características Físicas	
pH (Sol. Aqu. 5%)	10 – 11
Densidade aparente (g/cm^3)	1 – 1,2
Perda ao fogo (850°C)	45% máx.

Fonte: Brasil Minas (2017).

5.1.4 Aditivo superplastificante

As propriedades do aditivo, produto desenvolvido pela empresa GRACE® encontram-se na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 Características principais do aditivo utilizado

Parâmetro	Valores obtidos
Nome	ADVA™ Cast 525
Tipo de produto	Superplastificante
Aspecto	Líquido
Cor	Laranja
Densidade média (g/cm ³)	1,056
pH (25° C)	4,30

Fonte: Grace (2017).

5.1.5 Agregado miúdo

Após a seleção do tipo de areia a ser empregada, foram realizados os estudos de caracterização física, sendo os resultados relacionados na Tabela 5.5 e Figura 5.1. A areia utilizada é de origem quartzosa, muito fina, oriunda de cavas, da região metropolitana de Campinas - SP.

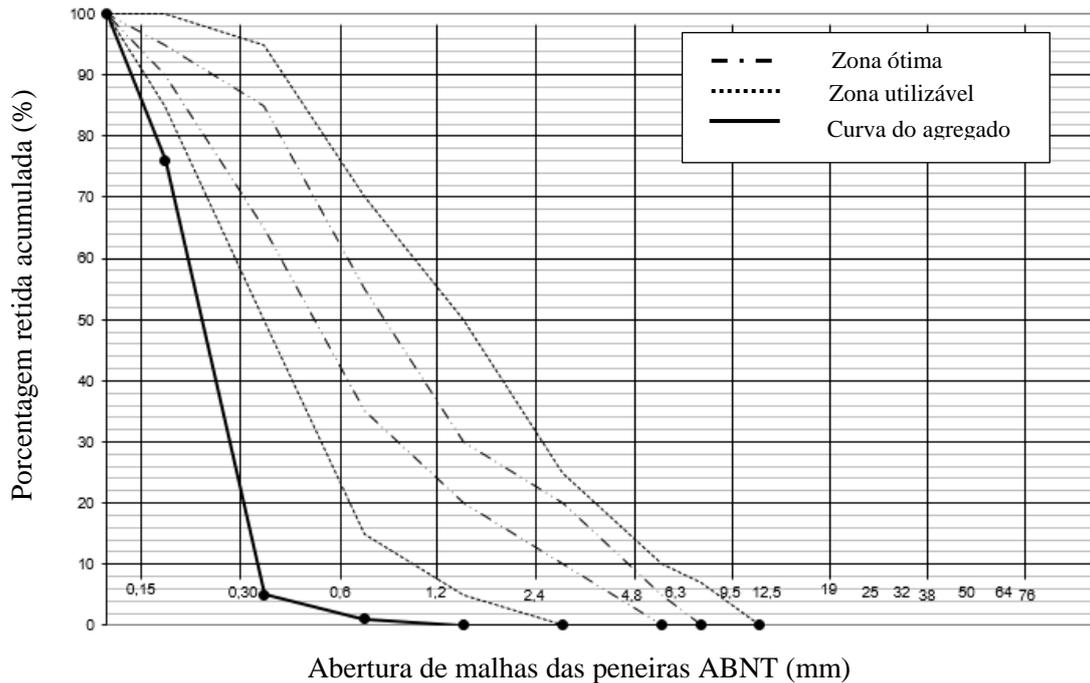
Tabela 5.5 Caracterização física do agregado miúdo

DMC (mm)	Módulo de Finura	Classificação	Massa Específica seca (kg/dm ³)	Massa Unitária estado solto (kg/dm ³)	Massa unitária compactada seca (kg/dm ³)	Índice de Vazios (%)	Absorção de água (%)
0,3	0,82	Fina	2,467	1,440	1,585	41,43	0,69

Fonte: Autor (2018).

A caracterização do agregado miúdo seguiu as condições apresentadas pelas normas vigentes: ABNT NBR NM 248:2003; ABNT NBR 7211:2009; ABNT NBR NM 45:2006 e ABNT NBR NM 52:2009.

Figura 5.1 Curva granulométrica (zona utilizável e ótima) do agregado miúdo



Fonte: Autor (2018).

Nota-se na Figura 4.2 a ineficiência do agregado miúdo utilizado quanto à sua caracterização granulométrica. Mesmo o agregado não se enquadrando nos limites superiores e inferiores das zonas utilizáveis e ótimas pela curva granulométrica do material, optou-se em permanecer com mesmo devido aos comportamentos similares dos materiais disponibilizados e analisados na região.

5.1.6 Agregado graúdo

O agregado empregado é de origem basáltica, na forma natural britada, de classificação brita 0, originário da região de metropolitana de Campinas- SP. Os resultados obtidos nos ensaios de caracterização encontram-se na Tabela 5.6 e Figura 5.2.

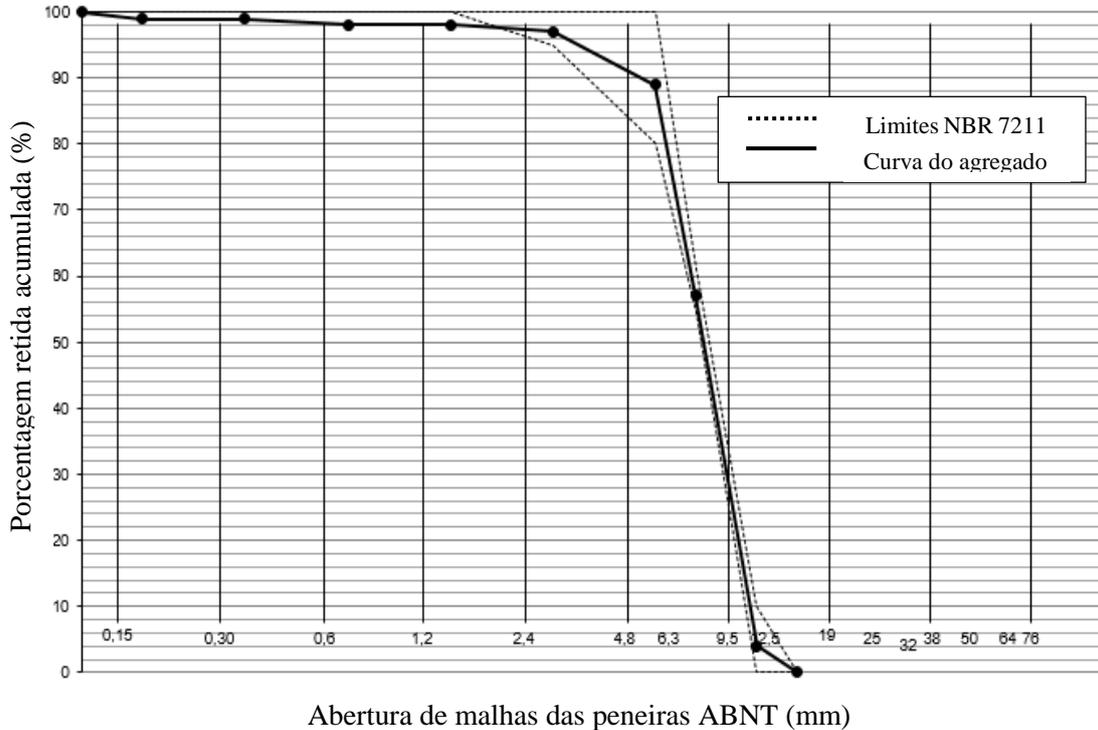
Tabela 5.6 Caracterização física do agregado graúdo

DMC (mm)	Módulo de Finura	Classificação d/D	Massa Específica seca (kg/dm ³)	Massa unitária estado solto (kg/dm ³)	Massa unitária compactada seca (kg/dm ³)	Índice de Vazios (%)	Absorção de água (%)
9,5	5,84	4,75/12,5	2,887	1,477	1,562	48,65	2,04

Fonte: Autor (2018).

A caracterização do agregado seguiu as condições apresentadas pelas normas vigentes: ABNT NBR NM 248:2003; ABNT NBR 7211:2009; ABNT NBR NM 45:2009; ABNT NBR NM 53:2009.

Figura 5.2 Curva granulométrica (zona utilizável e ótima do agregado graúdo)



Fonte: Autor (2018).

5.2 Ensaios preliminares

Para a obtenção das dosagens empregadas foi preciso otimizar o emprego dos diversos materiais. A seguir são apresentados os resultados dos ensaios preliminares que permitiram a definição de consumos dos diversos materiais empregados nos concretos definitivos.

5.2.1 Empacotamento dos agregados

A composição do esqueleto granular passa pela determinação do melhor empacotamento entre os grãos de agregados que irão compor as misturas de concreto autoadensável através da determinação da composição ideal entre eles. O processo adotado para a determinação da

composição ideal entre as partículas dos agregados, foi o método de ensaio de massa unitária no estado solto em diferentes proporções de agregados. É adotada como a proporção ideal de agregados, aquela composição que apresentar maior massa unitária e menor índice de vazios.

O processo de empacotamento envolveu a areia fina e a brita 4,75/12,5 (Tabela 5.7).

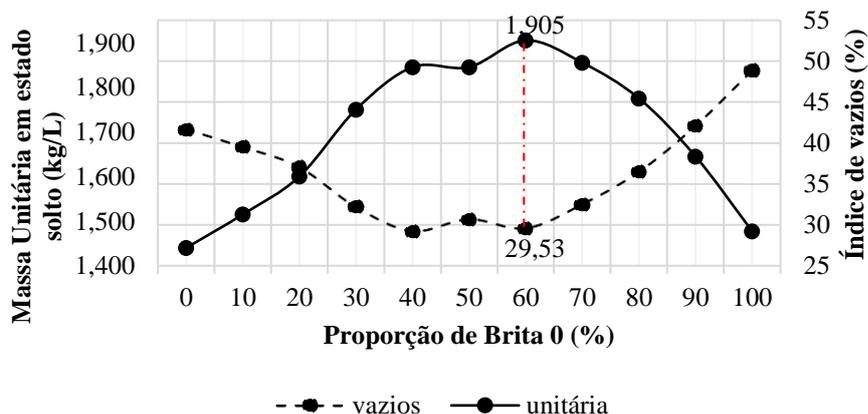
Tabela 5.7 Composição ideal entre brita e areia

Composição entre grão e miúdo (%)	Agregado grão (kg)	Agregado miúdo (kg)	Acréscimo de agregado miúdo (kg)	Massa (agregado) (kg)	Massa unitária no estado solto (kg/dm ³)	Índice de vazios (%)
100	14,775	---	---	14,775	1,478	48,831
90/10	14,775	1,642	1,642	16,450	1,645	42,059
80/20	14,775	2,052	0,410	17,750	1,775	36,433
70/30	14,775	4,280	2,228	18,550	1,855	32,473
60/40	14,775	5,570	1,290	19,050	1,905	29,528
50/50	14,775	9,205	3,635	18,350	1,835	31,034
40/60	14,775	14,457	5,252	18,450	1,845	29,185
30/70	14,775	24,684	10,227	17,500	1,750	32,163
20/80	14,775	46,416	21,732	16,000	1,600	37,035
10/90	14,775	122,559	76,143	15,150	1,515	39,483
0/100	14,400	---	---	14,400	1,44	41,629

Fonte: Autor (2018).

O resultado da mistura de brita 0 e areia fina em termos de índices de vazios e massa unitária em estado solto é apresentado na Figura 5.3.

Figura 5.3 Empacotamento e índices de vazios dos agregados

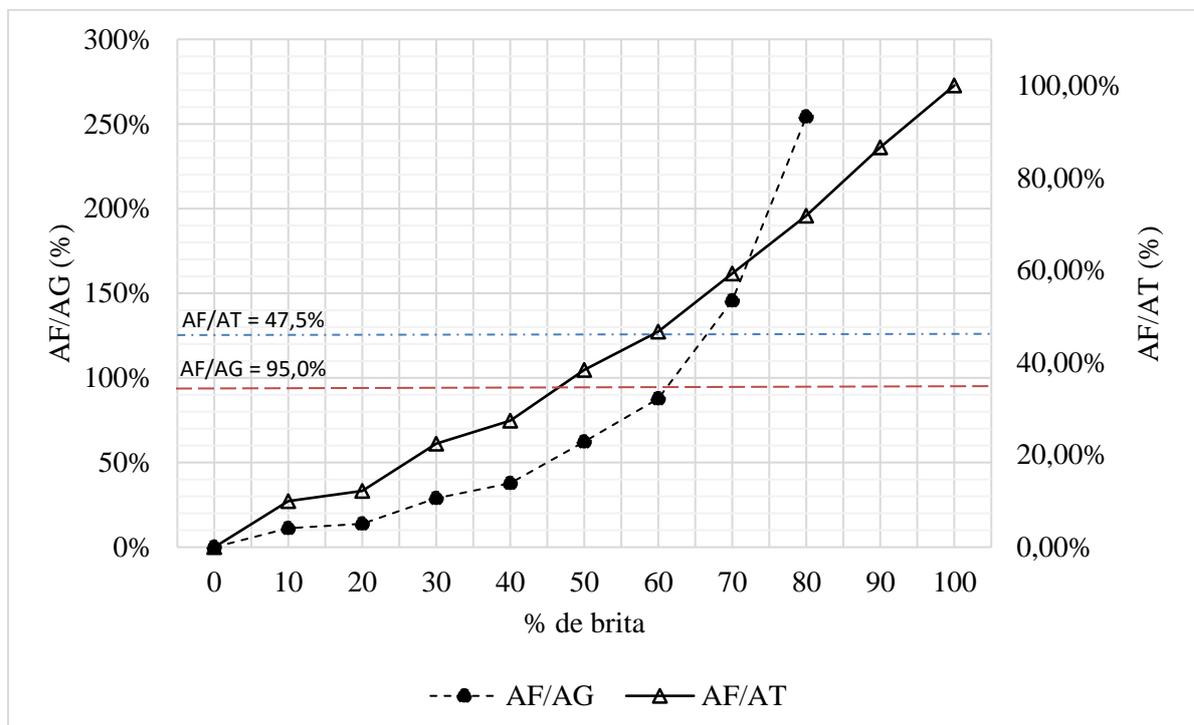


Com base nos ensaios e resultados obtidos concluiu-se que a melhor proporção de materiais entre brita e areia corresponde a 60% de brita 4,75/12,5 e 40% de areia fina, embora este não tenha fornecido o menor teor de vazios (mesmo o valor de 40% de brita apresentando 29,19% o menor índice de vazios, em contrapartida, não indicando a maior massa unitária).

Na composição ideal do esqueleto granular com 60% de agregado graúdo e 40% de agregado miúdo resultou em uma massa unitária de 1,905 kg/dm³ e 29,53% de vazios, volume este a ser preenchido com pasta de cimento.

Ainda foi verificado que o esqueleto granular (proporção de agregados) obtido (Figura 5.3) é o que mais se aproxima dos parâmetros apresentados por Sue *et al.* (2001), Gomes (2002) e Gettu e Agulló (2004), no qual a relação de AF/AT (Agregado Fino/ Agregado Total) seja igual a 47,5% e a relação AF/AG (Agregado Fino/ Agregado Graúdo) igual a 0,93. Segundo os valores apresentados na Figura 5.4, a relação 60% agregado graúdo e 40% agregado graúdo miúdo apresentou AF/AT de 46,72% e AF/AG de 0,88, se aproximando dos valores apresentados.

Figura 5.4 Composição do esqueleto granular com suas relações AF/AG e AF/AT



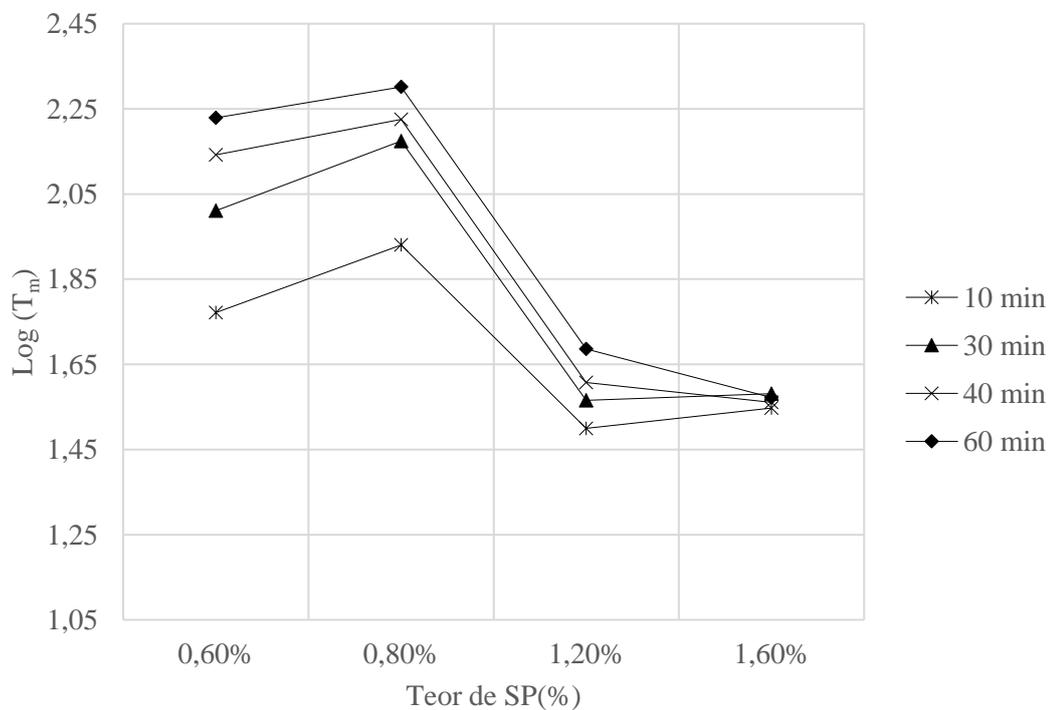
Fonte: Autor (2018).

5.2.2 Avaliação dos aditivos

Foi realizada a determinação do teor ótimo de aditivo superplastificante (ponto de saturação), no qual foram utilizadas pastas de cimento com adição de 10%, 20%, 30% e 40% de fíler calcário e 10% sílica ativa e, para cada uma dessas combinações, determinou-se o ponto de saturação do aditivo superplastificante utilizando dois métodos de ensaio: Funil Marsh para determinação do tempo de escoamento e o ensaio de miniabatimento para determinar o abatimento.

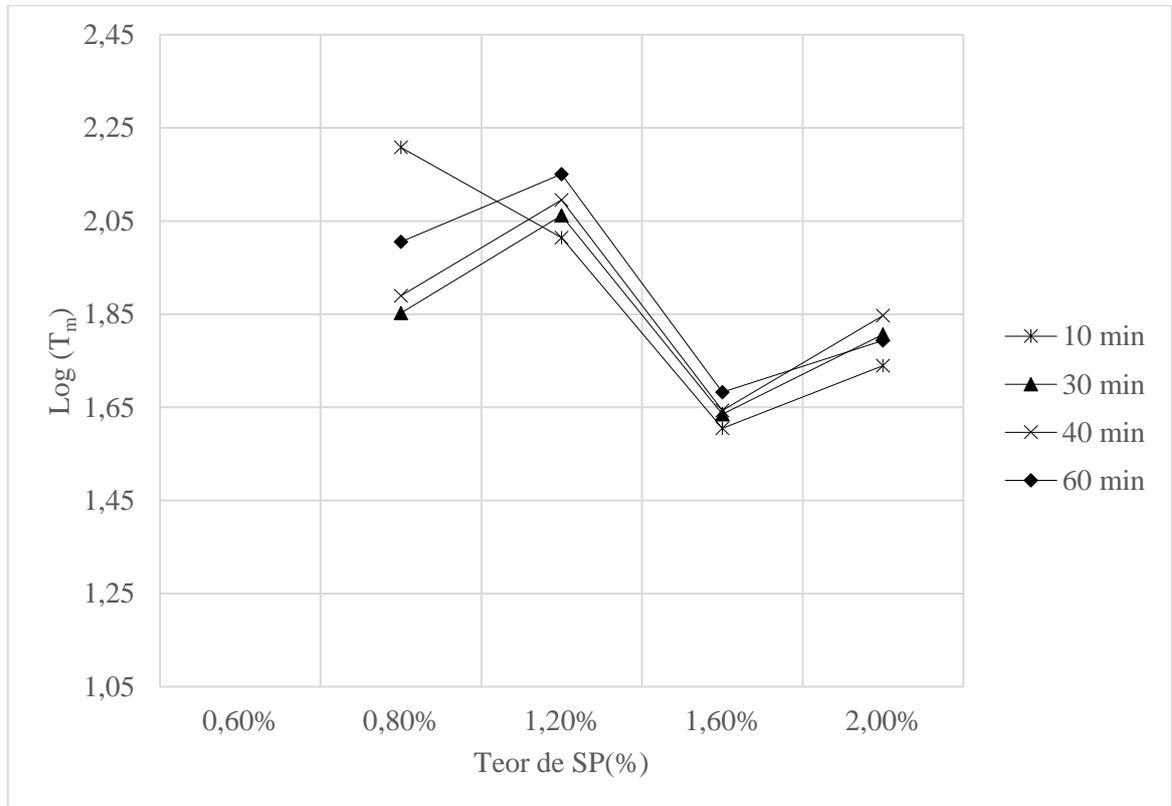
As curvas do “logaritmo do tempo de escoamento *versus* teor de aditivo” para as pastas de cimento produzidas com relação $A/C = 0,4$, $SA/C = 0,10$ e $FC/C = 0,10$ são apresentadas na Figura 5.5. Para as pastas com $A/C = 0,4$, $SA/C = 0,10$ e $FC/C = 0,20$, Figura 5.6. De forma semelhante, a Figura 5.7 apresenta os resultados para as pastas com relação $A/C = 0,4$, $SA/C = 0,10$ e $FC/C = 0,30$ e a Figura 5.8 para as relações $A/C = 0,4$, $SA/C = 0,10$ e $FC/C = 0,40$.

Figura 5.5 Curva logarítmica do tempo de escoamento *versus* teor de SP – $A/C = 0,4$, $SA/C = 0,1$ e $FC/C = 0,1$



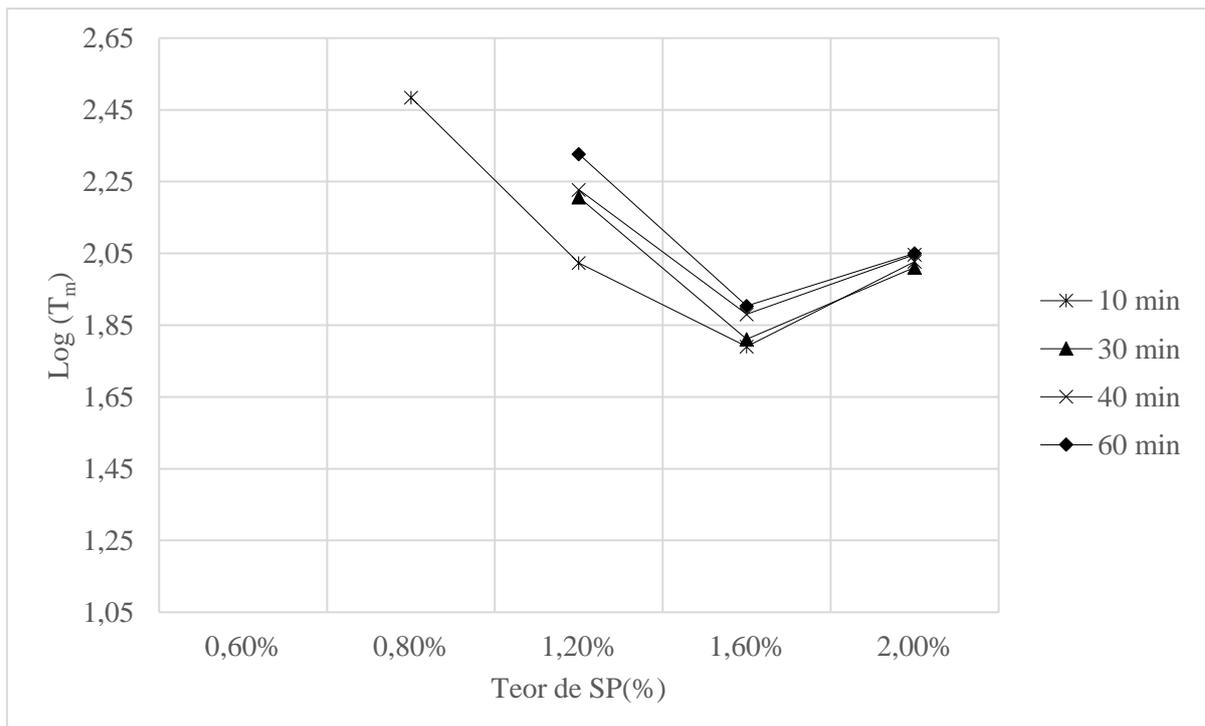
Fonte: Autor (2018).

Figura 5.6 Curva logarítmica do tempo de escoamento versus teor de SP – A/C = 0,4, SA/C = 0,1 e FC/C = 0,2



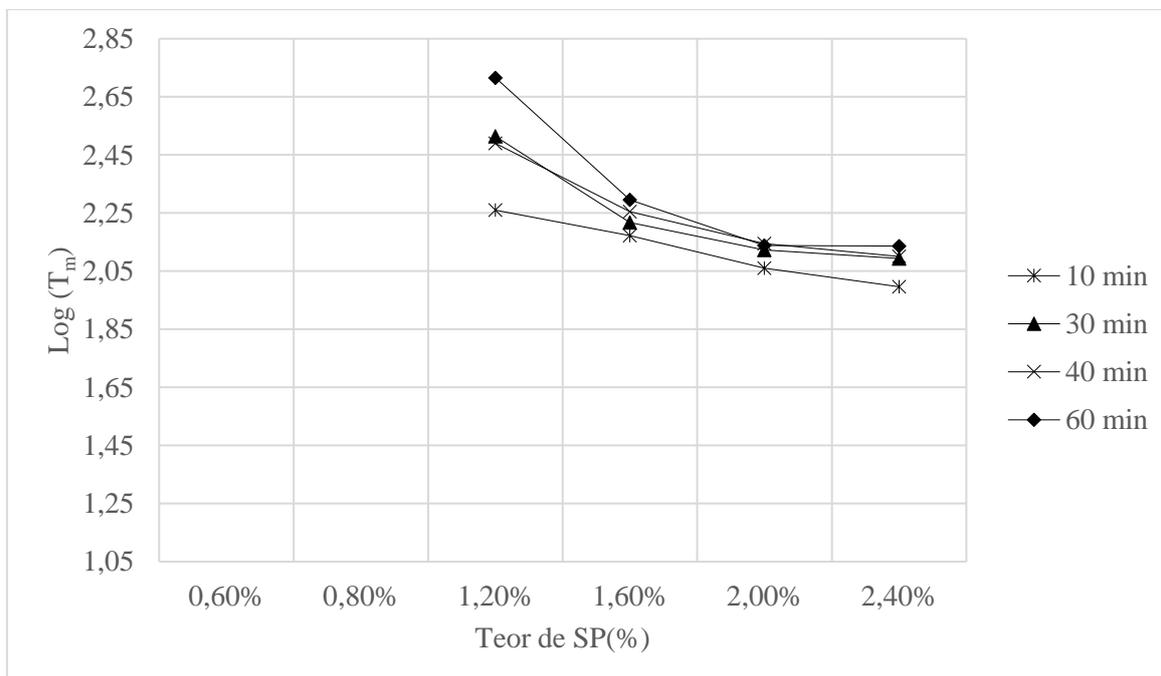
Fonte: Autor (2018).

Figura 5.7 Curva logarítmica do tempo de escoamento versus teor de SP – A/C = 0,4, SA/C = 0,1 e FC/C = 0,3



Fonte: Autor (2018).

Figura 5.8 Curva logarítmica do tempo de escoamento versus teor de SP – A/C = 0,4, SA/C = 0,1 e FC/C = 0,4



Fonte: Autor (2018).

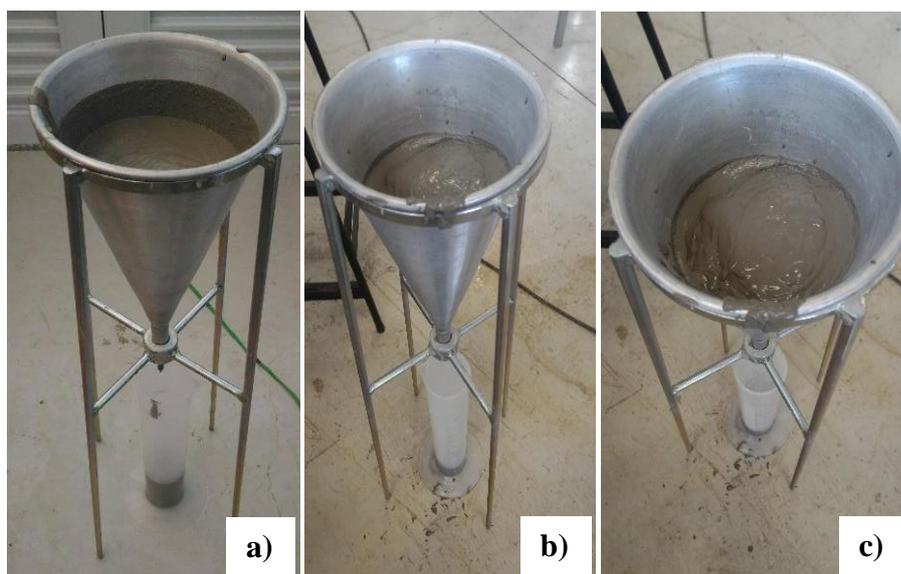
Para cada teor de saturação foi realizado o mesmo ensaio teve três repetições para assim, ter uma ideia da variabilidade das propriedades do CAA e desse modo promover uma compatibilidade dos resultados. As porcentagens de aditivo estão expressas em termos de aditivo total (sólidos + solventes) em relação a massa de cimento.

Pode-se observar com os valores apresentados, que o aumento da porcentagem de fíler calcário (finos), implica em uma redução de fluidez. Além disso, nota-se que as dosagens com maiores teores de finos apresentam maiores tempos de fluxo, o que implica uma menor fluidez, em comparação com as pastas com menor relação FC/C. Conclui-se também, que a relação SP/C e água geralmente aumentam com o acréscimo da relação de finos na dosagem. Por exemplo, as relações de SP/C 0,6% e 0,8% para relação de FC/C = 0,4 não foram suficientes para gerar fluidez na mistura, impossibilitando a realização do ensaio, obstruindo o equipamento e impossibilitando a leitura (Figura 5.9). Em contrapartida, a relação FC/C=0,1 foi suficiente. Almeida Filho (2006) mencionou que tal decorrência ocorre pela formação de aglomerados de cimentos com finos, que provocam uma má avaliação da fluidez da pasta, obstruindo a passagem da pasta no funil, ou até mesmo alto teor de finos na mistura, baixa relação a/c e baixo teor de superplastificante.

Ferraris (1999) ainda complementa que o ensaio cone de Marsh pode ser relacionado

com a viscosidade do material. Em situações nos quais ocorre a obstrução do funil, verifica-se uma tensão de escoamento maior que o peso do volume de material usado, assim, como o concreto se move através do orifício, a tensão aplicada é maior que a tensão de escoamento.

Figura 5.9 Obstrução do cone Marsh pela ausência de fluidez da pasta – SP/C = 0,6% e FC/C = 0,4 – (a) Pasta passando pelo funil, (b) e (c) Obstrução do funil durante ensaio



Fonte: Autor (2018).

O teor ótimo de superplastificante foi considerado para o tempo de 10 minutos após a mistura do cimento com água. No estudo de fluidez da pasta, a temperatura variou de 22 a 26°C, com umidade relativa do ar entre 60 e 80%, para todos os ensaios relacionados. Com isso, os teores de superplastificantes (teores ótimos) obtidos são apresentados na Tabela 5.8.

Tabela 5.8 Teores de superplastificante (Teor ótimo) para as misturas analisadas

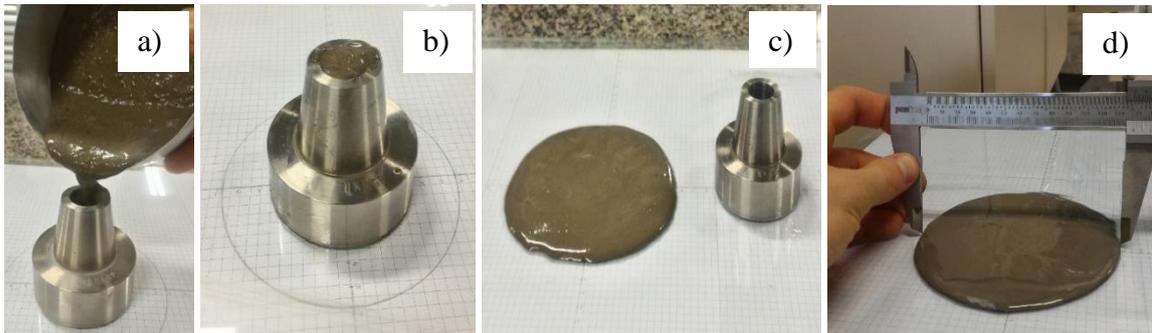
Teores de FC/C	Teor ótimo de SP
0,10	1,256%
0,20	1,592%
0,30	1,494%
0,40	2,006%

Fonte: Autor (2018).

Com a determinação do teor ótimo de aditivo para cada composição de pasta de cimento-fíler calcário – sílica ativa, foi realizado o ensaio de miniabatimento de tronco de cone em cada pasta (Figura 5.10). O procedimento consistiu na determinação da combinação ideal de cimento – fíler calcário – sílica ativa da pasta levando em consideração os parâmetros de espalhamento

da pasta (diâmetro da pasta espalhada) e o tempo de espalhamento para a pasta atingir o diâmetro de 115 mm, fixados em (180 ± 10) mm e (3 ± 1) s, respectivamente. Segundo Gomes (2002), as pastas que apresentaram estas características resultam em misturas de concreto autoadensável com alta capacidade de escoamento e boa coesão. Ainda, Aïtcin (2000) e Gomes (2002) afirmaram que o ensaio de miniabatimento auxilia na detecção de segregação da pasta.

Figura 5.10 Exemplo de execução a) Preenchimento do minitronco de cone com pasta b) Minitronco de cone preenchido com a pasta de cimento c) Pasta de cimento espalhada sobre a placa de vidro d) Leitura de um dos diâmetros ortogonais de pasta de cimento espalhada

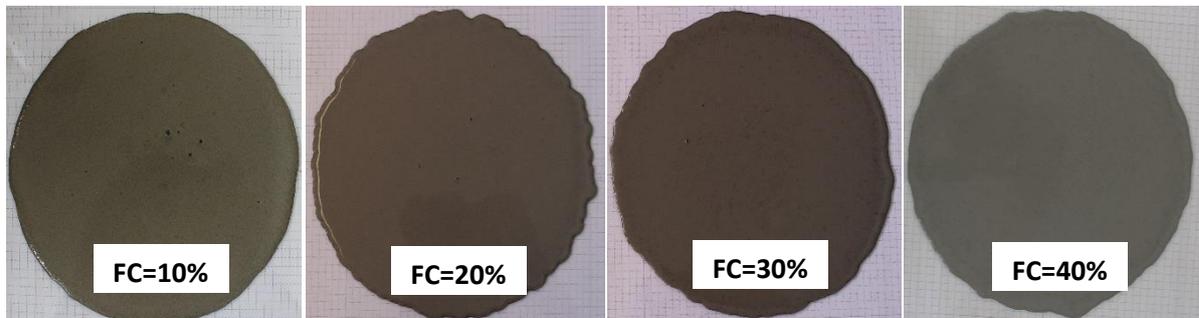


Fonte: Autor (2018).

Os teores de filler calcário para a pasta são apresentados na Tabela 5.9. Os valores para o teor ótimo de superplastificante observados foram tomados o tempo de 10 minutos e, quando não foi possível determinar um ponto de saturação utilizou-se a sigla “N.M”, que significa, não foi possível medir devido a obstrução do equipamento.

Os valores medidos para T_{115} listados na Tabela 5.9 são muito baixos e suscetíveis a erro de medição, e, portanto, não devem ser levados em consideração para efeito de verificação da pasta. Nas amostras de miniabatimento, não foi observado qualquer segregação da mistura, conforme pode ser analisado na Figura 5.11.

Figura 5.11 Ensaio de miniabatimento para relação $A/C=0,4$ e $SA/C=0,1$ – 10 minutos



Fonte: Autor (2018).

Tabela 5.9 Valores observados para os ensaios de miniabatimento – 10 minutos

Teor de SP	Teor de FC (%)	10%	20%	30%	40%
0,60%	T ₁₁₅ (s)	5"00	N.M*	N.M*	N.M*
	T _f (s)	14"00	4"00	N.M*	4"00
	Espalhamento (mm)	118,700	64,400	N.M*	N.M*
	Massa específica (g/cm ³)	1,987	1,990	---	---
0,80%	T ₁₁₅ (s)	1"00	M**	N.M*	N.M*
	T _f (s)	19"00	13"00	17"00	N.M*
	Espalhamento (mm)	143,27	166,10	108,10	N.M*
	Massa específica (g/cm ³)	1,985	1,937	2,000	---
1,20%	T ₁₁₅ (s)	2"00	3"00	3"00	4"00
	T _f (s)	15"00	31"00	33"00	19"00
	Espalhamento (mm)	173,05	195,50	184,40	161,95
	Massa específica (g/cm ³)	1,997	1,998	2,033	2,049
1,60%	T ₁₁₅ (s)	2"00	1"50	1"00	2"00
	T _f (s)	28"00	47"00	53"00	1'15"00
	Espalhamento (mm)	176,95	206,150	190,75	192,90
	Massa específica (g/cm ³)	1,985	2,015	2,030	2,042
2,00%	T ₁₁₅ (s)	---	1"00	2"00	2"00
	T _f (s)	---	1'3"00	1'1"00	1'15"00
	Espalhamento (mm)	---	205,850	201,95	189,00
	Massa específica (g/cm ³)	---	2,010	2,031	2,062
2,40%	T ₁₁₅ (s)	---	---	---	2"00
	T _f (s)	---	---	---	57"00
	Espalhamento (mm)	---	---	---	196,80
	Massa específica (g/cm ³)	---	---	---	2,060

N.M* - Não foi possível medir, obstrução do equipamento pela pasta.

M** - Menos de um segundo, impossibilitante a leitura.

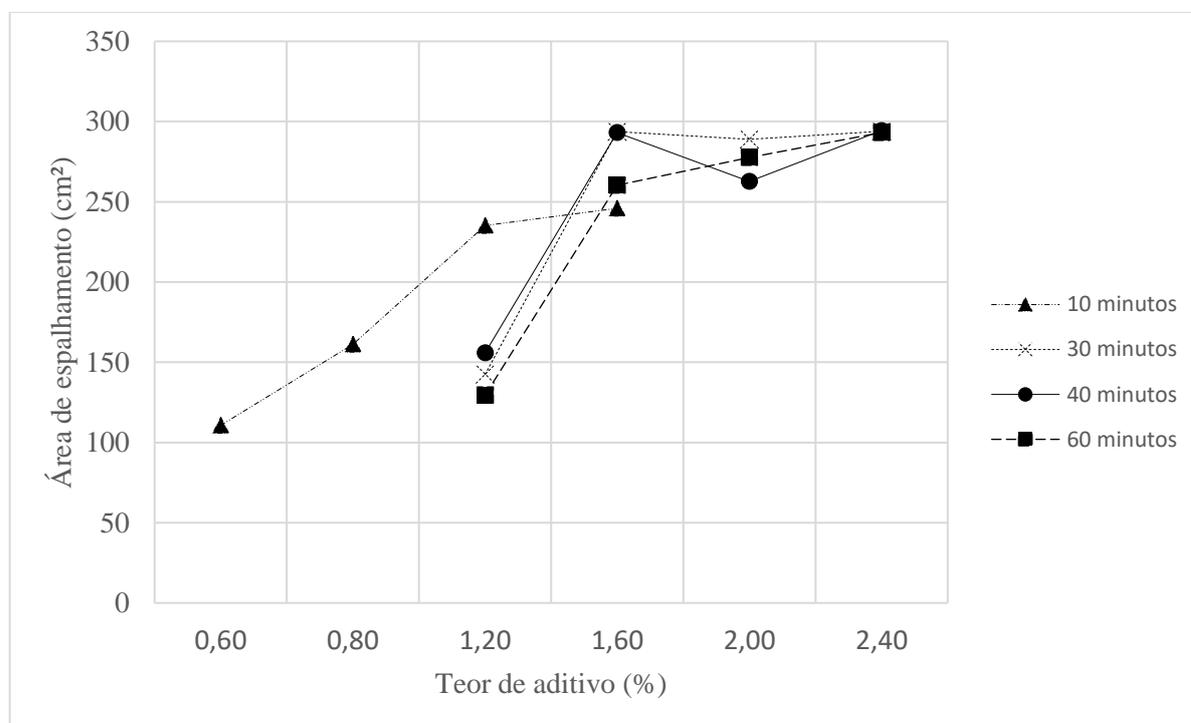
Fonte: Autor (2018).

No sentido de se otimizar o consumo de cimento no CAA, optou-se pela pasta com relação água/cimento de 0,40 com adição de 40% de filer calcário, cujos resultados apresentaram melhores características quanto aos parâmetros de viscosidade e fluidez estabelecidos para as misturas. Assim, o teor ótimo de aditivo superplastificante para as combinações de A/C=0,40, SA/C=0,10 e FC/C=0,40 é de 2,006%, é de aproximadamente, 2,00%.

As áreas de espalhamento obtidas para as pastas estudadas (A/C=0,40, SA/C=0,10 e FC/C=0,40) e as suas correspondentes curvas “área de espalhamento *versus* teor de

superplastificante” para os tempos de análises são apresentadas na Figura 5.12.

Figura 5.12 Curva “área de espalhamento versus teor de superplastificante” para pastas de cimento, sílica ativa e fíler calcário (A/C=0,40, SA/C=0,10 e FC/C=0,40)

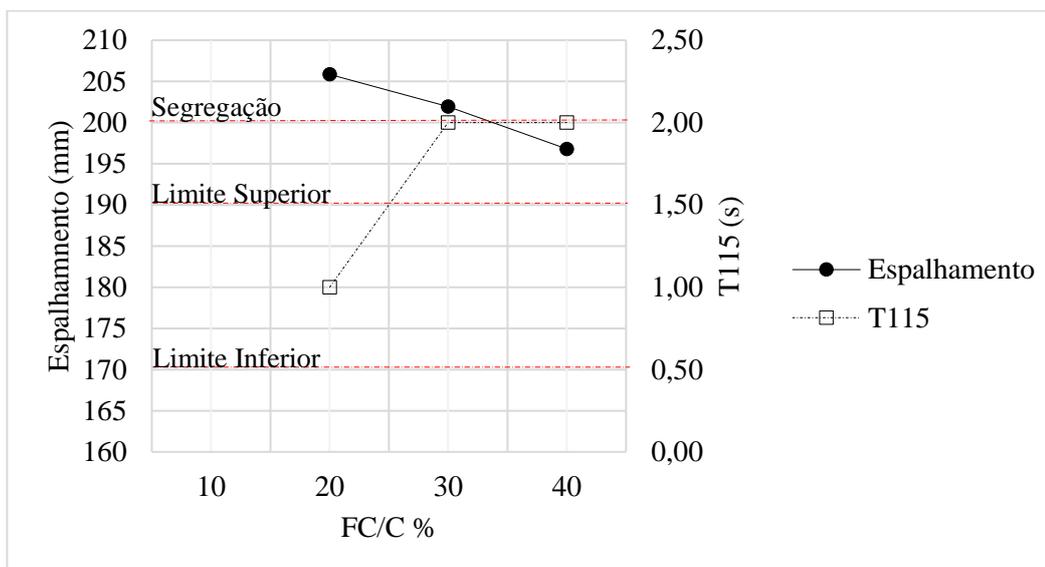


Fonte: Autor (2018).

A compatibilidade entre o cimento e o SP pode ser observada na Figura 5.12. Como as pastas de cimento praticamente mantém sua trabalhabilidade durante o período de execução do ensaio para as dosagens determinadas, pode-se constatar a compatibilidade entre os materiais.

Segundo os critérios para o teor ótimo de fíler na mistura, o critério estabelece que o diâmetro de espalhamento deva estar no intervalo de $18,0 \pm 1,0$ cm e que o tempo T_{115} tem que estar no intervalo de 3 ± 1 s (GETTU e AGULLÓ, 2004; GOMES, 2002). A Figura 5.13 ilustra o comportamento do teor de fíler calcário e de superplastificante para o tempo de 10 minutos, para as relações de A/C=0,40, SA/C=0,10 e FC/C=0,40.

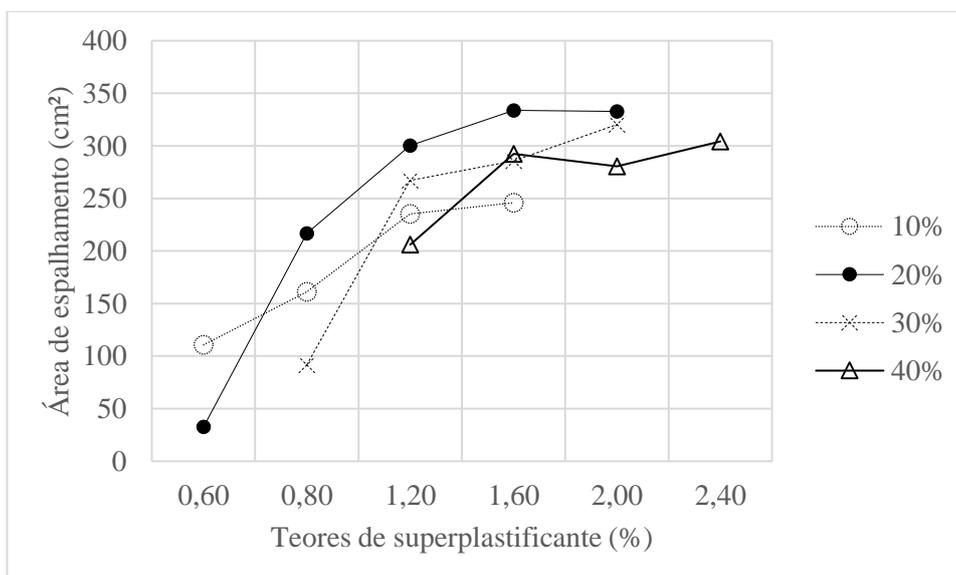
Figura 5.13 Resultados para os ensaios com pasta (A/C=0,4, SA/C=0,1 e FC/C=0,4) – 10 minutos



Fonte: Autor (2018).

Observa-se na Figura 5.14 uma queda constante e gradual da trabalhabilidade das pastas de cimento incorporadas com fíler-calcário. Pode-se notar que a pasta de cimento com maiores teores de fíler calcário, mostrou-se menos trabalhável que as pastas de cimento com teores reduzidos (áreas de espalhamento menores). Essa diferença está relacionada com o aumento da incorporação de fíler calcário, que aumenta a quantidade de finos da mistura e, com isso, aumenta a demanda de água e aditivo para total envolvimento das partículas.

Figura 5.14 Curva “área de espalhamento versus teor de superplastificante” para pastas de cimento, variando o teor de fíler calcário para o tempo de 10 minutos



Fonte: Autor (2018).

Assim, a otimização das pastas de cimento definiu a matriz detalhada na Tabela 5.10 para os concretos autoadensáveis a serem produzidos.

Tabela 5.10 Características da matriz pasta de cimento e/ou de aglomerantes a serem incorporadas às misturas de concretos autoadensáveis.

Cimento	CP II Z 32
Teor de sílica	10%
Teor de Fíler calcário	40%
Relação água/cimento	0,40
Teor de superplastificante	2,00%

Fonte: Autor (2018).

Vale citar ainda que o ensaio de miniabatimento de tronco de cone deve ser visto apenas como indicativo inicial, principalmente para avaliação da perda de trabalhabilidade com o tempo e permitir comparativo entre os diversos aditivos disponíveis. Ajustes de quantidade de aditivo de concreto podem ser necessários, pois há interação com os demais componentes da dosagem, principalmente os materiais mais finos, além de um fator água/cimento diferente. Os ajustes devem avaliar também questões de segregação, exsudação e retardo de pega.

5.2.3 Concretos auxiliares

O estudo da dosagem iniciou-se com a elaboração da mistura de concreto, variando-se o teor de pasta da mistura entre 29%, sendo a estimativa inicial em relação ao índice de vazios apresentado pelo esqueleto granular dos agregados em questão, no qual deve ser preenchido por pasta, e 40% por se tratar de um valor usual indicado pelos pesquisadores para elaboração de CAA, garantindo a fluidez necessária (GOMES, 2002; ALMEIDA FILHO, 2006). Almeida Filho (2006) aponta que o volume de pasta deve ser entre 35 a 40% do volume de concreto para se evitar a segregação dos agregados e para reduzir o atrito entre os agregados graúdos.

Um ponto importante foi levantado no cálculo da quantidade de água utilizada nas misturas. Foram considerados os valores de absorção de água obtidos na caracterização dos agregados, ressaltando a dificuldade de considerar um valor real para absorção de água da areia, pois a mesma não se mostrou compatível com o método de ensaio de absorção de água para agregado miúdo (ABNT NBR 30:2001) por se tratar de um material que apresentava uma finura muito elevada e, conseqüentemente, uma demanda elevada de água para a sua saturação.

Portanto, inicialmente, foram adotados valores de teores de água para saturar a areia de 2,34% a 10,61%. O procedimento consistiu no processo de acréscimo de água até se obter a

consistência apropriada, sendo acrescentado aos poucos a água de saturação, verificando se a mistura não apresentava segregação e/ou atingia a fluidez necessária (Figura 5.15). Essas tentativas mostraram que o teor adequado de água para saturação dos agregados era igual a 3,63%.

Figura 5.15 Acréscimo da água de saturação da areia para CAA com 40% de pasta



Fonte: Autor (2018).

Verifica-se que o concreto sem acréscimo de água (0,00%), o qual foi produzido com os valores reais obtidos pelo ensaio de absorção da areia, apresentou consistência e fluidez inadequadas para se atender as exigências da NBR 15823:2017 (ABNT, 2017) quanto ao estado fresco de um CAA. Nota-se também, que ao aumentar o teor de água de saturação da areia na mistura ocorria o aumento da fluidez.

Verificou-se que a água acrescida até um determinado ponto poderia alterar a relação água/cimento inicialmente estabelecida e comprometendo as propriedades mecânicas dos concretos produzidos. Portanto, fixou-se a porcentagem de água em função da dosagem que apresentaria maior volume de pasta (40%) e a correção de fluidez foi feita pelo aditivo para os demais concretos (Tabela 5.11 e Tabela 5.12).

Tabela 5.11 Consumo de materiais para elaboração dos concretos auxiliares (kg/m³)

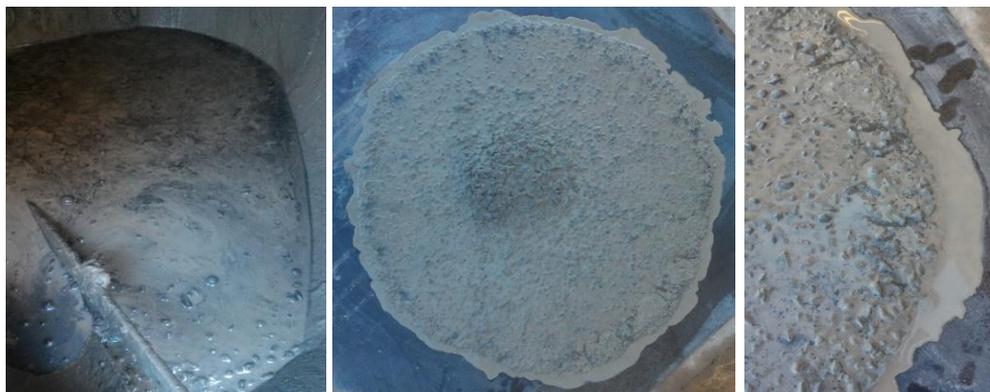
Material	1ª tent.	2ª tent.	3ª tent.	4ª tent.	5ª tent.	6ª tent.	7ª tent.	8ª tent.
Cimento (kg/m ³)	412,36	412,36	314,69	347,25	314,69	347,25	379,80	347,25
Fíler Calcário (kg/m ³)	164,94	164,94	125,88	138,90	125,88	138,90	151,92	138,90
Sílica Ativa (kg/m ³)	41,24	41,24	31,47	34,72	31,47	34,72	37,98	34,72
Areia (kg/m ³)	670,33	670,33	767,63	735,20	767,43	735,20	707,76	735,20
Brita	1005,49	1005,49	1151,45	1102,80	1151,45	1102,80	1054,14	1102,80
SP (kg/m ³)	8,25	12,37	6,29	6,94	14,16	10,42	7,60	6,94
Água p/ agregados (%)	3,63	3,63	3,63	3,63	3,63	3,63	3,63	3,63
Volume de pasta (%)	38,00	38,00	29,00	32,00	29,00	32,00	35,00	32,00
Massa Esp. (kg/dm ³)	2,420	2,380	2,425	2,410	2,295	2,420	2,420	2,460
Critérios								
Ensaio de espalhamento								
T ₅₀₀ (s)	01"50	10"40	14"22	09"30	15"63	15"31	05"57	20"71
D _{espalhamento} (mm)	934,00	752,5	556,86	730,00	660	695,00	803,00	665,00
Ensaio de Caixa-L								
T ₂₀ (s)	4"80	1"97	---	---	---	2"70	1"16	11"52
T ₄₀ (s)	11"61	5"57	---	---	---	07"77	2"45	34"79
RB	1,00	0,97	---	---	---	0,25	1,00	0,02
Funil V								
T (s)	04"81	11"25	---	---	---	01"00"63	15"96	43"23
Temperatura (°C)	24,00	25,10	20,00	20,10	33,80	34,90	34,90	32,50
Umidade (%)	49,00	48,00	64,00	61,00	40,00	30,00	17,00	14,00

Fonte: Autor (2018).

A 3ª tentativa, no qual apresenta um volume de pasta correspondente a 29%, valor de pasta mínima, obteve-se um concreto muito britado, devido a ausência de pasta, fazendo com que os agregados graúdos ficassem em contato direto, sem uma camada de pasta lubrificante entre eles. Nota-se que o espalhamento do mesmo é equivalente a 556,86 mm, muito abaixo do que é proposto pelos parâmetros normativos (Tabela 5.5). Os demais ensaios, caixa-L e funil V, não foram exequíveis devido à ausência de pasta da mistura a qual comprometendo a fluidez do concreto, levando ao entupimento dos equipamentos. Mesmo com o aumento do superplastificante (5ª tentativa) a mistura não apresentou melhoria considerável no seu estado fresco. Por outro lado, observou-se que com o aumento do superplastificante há maior tendência de separação de fases. A pasta tendo viscosidade muito reduzida não é capaz de transferir energia cinética suficiente aos grãos maiores de agregados, o que pode ser observado durante o

ensaio de *slump-flow test* (Figura 5.16). Portanto, conclui-se que 29% de volume de pasta não atende as especificações para obtenção de CAA utilizando-se esta composição de agregados que obteve-se nesta pesquisa.

Figura 5.16 CAA com composição de 29% de volume de pasta (5ª tentativa)



Fonte: Autor (2018).

Algumas tentativas apresentam o mesmo volume de pasta, isso é devido à correção de alguns parâmetros durante o processo de produção das misturas, verifica-se a melhoria da consistência e fluidez. Por exemplo, a 1ª tentativa com 38% de pasta apresentou uma habilidade passante em fluxo confinado e um escoamento abaixo dos requisitos normativos. Assim, foi necessária a correção da dosagem proposta. Foi executada a 2ª tentativa, obtendo-se uma mistura com comportamento mais adequado no estado fresco devido ao ajuste no teor de água de saturação da areia.

Verificou-se também se o acréscimo de mais um tipo de areia contribuiria para melhoria da mistura no estado fresco e endurecido. Para a 14ª tentativa (Tabela 5.12) adotou-se uma segunda areia, classificada como areia média, com massa específica de $2,68 \text{ g/cm}^3$, massa unitária de $1,365 \text{ g/cm}^3$ e índice de vazios de 48,88% para a dosagem que apresentava o menor volume de pasta. As composições ideais para as determinações realizadas para os agregados miúdos e graúdo, bem como para a composição ideal do esqueleto granular do concreto é composta por 50% areia fina e 50% de areia média, enquanto para composição areia e brita o ideal foi de 40% de brita e 60% areia (APÊNDICE A). De acordo com a Tabela 5.12, os valores obtidos para a 14ª tentativa no estado fresco são insatisfatórios para um concreto autoadensável (Figura 5.17). Nota-se também, um aumento significativo na porcentagem de água para saturação dos agregados devido ao crescimento expressivo do teor de agregado miúdo na dosagem, ainda assim, não sendo suficiente para que o concreto atendesse aos requisitos da NBR 15823:2017 (ABNT, 2017). Esse comportamento se dá pelo aumento do consumo de areia

e, conseqüentemente, o aumento do teor de argamassa, exigindo-se, assim, um consumo maior de água. Optou-se em não acrescentar mais água pois levaria a um comprometimento das propriedades mecânicas do concreto no estado endurecido.

Tabela 5.12 Consumo de materiais para elaboração dos concretos auxiliares (kg/m³)

Material	9ª tent.	10ª tent.	11ªtent.	12ª tent.	13ª tent.	14ªtent.
Cimento (kg/m ³)	358,10	412,36	358,10	347,25	325,54	325,54
Fíler Calcário (kg/m ³)	143,24	164,94	143,24	138,90	130,22	130,22
Sílica Ativa (kg/m ³)	35,81	41,24	35,81	34,72	32,55	32,55
Areia Fina (kg/m ³)	724,39	670,33	724,39	735,20	756,82	579,42
Areia média ((kg/m ³)	---	---	---	---	---	579,42
Brita (kg/m ³)	1086,58	1005,49	1086,58	1005,49	1135,23	772,56
SP (kg/m ³)	7,16	8,25	8,25	6,94	6,51	6,51
Água p/ agregados (%)	3,63	3,63	3,63	3,63	3,63	10,68
Volume de pasta (%)	33,00	40,00	33,00	32,00	30,00	30,00
Massa Esp. (kg/dm ³)	2,490	2,430	2,480	2,465	2,350	2,395
Critérios						
Ensaio de espalhamento						
T ₅₀₀ (s)	12"15	02"99	06"05	06"23	24"49	2"41
D _{espalhamento} (mm)	687,5	815,00	732,5	760,0	667,5	532,25
Ensaio de Caixa-L						
T ₂₀ (s)	07"97	01"20	02"24	02"09	02"37	00"57
T ₄₀ (s)	18"48	02"08	08"95	04"83	08"01	00"97
RB	0,33	0,81	0,81	0,93	0,82	0,23
Funil V						
T (s)	49"41	09"11	11"14	10"92	12"49	02"12
Temperatura (°C)						
	36,10	21,80	27,10	27,50	30,50	33,40
Umidade (%)						
	10,00	82,00	69,00	56,00	53,00	29,00

Fonte: Autor (2018).

Posteriormente, foram moldadas amostras para verificar o comportamento mecânico dessa dosagem (14ª tentativa), as quais apresentaram resultados inferiores às misturas contendo um único tipo de agregado miúdo (APÊNDICE B). Uma vez que o comportamento mecânico não foi satisfatório e o acréscimo de mais um material elevaria o custo de produção da dosagem, permaneceu-se, então, com a metodologia utilizada nas outras dosagens e um único tipo de agregado miúdo (areia fina).

Figura 5.17 Estado fresco do concreto da 14^o tentativa - Concreto muito coeso e pouca fluidez



Fonte: Autor (2018).

Como pode ser observado na Tabelas 5.11 e 5.12, foram realizadas algumas tentativas para se obter CAA com volume de pasta menores do que é indicado pela literatura (35%), volumes esses variando entre 29% e 33% (3^a, 4^a, 5^a, 6^a, 8^a e 9^a tentativa). Porém as misturas não apresentaram resultados em seu estado fresco dentro dos limites apontados por norma para serem classificados como CAA e chegou-se à conclusão de que a temperatura e umidade poderiam estar interferindo nos resultados. As tentativas 10^a, 11^a, 12^a e 13^a, foram realizadas em melhores condições ambientais de temperatura e umidade, então, foi possível obter um concreto de referência (CAAR) e concretos com volume de pasta reduzido (CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3).

Assim, as melhores misturas foram obtidas nas 10^a, 11^a, 12^a e 13^a tentativas, pois apresentaram uma razão de bloqueio, espalhamento e escoamento dentro dos limites estabelecidos pela NBR 15823:2017 (ABNT, 2017).

Os valores estimados a serem obtidos (Tabela 5.13), indicados por diversos autores, são apenas para orientar a dosagem do CAA. Entretanto, variam entre diversos pesquisadores e instituições e não devem ser adotados como valores absolutos. Com as variedades de materiais disponíveis no mercado é possível obter um bom concreto que não se apresente, em alguns ensaios, dentro dos intervalos apresentados (BARBOZA, 2016).

Tabela 5.13 Valores recomendados para ensaios de aceitação do CAA

Valores recomendados					
Método	Unidade	EFNARC	Gomes e Barros	Tutikian e Dal Molin	NBR 15823-1:2017
<i>Slump flow</i>	mm	650 a 800	600 a 800	600 a 750	550 a 750*
Funil V	S	6 a 12	6 a 15	6 a 12	9 a 25
Caixa L, h2/h1	-	0,8 a 1,0	0,8 a 1,0	0,8 a 1,0	≥ 0,8

* Variam conforme a especificação do ensaio.

Fonte: Adaptado EFNARC, (2002); Tutikian e Dal Molin (2008); Gomes e Barros (2009) e NBR 15823-1:2017 (ABNT, 2017).

Com a determinação correta do teor ótimo de água para saturar a areia, foram realizados ensaios de compressão diametral para verificar se as concretagens outrora realizadas na Tabela 5.11 e Tabela 5.12 possuíam segregação nas amostras confeccionadas, mesmo realizando a verificação visual de sua não existência nos ensaios de espalhamento (*slump -flow test*). A Figura 5.16 ilustra os corpos de prova ensaiados à compressão diametral, fraturados para visualização da distribuição dos agregados graúdos para as tentativas de número 2 ,3, 7, 8, 9, 10, 11, 12 e 13, respectivamente.

Figura 5.18 Distribuição do agregado graúdo na concretagem por volume de pasta, respectivamente: Tentativas 2, 3, 7, 8, 9, 10, 11, 12 e 13



Fonte: Autor (2018).

Estes resultados obtidos com concretos com volume de pasta reduzido sem apresentar exsudação e sem perda de trabalhabilidade, representam o primeiro indicativo da viabilidade

de execução de concretos autoadensáveis com baixo consumo de cimento devido a redução da pasta.

A busca por um empacotamento eficiente exige a utilização de maior diversidade de materiais. Na produção em ambiente de laboratório esta diversidade não apresenta nenhuma dificuldade, mas na aplicação em grande escala no canteiro de obra pode interferir na produtividade e esbarra nas limitações dos equipamentos dosadores, além de propiciar o risco de erros nas medidas dos diversos materiais. Portanto, pensando nesses aspectos mencionados acima, foram utilizados apenas materiais de fácil acesso no mercado e com um número reduzido de materiais para elaboração dos concretos, mesmo sabendo que algumas adições poderiam melhorar algumas propriedades mecânicas ou até mesmo propriedades no estado fresco, mas em contrapartida inviabilizando economicamente a produção.

5.3 Dosagens dos concretos

As nomenclaturas utilizadas para as dosagens apresentam inicialmente o tipo de concreto por meio das siglas CAAR (Concreto Autoadensável de Referência) ou CAABCC (Concreto Autoadensável com Baixo Consumo de Cimento) e por fim por meio de um numeral, o número da betonada. Como por exemplo, CAABCC 1, trata-se de um concreto autoadensável com baixo consumo de cimento da betonada 1.

5.3.1 Concreto autoadensável de referência

A dosagem de referência foi desenvolvida com base nos limites exigidos para atender a classe de agressividade ambiental tipo II, da NBR 12655:2015 (ABNT, 2015). Esses limites constituem-se de consumo de cimento de no mínimo 280 kg/m³, relação água/cimento de no máximo 0,60, e resistência à compressão aos 28 dias de no mínimo 25 MPa. Estes parâmetros devem ser atendidos simultaneamente.

Como não há nenhum um tipo de recomendação quanto ao tipo de cimento, uso ou não de aditivos e recomendações sobre agregados, buscou-se executar estas dosagens de maneira mais simples possível, tentando reproduzir o que seria realizado numa obra.

O cimento utilizado foi o mesmo das dosagens com baixo consumo de cimento, assim,

como os outros materiais que irão compor o concreto de referência. Na Tabela 5.14 está apresentada a composição do concreto de referência e na Tabela 5.15 os seus parâmetros de referência.

Tabela 5.14 Composição do concreto de Referência (CAAR)

Materiais	CAAR
Cimento (kg/m ³)	434,06
Fíler calcário (kg/m ³)	173,62
Sílica Ativa (kg/m ³)	43,41
Areia (kg/m ³)	648,70
Brita (kg/m ³)	973,06
SP (kg/m ³)	8,68
Água (kg/m ³)	173,62

Fonte: Autor (2018).

Tabela 5.15 Parâmetros da dosagem do concreto de referência

Parâmetro	CAAR
Relação água/aglomerantes	0,363
Água p/agregados (%)	3,63
Volume de pasta (%)	40,00
Massa Esp. (kg/dm ³)	2,52
Consumo de Cimento (kg/m ³)	434,06
Teor de superplastificante (%)	2,00

Fonte: Autor (2018).

5.3.2 Concreto autoadensável com baixo consumo de cimento (CAABCC)

As dosagens adotadas para a elaboração do concreto autoadensável com baixo consumo de cimento (CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3) atendem aos requisitos estabelecidos na NBR 12655:2015 (ABNT, 2015) para a classe de agressividade ambiental II, ambientes urbanos não litorâneos, desde o consumo mínimo de cimento, relação água/cimento e resistência à compressão. Segundo a referida norma deve-se, neste caso, utilizar consumo de cimento mínimo de 280 kg/m³, relação água/cimento máximo de 0,60 e resistência à compressão mínima de 30 MPa aos 28 dias.

Como adições minerais, adotaram-se 10% de sílica ativa e 40% de pó de calcário, uma vez que o objetivo principal desta pesquisa é a redução do consumo de cimento. Os valores apresentados para as adições minerais, como o fíler calcário, foram obtidos por meio da

avaliação dos aditivos e a sílica ativa mediante a relação SC/C fixa de 0,10.

O consumo de água foi estabelecido com base nas experiências com os concretos auxiliares. A proporção entre agregados graúdos e agregados miúdos seguiu o estabelecido no ensaio de empacotamento, 60% brita 4,75/12,5 e 40% areia muito fina.

Como aditivo optou-se pelo ADVATM Cast 525, no teor de 2,00% em relação à massa de cimento. Inicialmente optou-se por esta proporção após a análise dos ensaios de miniabatimento de tronco de cone e funil Marsh. Porém, com o ajuste da fluidez da mistura devido a água de saturação dos agregados, o valor variou entre as dosagens.

Com esses parâmetros obtêm-se as três dosagens de baixo consumo de cimento, cujas composições estão apresentadas na Tabela 5.16. Na Tabela 5.17 estão indicados alguns parâmetros destas mesmas dosagens.

Tabela 5.16 Consumo de materiais, por m³, de concreto das dosagens de baixo consumo de cimento (kg/m³)

Materiais	CAABCC 1	CAABCC 2	CAABCC 3
Cimento (kg/m ³)	358,10	347,25	325,54
Fíler Calcário (kg/m ³)	143,24	138,90	130,22
Sílica Ativa (kg/m ³)	35,81	34,72	32,55
Areia (kg/m ³)	724,39	735,20	756,82
Brita (kg/m ³)	1086,56	1102,80	1135,23
SP (kg/m ³)	14,97	15,62	14,97
Água (kg/m ³)	143,24	138,90	130,22

Fonte: Autor (2018).

Tabela 5.17 Parâmetros das dosagens de baixo consumo de cimento

Parâmetros	CAABCC 1	CAABCC 2	CAABCC 3
Relação água/aglomerantes	0,363	0,363	0,363
Água p/agregados (%)	3,63	3,63	3,63
Volume de pasta (%)	33,00	32,00	30,00
Massa Esp. (kg/dm ³)	2,57	2,55	2,48
Consumo de Cimento (kg/m ³)	358,10	347,25	325,54
Teor de superplastificante (%)	4,18	4,50	4,60

Fonte: Autor (2018).

5.4 Concreto no estado fresco

Os dados que apontam as características dos concretos em análise no estado fresco são apresentados na Tabela 5.18 do CAAR e do CAABCC.

Tabela 5.18 Caracterização dos concretos de referência e de baixo consumo de cimento no estado fresco

Propriedades	Limites NBR 15823	CAAR	CAABCC1	CAABCC2	CAABCC3
<i>Slump-flow</i> , d_f (mm)	$550 \leq d_f \leq 850$	680,00	697,50	755,00	605,00
T_{500} (s)	>2	5"56	4"91	08"20	10"26
Caixa L, h_2/h_1^*	$\geq 0,80$	0,96	0,99	0,99	0,96
Caixa L, t_{20} (s)	---	1"37	1"77	2"68	1"56
Caixa L, t_{40} (s)	---	3"44	3"07	7"13	5"33
Funil V, t_v (s)	$9 \leq t_v \leq 25$	9"95	9"48	16"90	16"65
Tubo U	$\geq 0,90$	0,91	0,98	0,99	0,99

*Foram utilizados $4\phi 12,5$ mm espaçados de 3,2 cm.
Fonte: Autor (2018).

Todos os concretos ensaiados apresentaram fluidez elevada. Mesmo assim, apresentaram grande coesão, sem qualquer indício de segregação. Na Figura 5.19 são apresentadas algumas fotos dos concretos no estado fresco, evidenciando alta fluidez sem segregação, teor de argamassa adequado e bom aspecto de acabamento.

Figura 5.19 Aspecto dos concretos no estado fresco após ensaio de espalhamento



Fonte: Autor (2018).

Visualmente, para o CAA ser considerado sem segregação no ensaio de espalhamento, o agregado deve estar homogêneamente distribuído na mistura e acompanhar a movimentação da argamassa até a extremidade do círculo formado pelo CAA. Na Figura 5.20 são apresentadas as bordas do espalhamento para cada concreto respectivamente, CAAR, CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3.

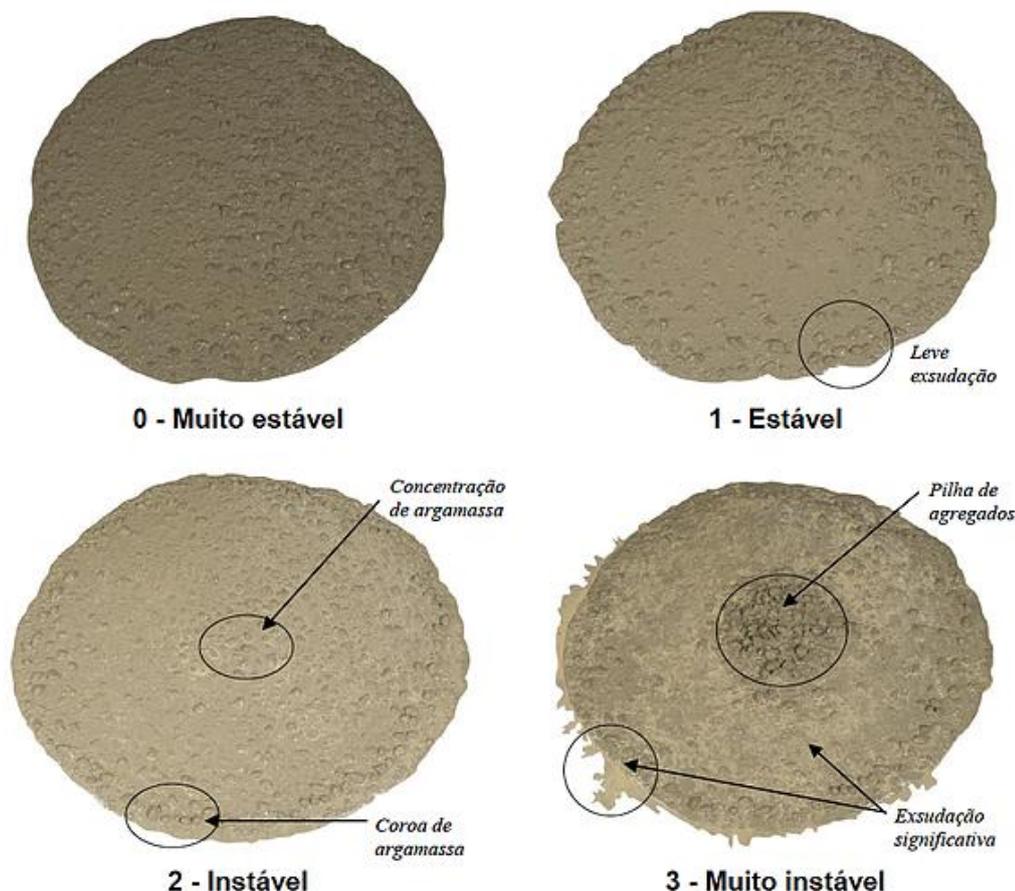
Figura 5.20 Análise do aspecto visual do espalhamento dos concretos produzidos



Fonte: Autor (2018).

Como parâmetro qualitativo, foi aferido visualmente as condições de estabilidade de cada concreto produzido, classificando-os de 0 a 3, muito estável (0), estável (1), instável (2) e muito instável (3), respectivamente (ABNT NBR 15823:2017). São considerados como adequados concretos que apresentam as características dos índices 0 e 1, tal como apresnetado na Figura 5.21.

Figura 5.21 Avaliação visual da estabilidade dos concretos



Fonte: Adaptado de ABNT NBR 15823:2017.

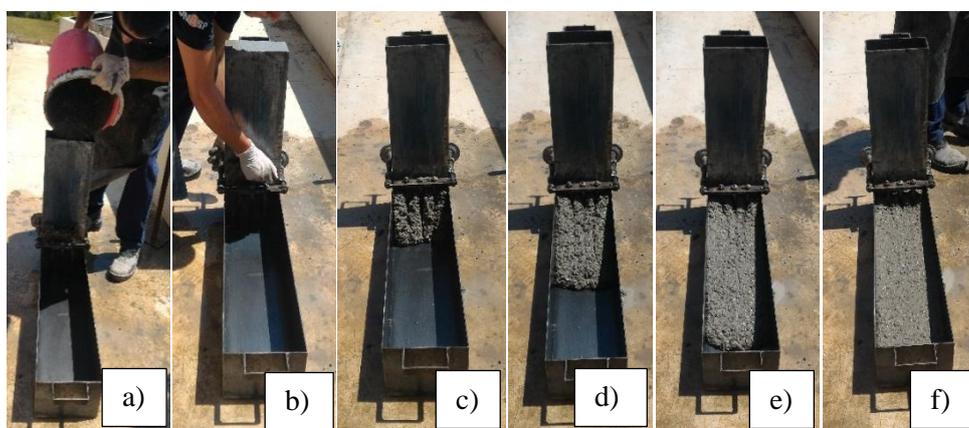
Dos ensaios realizados somente o CAABCC1 foi classificado como índice 1 (estável) e, os demais, como muito estável (índice 0). Portanto, pode-se dizer que ambos apresentaram características ideais no estado fresco.

Deve-se justificar o espalhamento bem próximo do CAABCC3 ao limite mínimo apresentado por norma de 600 mm. Devido ao baixo volume de pasta e, consequentemente, de cimento, decidiu-se não aumentar mais o consumo de água pois as dosagens apresentavam indícios de início de exsudação. Este é um problema que se encontra ao se utilizar consumos de cimento muito baixos, e consequentemente, de finos muito elevados. Neste caso os valores de espalhamento encontrados não significaram qualquer prejuízo em termos de trabalhabilidade ou acabamento mas, caso fosse necessário maior abatimento, uma alternativa seria realizar ajustes nos demais finos presentes, possivelmente, com consumo maior de sílica e/ou pó de calcário. Vale dizer que a ocorrência de exsudação é sempre indesejável, devendo ser evitada, pois proporciona perda de resistência à compressão.

A avaliação da capacidade de escoamento dos concretos seguiu as recomendações da NBR 15823-4:2017 (ABNT, 2017), parâmetro que no qual consiste em verificar a capacidade de fluxo do concreto confinado em ultrapassar barreiras sem nenhum tipo de vibração (Figura 5.22).

Conforme apresentado na Tabela 5.18 todos as misturas apresentaram escoamentos suficientes para se caracterizarem como um concreto autoadensável.

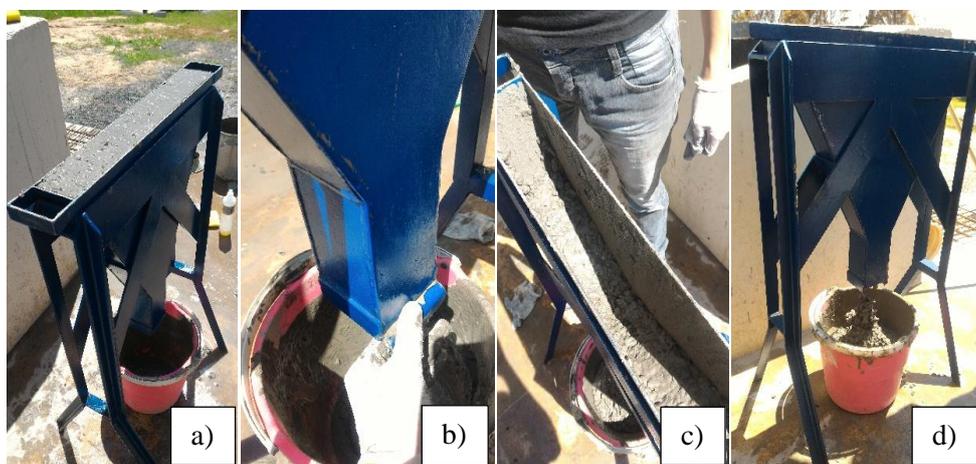
Figura 5.22 Ensaio de caixa L para as amostras analisadas. As letras indicam a sequência de execução



Fonte: Autor (2018).

Em seguida (Figura 5.23), realizou-se a verificação da fluidez de cada mistura produzida, de acordo com as recomendações apresentadas pela NBR 15823-5:2017 (ABNT, 2017).

Figura 5.23 Ensaio do Funil V para os concretos estudados. As letras indicam a sequência de execução

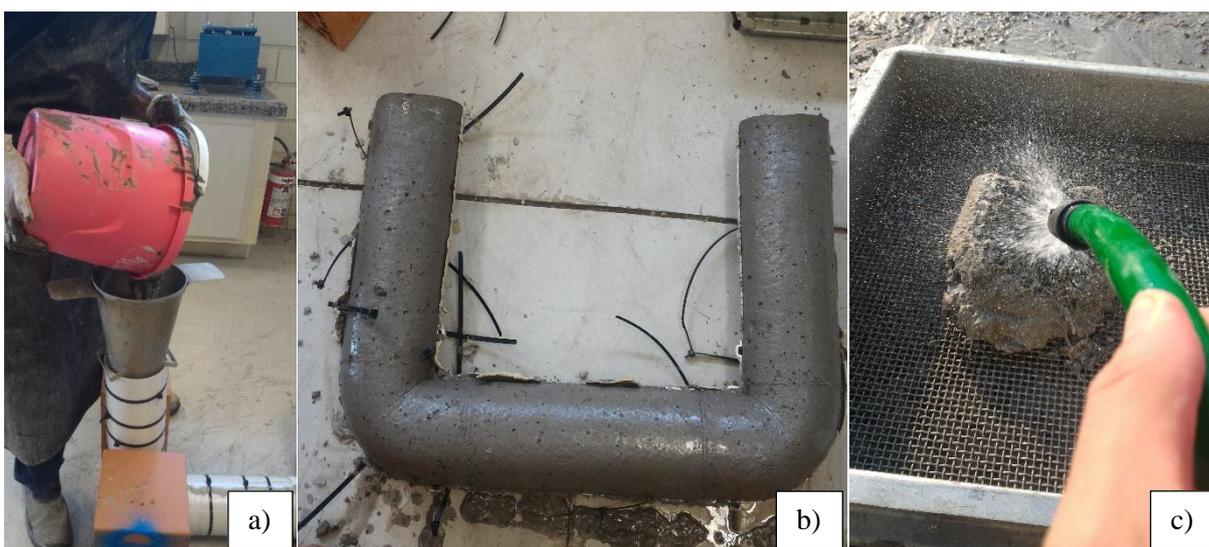


Fonte: Autor (2018).

Diante dos resultados obtidos e apresentados na Tabela 5.18 para os ensaios de funil v, verificou-se que os concretos CAABCC2 e CAABCC3 apresentaram um maior tempo de fluxo durante a realização do ensaio, no qual esse comportamento é justificado pela redução do teor de pasta da mistura. No entanto, ainda assim os resultados obtidos são suficientes no quesito de fluidez e viscosidade requerida segundo a NBR 15823:2017 (ABNT, 2017).

A avaliação da resistência à segregação dos concretos foi feita por meio do ensaio do Tubo U (Figura 5.24). Foram retiradas três amostras de trechos determinados do tubo, efetuando-se relações entre a massa de agregado graúdo extraído em cada uma delas. A razão de segregação (R.S) para todos os concretos foram satisfatórios (Tabela 5.18). Gomes (2002) afirma que para $R.S \geq 0,90$, a segregação é considerada desprezível.

Figura 5.24 Execução do ensaio do Tubo U – (a) Moldagem do Tubo-U; (b) Retirada da fôrma para extração das fatias e (c) Extração da porção dos agregados graúdos e retirada da argamassa



Fonte: Autor (2018).

5.5 Ensaios físicos e mecânicos do concreto no estado endurecido

Alguns resultados físicos (massa específica) e mecânicos (resistência à compressão axial, tração por compressão na diametral, tração na flexão, módulo de elasticidade dinâmico e estático) do concreto endurecido são apresentados a seguir, com o intuito de evidenciar os ganhos de desempenho obtidos com as técnicas aplicadas.

5.5.1 Massa específica do concreto

A massa específica do concreto no estado fresco foi determinada de acordo com a NBR 9833:2008 (ABNT, 2008). O valor levemente superior da massa específica observada (Tabela 5.19) dos concretos com baixo consumo de cimento em relação ao concreto de referência, é resultante da substituição da pasta de cimento menos densa por agregados mais densos (areia fina). A massa específica da pasta de cimento é aproximadamente 2,062 g/cm³.

Tabela 5.19 Massa específica média do concreto no estado fresco

Concretos	Massa específica média (g/cm ³)
CAAR	2,43
CAABCC1	2,47
CAABCC2	2,48
CAABCC3	2,51

Fonte: Autor (2018).

A massa específica do concreto no estado endurecido foi determinada de acordo com a NBR 9778:2009 (ABNT, 2009) aos 28 dias. Verifica-se que os concretos com baixo consumo de cimento possuem densidade média de aproximadamente 2,53 g/cm³ e o de referência 2,52 g/cm³ (Tabela 5.20).

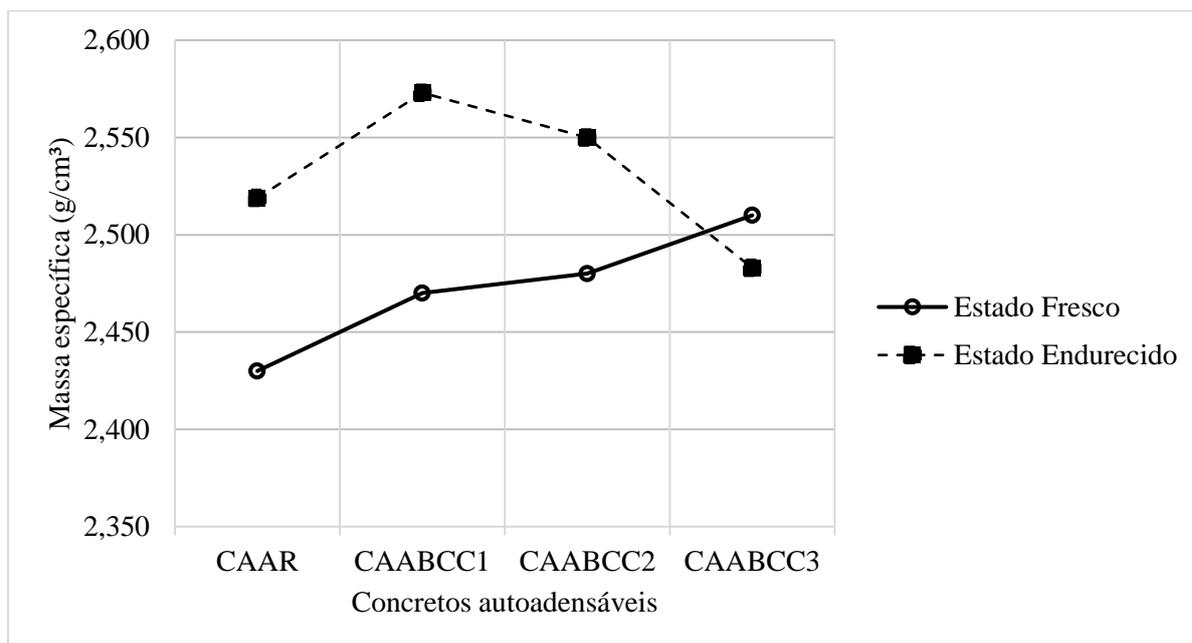
Tabela 5.20 Massa específica média no estado endurecido aos 28 dias

Concretos	Massa específica média (g/cm ³)
CAAR	2,52
CAABCC1	2,57
CAABCC2	2,55
CAABCC3	2,48

Fonte: Autor (2018).

Verifica-se que a massa específica dos concretos com baixo consumo de cimento apresentou-se mais densos que o concreto de referência, esse aumento da densidade demonstra melhor empacotamento entre os grãos e substituição da pasta de cimento por agregados (Figura 5.25). Observa-se, no entanto, que as massas específicas obtidas são semelhantes às apresentadas por concretos convencionais, não apresentando alteração significativa na mesma.

Figura 5.25 Massa específica do concreto no estado fresco e endurecido



Fonte: Autor (2018).

5.5.2 Resistência à compressão axial

São apresentados na Figura 5.26 os resultados médios obtidos para os ensaios de resistência à compressão, realizados para os concretos. Fez-se também, uma análise estatística básica dos resultados obtidos, para avaliar a dispersão destes, os quais são apresentados nas tabelas 5.21 e 5.22.

Para este trabalho, o Coeficiente de Variação (CV) foi adotado como parâmetro para avaliação da eficiência da operação do ensaio. Segundo os valores obtidos para os concretos de baixo consumo de cimento e para o concreto de referência, nas idades de 28 dias e 91 dias, ambos são classificados como nível 1 (excelente), de acordo com a NBR 7212:2012 (ABNT, 2012). Já para as idades iniciais, variam os valores obtidos de nível 1 (excelente) e nível 2 (muito bom), tanto para o concreto de referência como os de baixo consumo de cimento. Conclui-se que as amostras analisadas têm comportamentos semelhantes, indicando uma representatividade satisfatória para suas análises.

Tabela 5.21 Características estatísticas da resistência à compressão do concreto de referência – CAAR

Ensaio de resistência à compressão	CAAR- 40%			
	3 dias	7 dias	28 dias	91 dias
Número de CP's	3	3	3	3
CP01	43,25	46,92	75,69	82,94
CP02	40,11	45,03	74,55	83,82
CP03	40,83	47,46	75,19	84,02
Média (MPa)	41,39	46,47	75,14	83,60
Desvio Padrão (MPa)	1,65	1,28	0,57	0,58
CV (%)	3,98	2,74	0,76	0,69

Fonte: Autor (2018).

Tabela 5.22 Características estatísticas da resistência à compressão dos concretos com baixo consumo de cimento – CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3

Ensaio de resistência à compressão	CAABCC1 – 33%				CAABCC2 – 32%				CAABCC3 – 30%			
	3 dias	7 dias	28 dias	91 dias	3 dias	7 dias	28 dias	91 dias	3 dias	7 dias	28 dias	91 dias
Número de CP's	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
CP01	31,80	41,74	65,16	68,94	33,07	49,32	73,22	83,42	32,53	42,57	71,97	81,62
CP02	30,49	41,83	66,73	69,18	34,38	47,97	76,31	85,09	32,71	39,37	72,97	82,78
CP03	30,98	39,68	65,32	67,74	33,01	47,48	73,32	84,95	32,04	39,38	72,23	82,69
Média (MPa)	31,09	41,08	65,74	68,62	33,49	48,26	74,29	84,48	32,43	40,44	72,39	82,36
Desvio Padrão (MPa)	0,66	1,22	0,86	0,77	0,77	0,95	1,76	0,93	0,35	1,84	0,52	0,65
CV (%)	3,98	2,96	0,76	0,69	2,31	1,97	2,36	1,10	1,07	4,56	0,72	0,79

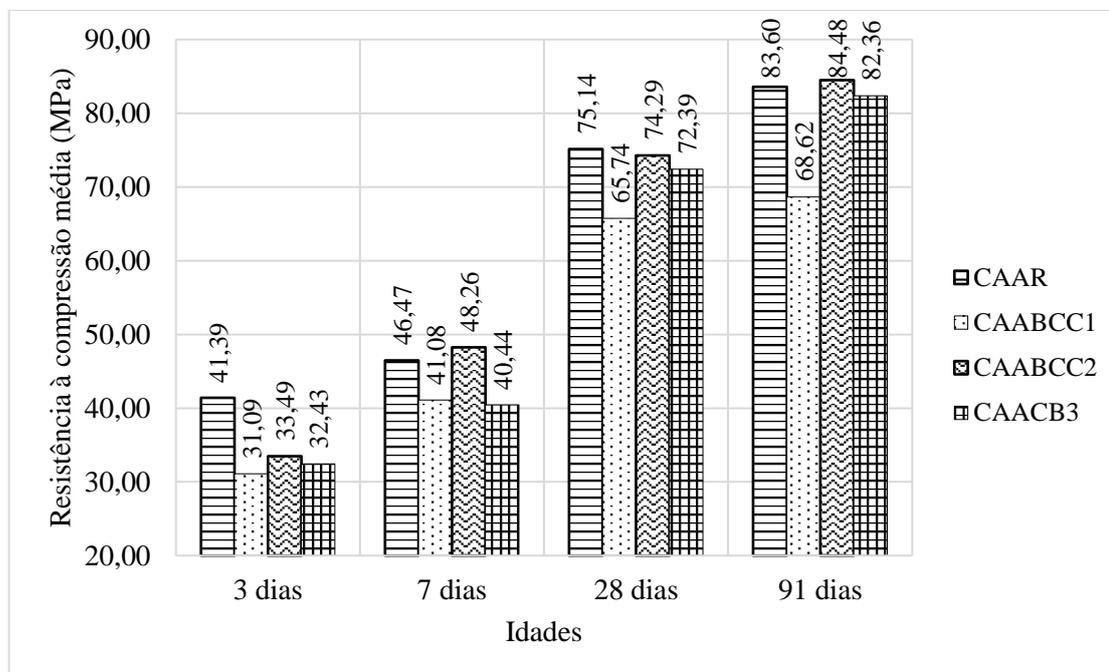
Fonte: Autor (2018).

De acordo com a Figura 5.24 pode-se observar a evolução do ganho de resistência à compressão dos quatro concretos estudados. Constatou-se inicialmente melhor desempenho mecânico do concreto de referência na idade de 3 dias. Para os concretos com baixo consumo de cimento, observa-se que com o avanço das idades foram alcançadas resistências equivalentes ao CAAR a partir da idade de 7 dias, para o concreto CAABCC2 e aos 28 dias para os concretos CAABCC1 e CAABCC3. Segundo Neville (2016) quanto maior o consumo de cimento, maior será o aumento de resistência nas primeiras idades, o que retrata o comportamento do concreto de referência (CAAR).

Já o CAABCC1 praticamente não apresentou evolução de resistência após a idade de 28 dias. Ressalta-se que de 28 para 91 dias observou-se ganhos proximamente de 4,19, 12,06 e 12,10% para CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3, respectivamente. Estes ganhos são consideravelmente maiores que os previstos pela fórmula de previsão de ganhos de resistência

do item 12.3.3 da NBR 6118:2014 (ABNT, 2014), a qual indica para concretos com CPII ganho de apenas 11%.

Figura 5.26 Resultados de resistência à compressão dos concretos em análise



Fonte: Autor (2018).

As dosagens de baixo consumo de cimento superaram a marca de 25 MPa aos 28 dias, resistência considerada limite para classe de agressividade II da NBR 12655:2015 (ABNT, 2015).

É possível verificar, também, que o CAABCC3 (que apresenta o menor volume de pasta e, conseqüentemente, o menor consumo de cimento) apresentou resistência semelhante nas idades de 7, 28 e 91 dias em comparação ao concreto de referência. Acredita-se que este comportamento seja gerado pela maior compacidade conferida à pasta pelo aumento do consumo de areia muito fina na mistura. Pelisser, Vieira e Bernardin (2018) afirmam que misturas com maiores índices de empacotamento e misturas com diferentes distribuições granulométricas, contribuem para a redução da porosidade da matriz de cimento e contribuem para aumento da resistência à compressão.

Segundo Okamura (1997), Domone (2006) e Kin *et al.* (2006), quanto mais finas forem as partículas de agregado miúdo, maior a sua capacidade de preenchimento de poros não preenchidos com as partículas de agregado graúdo, aumentando desta forma, a densidade da mistura e conseqüentemente a sua resistência à compressão. Além disso, há melhor hidratação das partículas de cimento devido a maior retenção de água. Esta afirmação está de acordo com

o que é apresentado por Repette (2005), o qual indica que tanto a hidratação do cimento quanto a aderência do CAA nas armaduras são melhoradas em função da maior retenção de água que este tipo de mistura pode proporcionar.

A Figura 5.27 ilustra o aspecto visual dos corpos de prova submetidos à compressão axial. Todos os corpos de prova apresentaram o tipo de ruptura cônica, sendo possível também a análise visual da ausência de segregação nas amostras.

Figura 5.27 Corpo de prova submetidos à compressão axial com ruptura cônica – (a) Amostra posicionada na prensa; (b) Amostra submetida à compressão axial e (c) Ruptura cônica.



Fonte: Autor (2018).

De forma geral, nota-se um comportamento mecânico satisfatório dos concretos estudados e alta resistência à compressão aos 28 dias. Tal comportamento pode ser justificado pelo empacotamento eficiente entre os grãos utilizados, a relação água/cimento relativamente baixa e as adições empregadas na mistura como sílica ativa e fíler calcário.

Segundo Neville (2016) os fíleres podem intensificar a hidratação do cimento Portland, agindo como pontos de nucleação. Ainda, Ramachandran (1984) complementa que além do papel de nucleação na hidratação do cimento, o CaCO_3 é parcialmente incorporado à fase C-S-H, sendo esse efeito benéfico à estrutura da pasta de cimento hidratada.

5.5.2.1 Controle estatístico

A utilização de ferramentas estatísticas auxilia muito no processo de controle e qualidade dos materiais produzidos. A partir do exposto, analisou-se estatisticamente a influência da variação do consumo de cimento, através da análise de variância (ANOVA) com nível de significância de 95%, para a resistência à compressão dos concretos estudados.

O objetivo do estudo da análise de variância é identificar se os valores das variáveis de resposta, medida em diferentes níveis, diferem significativamente do ponto de vista estatístico entre si.

Adotou-se a tabela de distribuição de Fisher para melhor comparar os resultados dos F_{cal} juntamente com o valor de P (significância). Portanto, pode-se dizer que se F calculado (F_{cal}) é maior que F tabelado (F_{tab}), a hipótese, de que o efeito do valor considerado não apresente significância, é rejeitado. O valor de F_{cal} é determinado para cada variável independente pelo quociente entre a média quadrada do efeito (variância) e a média quadrada do termo resíduo (MQ). O valor de F_{tab} está relacionado com o nível de significância dos graus de liberdade (GL) do termo resíduo e do efeito analisado. O valor de F_{tab} é igual a 0,05, pois adotou-se um intervalo de confiança de 95%.

A partir da análise de variância de resistência à compressão do concreto nas idades de 3, 7, 28 e 91 (Tabela 5.23) dias é possível verificar se existem diferenças significativas entre os tratamentos (consumo de cimento das misturas produzidas). A análise estatística de variância ‘ANOVA’ foi calculada pelo EXCEL. O valor de 95% como intervalo de confiança pois, alguns pesquisadores como Castro (2003) e Ferreira (2003) afirmam que é um valor usual para materiais com fins estruturais. Já Kulakowski (2002) considera que até 90% poderia ser considerado significativo.

Tabela 5.23 Teste de variância para a resistência à compressão para as idades de 3, 7, 28 e 91 dias

Idades	Fonte da variação	SQ	GL	MQ	F_{cal}	valor-P	Resultado
3 dias	Tratamentos	193,30	3	64,43	66,74	5,28E-06	Significativo
	Resíduo	7,72	8	0,97			
$r = 0,98$ e $r^2 = 0,96$							
7 dias	Tratamentos	136,12	3	45,37	24,51	0,00022	Significativo
	Resíduo	14,81	8	1,85			
$r = 0,94$ e $r^2 = 0,89$							
28 dias	Tratamentos	163,19	3	54,40	49,20	1,7E-05	Significativo
	Resíduo	8,84	8	1,11			
$r = 0,97$ e $r^2 = 0,95$							
91 dias	Tratamentos	503,61	3	167,87	304,73	1,4E-08	Significativo
	Resíduo	4,41	8	0,55			
$r = 0,99$ e $r^2 = 0,99$							

Fonte: Autor (2018).

Sendo SQ a soma dos quadrados, GL o grau de liberdade, MQ a média dos quadrados, F o parâmetro de Fischer para o teste de significância dos efeitos, r^2 o coeficiente de determinação do modelo ($1 - SQ_{\text{resíduo}}/SQ_{\text{total}}$) e r o coeficiente de correlação do modelo.

Os dados apresentados na Tabela 5.23 indicam que há variância significativa entre os tratamentos (consumo de cimento), considerando os valores de resistência à compressão obtidos nos ensaios de controle tecnológico em todas as idades. Percebe-se estatisticamente que são diferentes ao nível de significância de 1%, pois apresentam um valor de P menor que 0,01.

A verificação da variância do modelo resultou em um coeficiente de determinação (r^2) de 0,96, 0,89, 0,95 e 0,99 para as idades de 3, 7, 28 e 91 dias, respectivamente (Tabela 5.23). Tais valores indicam que os modelos encontrados ajustam 96%, 89%, 95% e 99%, dos valores observados para a resistência à compressão.

A partir desta constatação foi realizado o teste de Tukey para verificar quais são as médias que diferem entre si dentro deste contexto, as quais são apresentadas na Tabela 5.24.

Tabela 5.24 Estatística descritiva e teste de Tukey da resistência à compressão em função do consumo de cimento

Idades das amostras	Tipos de tratamentos	Diferença entre as médias	d.m.s
3 dias	CAAR e CAACBCC1	10,30	2,57
	CAAR e CAACBCC2	7,91	
	CAAR e CAACBCC3	8,97	
7 dias	CAAR e CAACBCC1	5,39	3,56
	CAAR e CAACBCC2	1,79	
	CAAR e CAACBCC3	6,03	
28 dias	CAAR e CAACBCC1	9,40	2,75
	CAAR e CAACBCC2	0,86	
	CAAR e CAACBCC3	2,75	
91 dias	CAAR e CAACBCC1	14,97	1,94
	CAAR e CAACBCC2	0,89	
	CAAR e CAACBCC3	1,23	

*d.m.s= diferença mínima significativa. As médias diferem entre si ($p < 0,05$).

Fonte: Autor (2018).

Pelos resultados apresentados na Tabela 5.24 pode-se concluir que existe diferença significativa entre as médias dos concretos com consumo de cimento reduzido CAACBCC3 e o concreto de referência (CAAR) para as idades de 3, 7 e 28 dias, apresentando um comportamento satisfatório em função do consumo de cimento utilizado. Já para os 91 dias o CAACBCC3 não apresentou uma diferença significativa, pois apresenta um valor bem próximo de resistência à compressão média do valor apresentado pelo CAAR, apontando que o

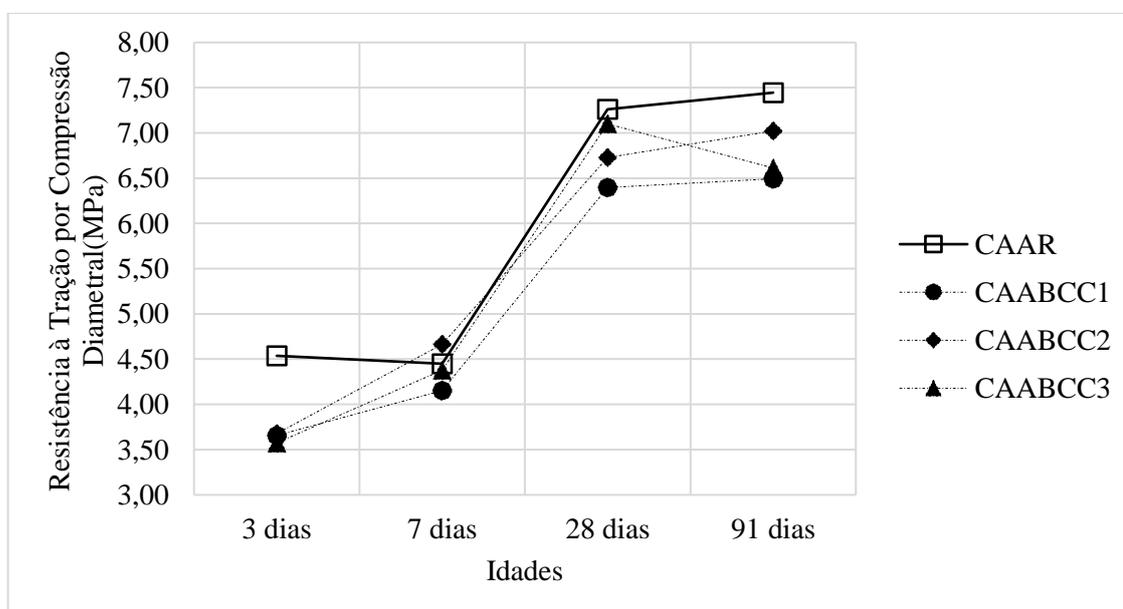
CAABCC2 apresenta um comportamento similar ou até mesmo superior ao concreto de referência.

Em contrapartida, o CAABCC2 só tem diferença significativa em relação ao concreto de referência na idade de 3 dias, apontando que o consumo de cimento utilizado não proporcionou grandes diferenças, apresentando valores baixos ou até mesmo próximo ao CAAR. Por fim, o CAABCC1 foi o único que apresentou diferença significativa de comportamento em todas as idades ao ser comparado ao CAAR.

5.5.3 Resistência à tração por compressão diametral

Na Figura 5.28 apresentam-se os resultados de resistência à tração por compressão diametral. Notam-se boas resistências dos concretos com baixo consumo de cimento. Observa-se que os valores obtidos no ensaio de tração por compressão diametral para os concretos com baixo consumo de cimento se comportaram da mesma forma que o concreto de referência. Como todos apresentam aproximadamente a mesma resistência a tração, é possível concluir que a redução do cimento não comprometeu o ganho e/ou perda de resistência.

Figura 5.28 Evolução da resistência à tração por compressão diametral



Fonte: Autor (2018).

Fez-se também, uma análise estatística dos resultados obtidos, para se avaliar a dispersão destes, os quais são apresentados nas tabelas 5.25 e 5.26.

Tabela 5.25 Características estatísticas da resistência à tração por compressão diametral do concreto de referência – CAAR

Ensaio de tração diametral	CAAR – 40%			
	3 dias	7 dias	28 dias	91 dias
Número de CP's	3	3	3	3
CP01	4,68	4,35	7,20	7,47
CP02	4,39	4,51	7,09	7,43
CP03	4,54	4,49	7,49	7,43
Média (MPa)	4,54	4,45	7,26	7,45
Desvio Padrão (MPa)	0,15	0,09	0,21	0,02
CV (%)	3,22	2,01	2,86	0,33

Fonte: Autor (2018).

Tabela 5.26 Características estatísticas da resistência à tração por compressão diametral dos concretos com baixo consumo de cimento – CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3

Ensaio de resistência à tração diametral	CAABCC1 – 33%				CAABCC2 - 32%				CAABCC3 – 30%			
	3 dias	7 dias	28 dias	91 dias	3 dias	7 dias	28 dias	91 dias	3 dias	7 dias	28 dias	91 dias
Número de CP's	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
CP01	3,62	4,06	6,21	6,44	3,45	4,55	6,68	6,98	3,57	4,22	6,99	6,59
CP02	3,70	4,16	6,49	7,03	3,71	4,74	6,79	7,03	3,49	4,67	7,26	6,53
CP03	3,65	4,24	6,49	6,53	3,86	4,69	6,72	7,06	3,66	4,25	7,06	6,53
Média (MPa)	3,66	4,15	6,40	6,49	3,68	4,66	6,73	7,02	3,57	4,38	7,10	6,61
Desvio Padrão (MPa)	0,05	0,09	0,16	0,05	0,21	0,10	0,05	0,04	0,08	0,25	0,14	0,09
CV (%)	1,24	2,17	2,49	0,77	5,66	2,08	0,80	0,54	2,32	5,69	1,97	1,36

Fonte: Autor (2018).

A NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) apresenta uma equação que permite estimar a resistência direta à tração em função da resistência à compressão e classe de resistência.

- Para concretos de classes de C20 a C50, Equação 5.1:

$$f_{ct} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (\text{Equação 5.1})$$

- Para concretos de classes de C55 a C90, Equação 5.2:

$$f_{ct} = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,11 \cdot f_{ck}) \quad (\text{Equação 5.2})$$

Estima-se também a resistência à tração por compressão diametral a partir da tração direta como sendo, Equação 5.3:

$$f_{ct} = 0,9 \cdot f_{ct,sp} \quad \text{ou seja} \quad f_{ct,sp} = f_{ct} / 0,9 \quad (\text{Equação 5.3})$$

Na Tabela 5.27 apresentam-se os valores de resistência à compressão aos 28 dias e a resistência à tração por compressão na diametral calculada conforme as equações da referida norma. Na última linha apresenta-se a relação entre o valor experimental obtido (ver tabelas 5.25 e 5.26) e a calculada pelas equações teóricas.

Percebe-se que os resultados experimentais obtidos com os concretos de baixo consumo de cimento superam a previsão teórica, tendo, portanto, boa indicação para utilização. No entanto, ainda dentro do intervalo de variação admitido pela própria norma, que sugere valor característico superior 30% acima do valor médio.

Tabela 5.27 Características estatísticas da resistência à tração por compressão diametral dos concretos com baixo consumo de cimento – CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3

Parâmetros	Dosagens			
	CAAR	CAABCC1	CAABCC2	CAABCC3
f_c (MPa)	75,14	65,74	74,29	72,39
$f_{ct,sp}$ (experimental) (MPa)	7,26	6,40	6,73	7,10
$f_{ct,sp}$ (teórico) (MPa)	5,24	4,97	5,22	5,17
$\frac{f_{ct,sp} \text{ (experimental)}}{f_{ct,sp} \text{ (teórico)}}$	1,38	1,29	1,29	1,37

Fonte: Autor (2018).

5.5.4 Relação entre a resistência à tração e resistência à compressão

É possível relacionar a resistência à compressão axial com a resistência à tração sem que haja, porém, uma proporcionalidade direta, pois esta relação depende do nível de resistência à compressão do concreto. De acordo Mehta e Monteiro (2014) e Neville (2016), à medida em que a resistência à compressão do concreto aumenta, a resistência à tração também aumenta, mas a uma velocidade decrescente. Portanto, o quociente da relação entre a resistência à tração e resistência à compressão normalmente diminui com o acréscimo de resistência à compressão ou redução da relação água/cimento do concreto.

A Tabela 5.28 apresenta as relações obtidas, a partir dos valores médios experimentais, entre a resistência à tração por compressão diametral e resistência à compressão, aos 28 dias.

Tabela 5.28 Relações entre resistência à tração por compressão diametral e compressão axial aos 28 dias

Dosagem	f_{c28} (MPa)	$f_{ct,sp\ 28}$ (MPa)	$f_{ct,sp} / f_c$ (%)
CAAR	75,14	7,26	9,66
CAABCC1	65,74	6,40	9,74
CAABCC2	74,29	6,73	9,06
CAABCC3	72,39	7,10	9,81

Fonte: Autor (2018).

De acordo com os valores apresentados na Tabela 5.28 é possível observar uma tendência de aumento do quociente $f_{ct,sp\ 28} / f_c$ conforme reduz o consumo de cimento. Possivelmente pode-se justificar tal comportamento pelo fato de que nos concretos com baixo consumo de cimento ocorre uma diminuição da porosidade da matriz e da zona de transição devido o efetivamente do empacotamento. Mehta e Monteiro (2014) afirmam que em concretos contendo maior índice de empacotamento é possível obter uma razão de resistência à tração/compressão relativamente elevada, mesmo em altos níveis de resistência à compressão.

5.5.5 Resistência à tração na flexão

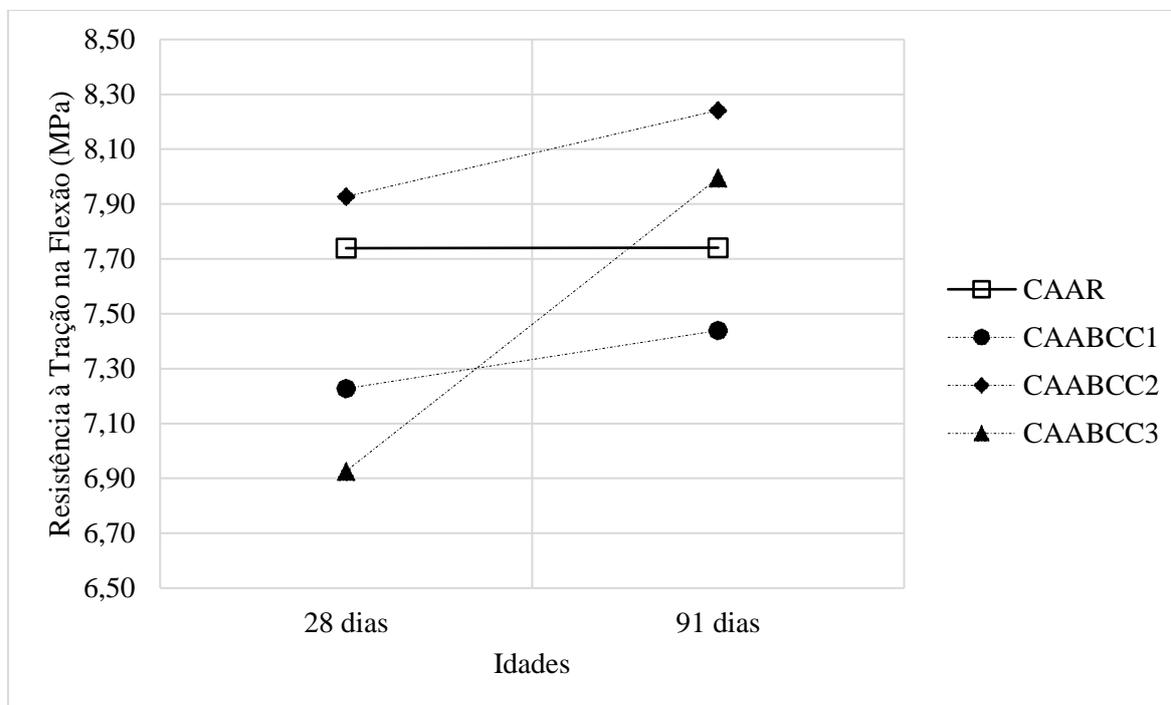
Na Tabela 5.29 apresentam-se os resultados de resistência à tração na flexão, obtidos com a aplicação de carga nos terços do vão. Verificam-se bons resultados, sendo que até mesmo os concretos com consumo de cimento reduzido superaram o concreto de referência. De acordo com Mattos (2004), para pisos industriais em geral especificam-se resistência aos 28 dias na ordem de 4,0 a 5,5 MPa e em pavimentos de rolagem de maior exigência, como aeroportos e avenidas, 5,5 a 6,0 MPa. Todos concretos com consumos de cimento reduzidos atendem a ambas especificações.

Tabela 5.29 Características estatísticas da resistência à tração por flexão dos concretos com baixo consumo de cimento e de referência – CAAR, CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3

Ensaio de resistência à tração diametral	CAAR		CAABCC1		CAABCC2		CAABCC3	
	28 dias	91 dias						
Número de CP's	3	3	3	3	3	3	3	3
CP01	7,87	7,95	7,21	7,38	8,23	8,33	7,05	8,04
CP02	7,60	7,44	7,25	7,60	7,63	8,19	6,88	7,93
CP03	7,75	7,84	7,22	7,34	7,92	8,21	6,85	8,01
Média (MPa)	7,74	7,74	7,23	7,44	7,93	8,24	6,93	8,00
Desvio Padrão (MPa)	0,14	0,27	0,02	0,14	0,30	0,08	0,11	0,06
CV (%)	1,78	3,45	0,26	1,94	3,75	0,97	1,58	0,75

Ganhos de resistência da ordem de 3 a 14% foram observados dos 28 aos 91 dias para os concretos com baixo consumo de cimento (Figura 5.29).

Figura 5.29 Evolução da resistência à tração na flexão



Fonte: Autor (2018).

A NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) apresenta a equação para estimativa de resistência direta à tração (f_{ct}) em função da resistência à compressão (f_{ck}):

- Para concretos de classes de C20 a C50, Equação 5.4:

$$f_{ct} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (\text{Equação 5.4})$$

- Para concretos de classes de C55 a C90, Equação 5.5:

$$f_{ct} = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,11 \cdot f_{ck}) \quad (\text{Equação 5.5})$$

Pode-se estimar também a resistência à tração na flexão ($f_{ct,f}$) por meio da tração direta como é apresentado pela Equação 5.6.

$$f_{ct,f} = \frac{f_{ct}}{0,7} \quad (\text{Equação 5.6})$$

Na Tabela 5.30 expressa-se os valores de resistência à compressão aos 28 dias e a resistência à tração na flexão dos concretos calculadas conforme as equações da referida norma.

Por fim, na última linha da Tabela 5. 30 encontra-se a relação entre o valor experimental obtido e o calculado pelas equações teóricas.

Tabela 5.30 Características estatísticas da resistência à tração por flexão dos concretos com baixo consumo de cimento – CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3

	Dosagens			
	CAAR	CAABCC1	CAABCC2	CAABCC3
f_c (MPa)	75,14	65,74	74,29	72,39
$f_{ct,sp}$ (experimental) (MPa)	7,74	7,23	7,93	6,93
$f_{ct,sp}$ (teórico) (MPa)	6,74	6,38	6,71	6,64
$\frac{f_{ct,sp}(\text{experimental})}{f_{ct,sp}(\text{teórico})}$	1,15	1,13	1,18	1,04

Fonte: Autor (2018).

Mediante aos resultados obtidos, verifica-se que os concretos com o consumo de cimento reduzido superam aquilo que é previsto pela norma. Portanto, pode-se concluir que os mesmos apresentam comportamento adequado e indicam boa utilização.

5.5.6 Módulo de elasticidade estático

A análise do módulo de elasticidade é importante dada a sua relação com as deformações estruturais. Tanto as deformações imediatas como as de longo prazo têm relação com o módulo de elasticidade e a previsão de flechas e o planejamento de retirada de escoramentos dependem da evolução e das características elásticas do concreto.

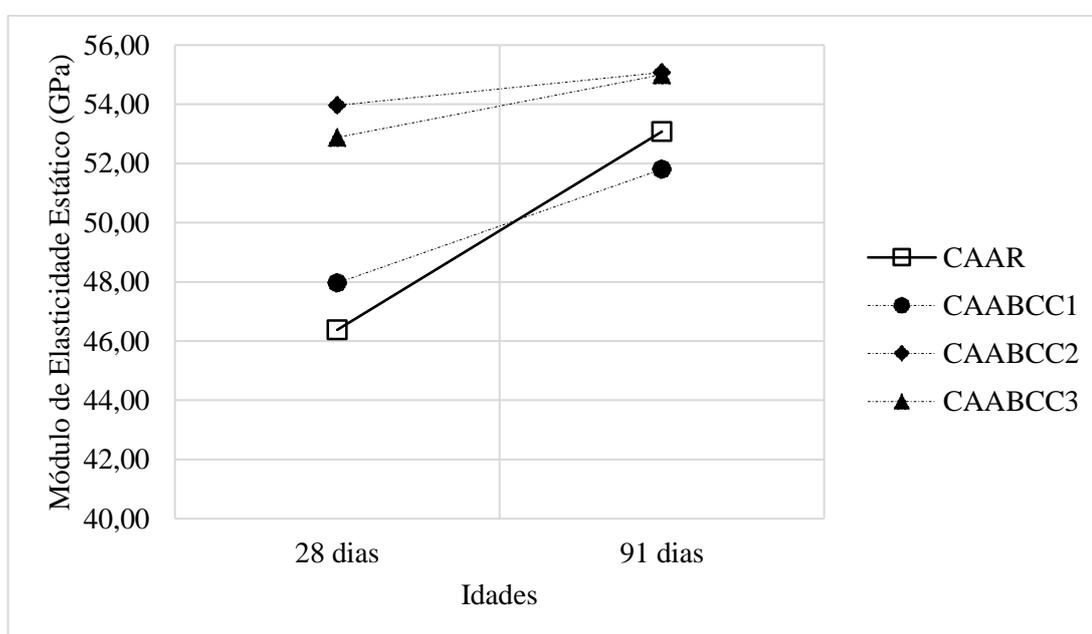
Os ensaios para determinação do módulo de elasticidade estático foram realizados nas idades de 28 e 91 dias. Os valores obtidos como resultados, de acordo com o demonstrado na Tabela 5.31, tanto para o concreto de referência quanto para os de baixo consumo de cimento, são considerados de bom desempenho, por se tratar de concreto autoadensável cujo agregado de maior dimensão é a brita 4,75/12,5 (dimensão máxima característica de 12,5 mm).

O concreto de referência apresentou módulo de elasticidade estático médio de 46,38 GPa, já os concretos com baixo consumo de cimento obtiveram resultados próximos, da ordem de 50 GPa, aos 28 dias (Figura 5.30). Os resultados do módulo de elasticidade seguem a tendência da resistência à compressão, com os concretos de baixo consumo de cimento apresentando valores superiores ao de referência.

Tabela 5.31 Resultados dos ensaios de módulo de elasticidade estático dos concretos analisados

Ensaio de módulo de elasticidade estático	CAAR		CAABCC1		CAABCC2		CAABCC3	
	28 dias	91 dias						
Número de CP's	3	3	3	3	3	3	3	3
CP01	44,74	52,80	49,73	51,80	53,29	55,16	52,65	54,70
CP02	46,25	53,25	46,33	52,01	54,72	55,08	53,01	55,10
CP03	48,15	53,18	47,83	51,60	53,88	54,99	52,98	55,20
Média (GPa)	46,38	53,08	47,96	51,80	53,96	55,08	52,88	55,00
Desvio Padrão (GPa)	1,71	0,24	1,70	0,21	0,72	0,09	0,20	0,26
CV (%)	3,68	0,46	3,55	0,40	1,33	0,15	0,38	0,48

Fonte: Autor (2018).

Figura 5.30 Evolução do módulo de elasticidade estático com a idade dos concretos estudados

Fonte: Autor (2018).

Além da alta resistência, que é fruto do empacotamento, baixa porosidade no concreto e melhoria na zona de interface, o acréscimo dos valores do módulo de elasticidade é diretamente influenciado pelas características elásticas dos agregados. Nos concretos com baixo consumo de cimento tem-se maior proporção de agregados, o que acaba aumentando o módulo de elasticidade dos concretos.

Holschemacher (2004) afirma que, devido à maior quantidade de materiais finos e adições, associada à menor quantidade de agregados graúdos, esperam-se valores mais baixos para o módulo de elasticidade.

Proske e Graubner (2005), ainda complementam que quanto maior a quantidade de agregado no concreto, maior será o módulo de elasticidade apresentado por este. Da mesma

forma, a diminuição do volume de agregado, e conseqüente aumento do volume de pasta da mistura, proporcionam uma diminuição no valor módulo de elasticidade apresentado.

Dessa forma, verifica-se que o CAABCC, normalmente, apresentará maior módulo de elasticidade quando comparado aos concretos com volumes de pasta convencionais pois apresenta, em geral, maior quantidade de agregado e menor quantidade de pasta.

5.5.7 Módulo de elasticidade dinâmico

Os concretos com baixo consumo de cimento apresentaram valores acima do concreto de referência (Tabela 5.32). As dosagens com baixo consumo de cimento apresentaram módulo de elasticidade entre 48 e 51 GPa aos 28 dias, enquanto o concreto de referência 44,78 GPa. Tal comportamento pode ser justificado por Melo Neto e Helene (2002), os quais citam que o consumo de cimento influencia diretamente no módulo de elasticidade do concreto. Segundo os mesmos autores, elevando-se o consumo de cimento gera-se uma redução significativa do esqueleto granular que possuem módulo de elasticidade maior que o da pasta de cimento, conseqüentemente reduzindo o módulo de elasticidade da mistura.

Tabela 5.32 Características estatísticas do módulo de elasticidade dos concretos analisados aos 28 e 91 dias

Ensaio de módulo de elasticidade dinâmico	CAAR		CAABCC1		CAABCC2		CAABCC3	
	28 dias	91 dias						
Número de CP's	3	3	3	3	3	3	3	3
CP01	44,66	52,80	50,37	52,03	52,53	53,12	48,99	53,02
CP02	45,22	53,25	49,92	51,50	52,44	54,20	49,43	54,01
CP03	44,47	53,18	49,86	52,65	50,74	54,55	46,54	53,89
Média (MPa)	44,78	53,08	50,05	52,06	51,90	53,96	48,32	53,64
Desvio Padrão (MPa)	0,39	0,24	0,28	0,57	1,01	0,75	1,56	0,54
CV (%)	0,87	0,46	0,55	1,10	1,95	1,38	3,23	1,01

Fonte: Autor (2018).

Verifica-se que os resultados obtidos para o ensaio de módulo de elasticidade dinâmico foram bem próximos, e/ou maiores em algumas situações, que os valores obtidos para o ensaio de módulo de elasticidade estático. Segundo Mehta e Monteiro (2014) e Benetti (2012) o módulo de elasticidade dinâmico pode ser superior em 20, 30 ou 40% do módulo de elasticidade estático para concretos de alta, média e baixa resistência, devido à deformação instantânea no concreto durante o ensaio dinâmico ser muito pequena, não induzindo nenhuma microfissura,

nem ocorrendo fluência, ao contrário do ensaio estático, que mede as deformações resultantes do carregamento.

A justificativa do comportamento superior no quesito de módulo de elasticidade dinâmico dos concretos com baixo consumo de cimento é a mesma apresentada na seção 5.5.6 para o ensaio de módulo de elasticidade estático. A resistência elevada, somada ao empacotamento, baixa porosidade e melhoria na zona de interface, justificam o acréscimo dos valores do módulo de elasticidade dos concretos com baixo consumo de cimento.

Em consonância com os valores obtidos das observações realizadas para os parâmetros de resistência mecânica, pode-se inferir proporcionalidade entre as propriedades mecânicas e os valores obtidos para os módulos de elasticidade.

5.5.8 Indicadores de consumo de cimento

Geralmente a resistência à compressão é considerada como a propriedade mais importante do concreto sendo quase que invariavelmente um parâmetro essencial do projeto estrutural. Mesmo no CAA, no qual as propriedades no estado fresco são tão importantes, o conhecimento da resistência à compressão se faz necessária para a comparação do seu custo de produção em relação a um concreto convencional. Deste modo, nesta pesquisa foi utilizada a resistência à compressão como parâmetro principal de avaliação de desempenho. Este parâmetro foi avaliado em face do consumo de cimento, consumo total de materiais cimentícios, consumo de clínquer e emissão aproximada de CO₂.

Na Tabela 5.33 estão resumidos os consumos para volume de 1 m³ das diversas dosagens. O teor de clínquer no CP II Z 32 pode variar de 76 a 94% de acordo com as informações disponibilizadas pelo fabricante (VOTORANTIM, 2017). Portanto, adotou-se o valor mínimo de 76%. De acordo com Pereira (2010), a emissão de CO₂ para cimento CP II Z 32 foi estimado em 0,84 kg de CO₂ por kg de clínquer.

Tabela 5.33 Consumos de cimento, material cimentício, clínquer e emissão de CO₂ para as quatro dosagens analisadas

Consumo (kg/m ³)	Dosagens			
	CAAR	CAABCC1	CAABCC2	CAABCC3
Cimento	434,06	358,10	347,25	325,54
Cimentícios	477,47	393,86	381,92	358,05
Clínquer	329,89	272,12	263,87	247,38
CO ₂	277,10	228,58	221,65	207,80

A partir destes consumos, e utilizando os valores de resistência à compressão obtidos nas idades analisadas, pode-se calcular os consumos relativos para as idades de 28 e 91 (Tabela 5.34).

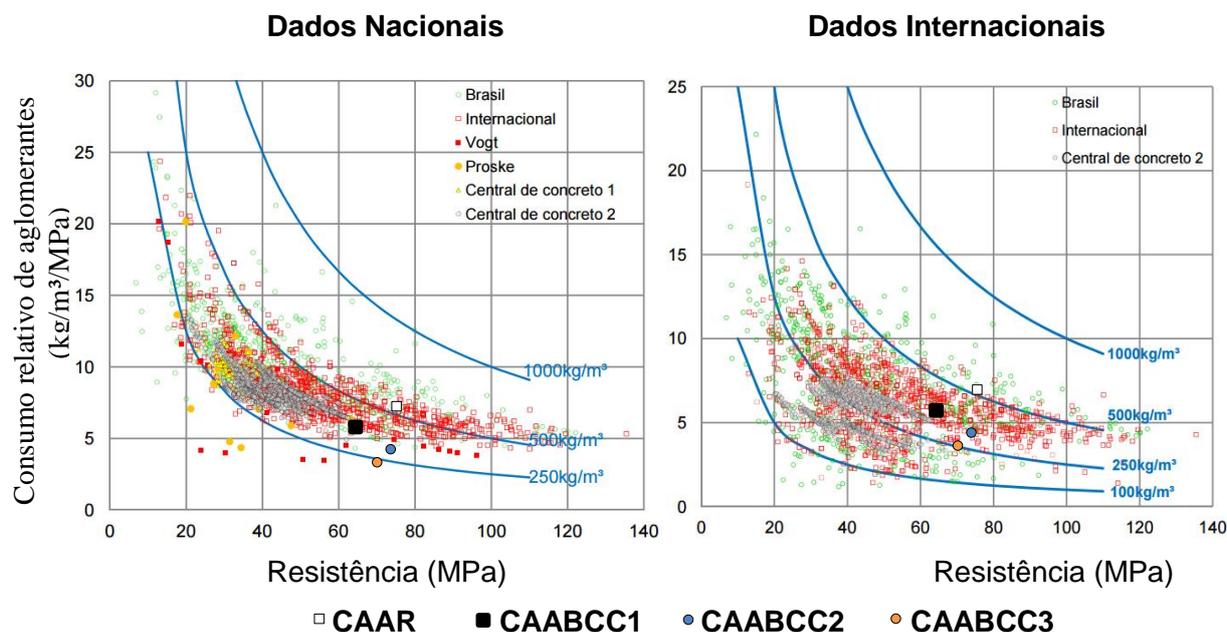
Tabela 5.34 Consumos de cimento, material cimentício, clínquer e emissão de CO₂ para as quatro dosagens analisadas relativos à resistência à compressão aos 28 e 91 dias (kg/m³/MPa)

Idade	Consumo (kg/m ³)	CAAR	CAABCC1	CAABCC2	CAABCC3
28 dias	Cimento	5,78	5,45	4,67	4,50
	Cimentícios	6,35	5,99	5,14	4,95
	Clínquer	4,39	4,14	3,55	3,42
	CO ₂	3,69	3,48	2,98	2,87
91 dias	Cimento	5,19	5,22	4,11	3,95
	Cimentícios	5,71	5,74	4,52	4,35
	Clínquer	3,95	3,97	3,12	3,00
	CO ₂	3,31	3,33	2,62	2,52

Fonte: Autor (2018).

Notou-se, em geral, que os consumos relativos de cimento aos 28 dias ficaram entre 4,50 e 5,45 kg/m³/MPa para os concretos com baixo consumo de cimento, enquanto o concreto de referência 5,78 kg/m³/MPa. Comparando com os resultados obtidos por Daminieli *et al.* (2010), que consideraram o total de materiais cimentícios, obtém-se na Figura 5.26. Nota-se o bom resultado obtido, principalmente as dosagens com baixo consumo de cimento estando abaixo do limite inferior da grande maioria dos resultados coletados. Já o concreto de referência ficou contido dentro da grande nuvem média (Figura 5.31).

Figura 5.31 5.32 Relação entre consumo de aglomerantes e resistência à compressão aos 28 dias



Fonte: Adaptado Daminieli *et al.* (2010).

Pelisser, Vieira e Bernardin (2018) produziram concretos autoadensáveis com consumo de cimento reduzido, atingindo em média um consumo de ligantes de 383,8 kg/m³ para resistências de 20, 25, 30 e 40 MPa aos 28 dias e obtendo índices de 9,8, 9,1, 8,5 e 7,7 kg/m³/MPa, respectivamente, para os concretos. Em contrapartida, os resultados obtidos nesta pesquisa foram menores que os resultados apresentados por Pelisser, Vieira e Bernardin (2018), em que obteve-se índices entre 4,50 e 5,45 kg/m³ por MPa para os concretos com consumo de cimento reduzido e 5,78 kg/m³ por MPa para o concreto de referência aos 28 dias, um consumo de cimento máximo para os CAABCC de 358,10 kg/m³ e resistências superiores a 65 MPa aos 28 dias, comprovando a viabilidade dos concretos produzidos.

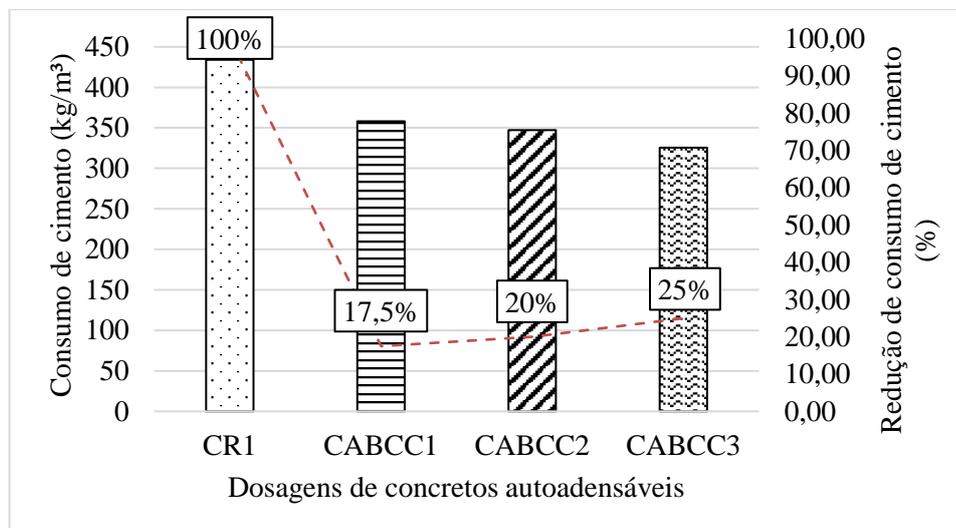
Firma-se mais uma vez que os concretos analisados se enquadram dentro dos parâmetros usuais, em algumas circunstâncias apresentando comportamentos superiores e mais eficientes.

Realizando uma análise da emissão de CO₂, as dosagens com baixo consumo de cimento CAABCC2 e CAABCC3 mostraram ótimo desempenho, com valores abaixo de 3 kg/m³/MPa.

De modo geral, os concretos em estudo apresentaram ótimo desempenho, tanto em termos de consumo de material cimentício como em termos de emissão de CO₂, além do consumo total de cimento reduzido.

A Figura 5.32 apresenta a comparação do consumo de cimento entre todos os concretos dosados, bem como a redução percentual deste consumo por parte dos CAABCC, referentes à resistência à compressão aos 28 dias.

Figura 5.32 Consumo de cimento entre os concretos produzidos e a redução percentual deste consumo dos CAA



Fonte: Autor (2018).

Observou-se que foi possível atingir uma redução de 25% do consumo de cimento (CAABCC3) em comparação ao concreto de referência (CAAR), em que o CAAR apresentou um consumo de cimento de 434,06 kg/m³ e 325,54 kg/m³ para o CAABCC 3, respectivamente, apresentando aproximadamente uma redução de 110 kg/m³.

5.5.9 Análise da viabilidade econômica

Para verificar a viabilidade econômica da elaboração de concretos do tipo propostos neste trabalho inclui-se aqui uma breve avaliação de custos. Esta verificação se delimita ao custo de materiais, considerando que não sejam necessárias grandes alterações de custos na mão-de-obra e equipamentos para produção. Na Tabela 5.35 são apresentados os custos unitários dos diversos materiais utilizados. Tratou-se de valores aproximados praticados na região metropolitana de Campinas, cidade de Engenheiro Coelho - SP para ano de 2017, segundo os fornecedores.

Tabela 5.35 Custos unitários dos materiais empregados (R\$/kg)

Cimento CPII Z 32	Sílica ativa	Fíler calcário	Brita 0	Areia fina	Aditivo
0,40	1,15	0,75	0,064	0,058	7,00

Fonte: Autor (2018).

Na Tabela 5.36 estão calculados os custos por m³ de cada uma das dosagens adquiridas.

Na terceira linha desta tabela, para a avaliação do custo benefício, são apresentados os custos relativos, tomando-se como base a resistência à compressão média alcançada aos 28 dias por cada dosagem desenvolvida.

Tabela 5.36 Custos unitários dos materiais empregados (R\$/kg)

	Dosagens			
	CAAR	CAABCC1	CAABCC2	CAABCC3
Custos Materiais (R\$/m ³)	514,43	508,14	505,56	486,64
Resistência média 28 dias (MPa)	75,14	65,74	74,29	72,39
Custo relativo (R\$/m ³ /MPa)	6,85	7,73	6,81	6,72

Fonte: Autor (2018).

Constata-se que correu uma diminuição de custo ao se diminuir o consumo de cimento, cujo percentual de redução foi de aproximadamente de 6%, comparando o concreto de referência e o CAABCC de menor custo, apresentando uma diferença de R\$ 27,79 por metro cúbico. Conclui-se que a viabilidade econômica, uma vez que o custo-benefício é mais baixo em todos os concretos com baixo consumo de cimento.

Ressalta-se que a diferença de custo entre os concretos analisados não foi tão grande devido ao preço do aditivo empregado. Nas dosagens com menor consumo de cimento, devido a redução da pasta, necessitou-se um consumo maior de aditivo para que o concreto atingisse suas propriedades no estado fresco, por se tratar de um concreto autoadensável, por consequência aumentando o custo. É notório o impacto da redução do consumo de cimento e da emissão de CO₂ para atingir 1 MPa nos concretos com baixo consumo de cimento. Portanto, pode-se afirmar que a redução de custo pode ser bem mais expressiva em concretos que não exija uma fluidez elevada, como é o caso do concreto autoadensável.

Deve-se lembrar que os valores aqui apresentados são apenas indicativos, podendo as conclusões variarem com base no custo de cada material nas diversas localidades do Brasil. Também algumas variações nas propriedades dos materiais podem gerar um resultado em desempenho diferenciado. Assim sendo, para que possa ser possível reduzir o custo total dos concretos de baixo consumo, realizando estudos de otimização de consumo, principalmente dos itens mais caros como fíler, adições minerais e aditivos. Alterações nas proporções destes materiais influenciam tanto o custo total como o desempenho, de modo que o estudo de otimização de custo se faz necessário para atingir menores custos totais e relativos. Por fim, para uma análise mais conclusiva e completa, seria preciso desenvolver estudo de campo para observar a viabilidade de produção, lançamento e aplicação deste concreto, a fim de obter dados

mais completos de custos, incluindo os custos de equipamentos e mão de obra para produção e aplicação do concreto.

5.5.10 Absorção de água por imersão e índice de vazios

Os ensaios de absorção de água por imersão, índice de vazios e massa específica foram realizados em todos os concretos desta pesquisa, tanto o concreto de referência como os concretos com baixo consumo de cimento na idade de 28 dias.

Na Tabela 5.37 são apresentados os valores médios de absorção de água por imersão, índice de vazios e massa específica obtidos para os concretos em análise. No Apêndice B são apresentados os valores das massas obtidos no ensaio.

Tabela 5.37 Absorção de água por imersão, índice de vazios (I. V.) e massa específica dos concretos em análise

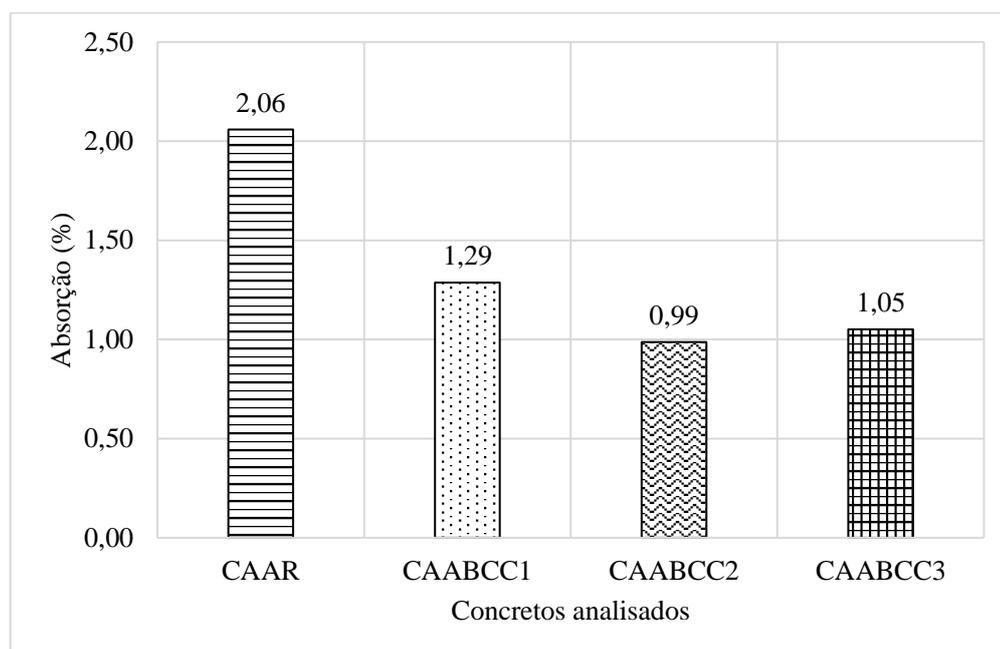
Idade (dias)	Concretos	Absorção (%)	I.V (%)	Massa específica (g/cm ³)			
				Seca	Após saturação	Após saturação e fervura	Real
28	CAAR	2,06	4,93	2,39	2,44	2,44	2,52
	CAABCC1	1,29	3,20	2,49	2,52	2,52	2,57
	CAABCC2	0,99	2,45	2,49	2,51	2,51	2,55
	CAABCC3	1,05	2,54	2,42	2,45	2,45	2,48

Fonte: Autor (2018).

Na Figura 5.33 são relacionadas as absorções de água por imersão dos concretos na idade de 28 dias e, na Figura 5.34, os índices de vazios correspondentes.

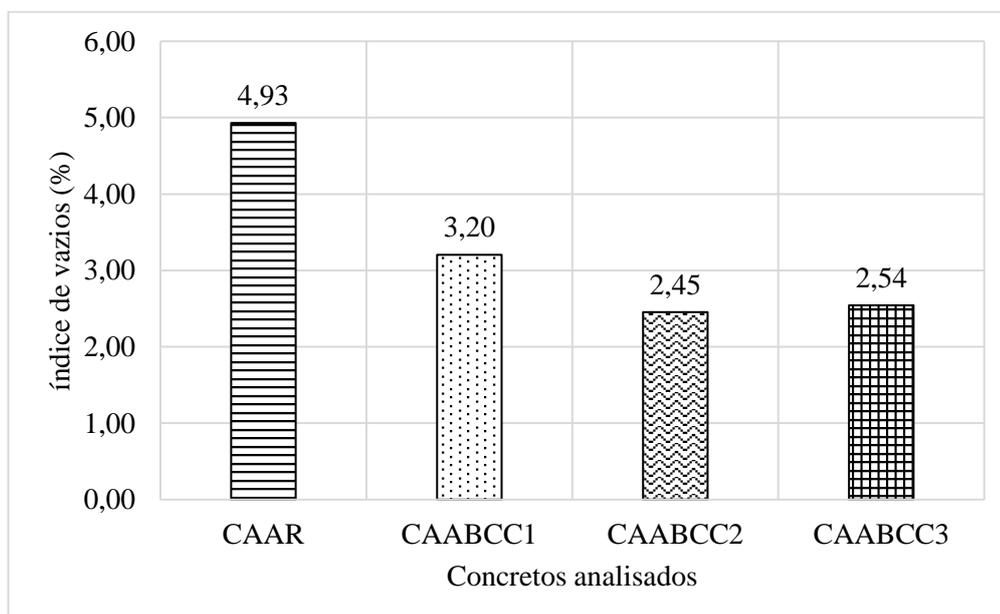
Quanto menor a taxa de absorção de água, mais resistente será o material frente à entrada de agentes deletérios do meio ambiente, os quais podem levar o material (concreto ou argamassa) a sofrer com problemas de durabilidade. Em termos de desempenho, as menores taxas de absorção de água, em todos os concretos, foram observadas no concreto CAABCC2 e CAABCC3 tal como observado na Figura 5.33.

Figura 5.33 Absorção de água por imersão dos concretos



Fonte: Autor (2018).

Figura 5.34 Índice de vazios dos concretos



Fonte: Autor (2018).

Nota-se que a absorção de água no concreto de referência (CAAR) foi maior que nos concretos com o consumo de cimento reduzido. Essa mudança significativa ocorre devido ao melhor empacotamento dos agregados (caminhos de percolação mais longos e tortuosos), de dispersão de partículas (refinamento dos poros) e dos efeitos físicos e químicos devido às adições minerais (refinamento dos poros), diminuindo, assim, a absorção de água em

aproximadamente 51% em relação ao concreto de referência para o concreto CAABCC2. Portanto, pode-se dizer que o comportamento dos concretos com baixo consumo de cimento nas propriedades de absorção de água por imersão e índice de vazios foram satisfatórios.

Segundo o CEB-192 a absorção de água do concreto é relacionada com a sua qualidade: inferior a 3,0%, baixa absorção e boa qualidade; de 3,0% a 5,0%, absorção e qualidade média e maior que 5,0%, alta absorção e qualidade pobre. No entanto, todos os concretos verificados apresentaram baixa absorção de água, variando de 0,99 a 2,06%, no qual os concretos com baixo consumo de cimento apresentaram valores de absorção de água por imersão bem menores que o concreto de referência.

Apesar do consumo de cimento reduzido, Kumar e Bhattacharjee (2003) afirmam que concretos com resistências mais elevadas apresentam menor porosidade dificultando a entrada de CO₂ ou matérias deletérias. Com isso, tem-se, conseqüentemente, a redução do potencial de deterioração e um elemento mais durável.

Conclui-se que a redução do cimento não prejudicou de maneira significativa na absorção de água por imersão e nem no índice de vazios.

5.5.11 Absorção de água por capilaridade

Este ensaio também se procedeu na idade de 28 dias. Os valores de massas obtidos nesse ensaio são apresentados no Apêndice B.

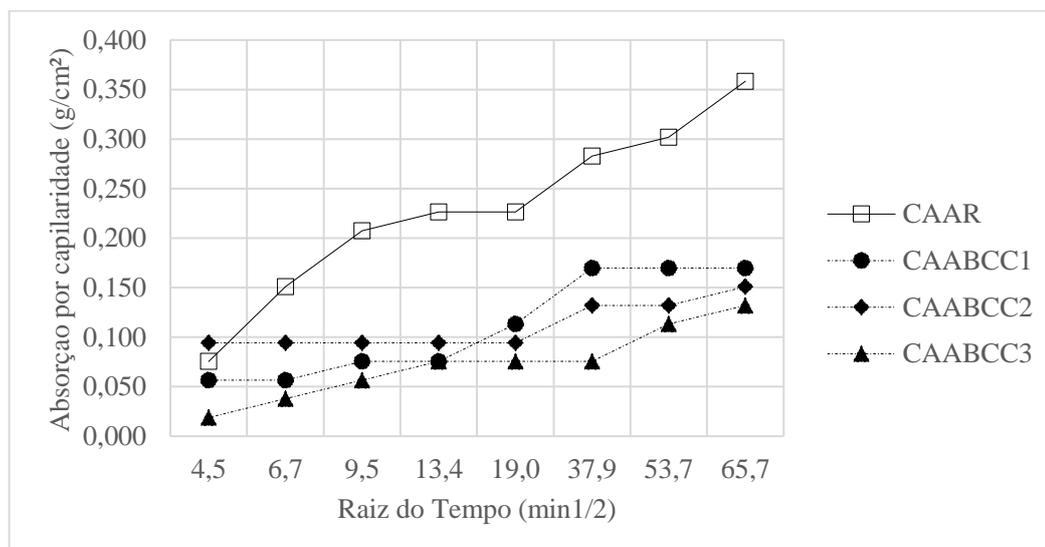
Na Tabela 5.38 são apresentados os valores de absorção de água por capilaridade após 20 min., 45 min., 1:30h, 3h, 6h, 24h, 48h e 72h, bem como a altura média que a água atingiu após 72 horas de ensaio (h_m). A absorção capilar de água pela raiz do tempo em minutos é mostrada na Figura 5.35.

Tabela 5.38 Absorção de água por capilaridade para os concretos analisados

Idade (dias)	Concretos	Absorção por capilaridade (g/cm ²)								h_m (cm)
		20 min.	45 min.	1:30 h	3h	6h	24h	48h	72h	
28	CAAR	0,075	0,151	0,207	0,226	0,226	0,283	0,302	0,358	28,83
	CAABCC1	0,057	0,057	0,075	0,075	0,113	0,170	0,170	0,170	28,80
	CAABCC2	0,094	0,094	0,094	0,094	0,094	0,132	0,132	0,151	29,00
	CAABCC3	0,019	0,038	0,057	0,075	0,075	0,075	0,113	0,132	29,03

Fonte: Autor (2018).

Figura 5.35 Resultados da absorção capilar dos concretos



Fonte: Autor (2018).

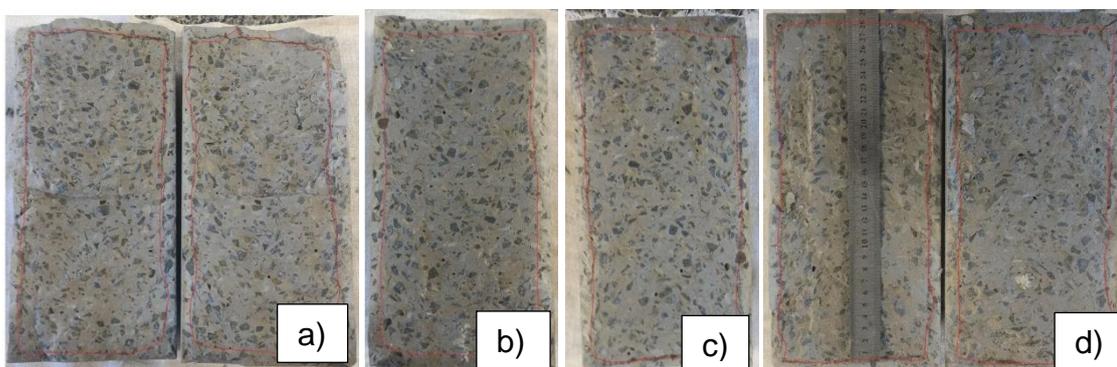
Pela análise da Figura 5.36 fica evidente a influência da redução da pasta do concreto, assim como do aumento no consumo da areia fina nas dosagens dos concretos. Os resultados apontam que os concretos CAABCC2 e CAABCC3 apresentaram-se mais eficientes que o concreto de referência (CAAR). Destaca-se a redução significativa da taxa de absorção nos concretos CAABCC2 e CAABCC3 teores elevados de 57,82% e 63,13%, respectivamente, quando comparado ao CAAR.

A alta absorção obtida no concreto de referência pode ser atribuída ao fato de se ter a presença de grande porção de pasta de cimento com poros capilares bastante finos em sua composição (Figura 5.36). Em contrapartida, os concretos com baixo consumo de cimento possuem quantidade de pasta inferior e presença de grande taxa de agregados graças ao alto empacotamento, aumentando em muito a sinuosidade do caminho da água. Com isso aumenta-se também a chance de haver interrupção dos capilares, fato facilitado pelo uso de alto teor de dispersante e a presença de adições minerais.

Da mesma forma, como no ensaio de absorção de água por imersão, os concretos com consumo de cimento reduzido, obtiveram valores satisfatórios e abaixo do concreto de referência.

Pela análise dos resultados obtidos nos ensaios de absorção por imersão e por capilaridade observou-se que concretos com o consumo de cimento reduzido apresentaram melhor desempenho com relação à absorção e provavelmente apresentando indícios de durabilidade, umas das propriedades fundamentais do concreto.

Figura 5.36 Corpos de prova após ruptura do ensaio de absorção de água por capilaridade: a) CAAR, b) CAABCC1, c) CAABCC2 e d) CAABCC 3.



Fonte: Autor (2018).

Pela Figura 5.36 verifica-se que a ascensão capilar da água dos corpos de prova foi bem similar, independentemente do tipo de concreto, porém os coeficientes de absorção correspondentes dos concretos com baixo consumo de cimento foram menores.

A ascensão da água no centro dos corpos de prova é devido ao refinamento dos poros, relação a/c de 0,4 (relativamente baixa), e até mesmo em função do empacotamento do esqueleto granular. Sabe-se que quanto menor o diâmetro dos poros capilares, maior a pressão capilar e, conseqüentemente, maior a ascensão de água no interior do concreto. Assim, quanto maior o diâmetro dos poros capilares, menor a altura de ascensão capilar da água, porém a quantidade total de água absorvida será maior (SILVA, 2006). Deste modo, observa-se que há um refinamento dos poros dos concretos analisados quando se utilizam adições minerais, porém não ocorre a desconexão dos poros, como diversos pesquisadores afirmam (HELENE, 1993).

5.6 Caracterização da propriedade mecânica do aço

O ensaio de resistência à tração foi realizado segundo a NBR ISO 6892:2002 (ABNT, 2002), no qual as barras foram cortadas em comprimentos variáveis, fator dependente da bitola analisada, segundo a referida norma. Posteriormente, foram pesadas para obtenção da massa por unidade de comprimento e por fim, ensaiadas à tração uniaxial. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 5.39.

Tabela 5.39 Resultado do ensaio de tração em barras nervuradas (CA-50)

Bitola (mm)	Massa Linear (kg/m)	LR (MPa)	LE (MPa)	Alongamento (%)	LR/LE
6,3 mm - CA50	0,248	772	626	15,87	1,23
	0,246	742	597	14,29	1,24
	0,246	736	598	15,87	1,23
8,0 mm - CA50	0,384	769	628	15,00	1,23
	0,390	782	657	15,00	1,19
	0,392	791	653	15,00	1,21
10,0 mm - CA50	0,610	763	630	14,00	1,21
	0,612	762	634	16,00	1,20
	0,610	801	655	14,00	1,22
12,5 mm - CA50	0,961	723	578	18,40	1,25
	0,948	702	585	16,80	1,20
	0,946	718	589	13,60	1,22
16,0 mm - CA50	1,584	735	590	13,75	1,24
	1,572	734	590	13,13	1,24
	1,578	750	624	13,75	1,20

Fonte: Autor (2018).

Os resultados das amostras apresentadas na Tabela 5.39 atendem a todos os requisitos de limite de escoamento, resistência e alongamento exigidos pela NBR 7480:2007 (ABNT, 2007). Quanto à massa por unidade de comprimento, os valores obtidos também estão dentro dos limites normativos da referida norma.

5.7 Conclusões

Com base nos resultados obtidos, pode-se concluir que a utilização da metodologia adotada por Gomes (2002) é adequada para a determinação da composição da dosagem para concretos com baixo consumo de cimento e de alta resistência.

Embora a metodologia para determinação da composição da dosagem do CAABCC necessite um rígido controle tecnológico dos materiais empregados em sua elaboração, o que requer maiores investimentos na parte da capacitação profissional e de equipamentos, pode ser compensada pela alta qualidade final e durabilidade das construções em CAABCC, além do fato do ganho de produtividade durante a construção.

No que se refere aos ensaios realizados para verificação das propriedades mecânicas do CAABCC, pode-se concluir que as amostras adotadas foram adequadas para correlacionar as resistências obtidas entre os concretos estudados em função do consumo de cimento empregado.

No quesito de durabilidade, constatou-se que os concretos com consumos de cimento reduzidos apresentaram baixos valores de absorção capilar e absorção por imersão. Cabe destacar que tal comportamento é devido à elevada compacidade da matriz de alto desempenho, obtida pela otimização do esqueleto granular, baixa relação água/cimento, presença de materiais finos e pela redução do volume de pasta que gerou grande taxa de agregados, aumentando em muito a sinuosidade do caminho da água.

6. Investigação experimental da aderência CAABCC e Aço

Neste capítulo será apresentada a investigação experimental realizada para o estudo da aderência aço-concreto com modelos de arrancamento, padronizados pelo RILEM-CEB-CIP (1973), utilizando um concreto de referência (CAAR) e três concretos com o consumo de cimento reduzido (CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3). Os ensaios foram realizados no Laboratório de Materiais e Estruturas do UNASP, com o uso de uma máquina de ensaios universal (Contenco). Foram utilizados transdutores de deslocamento para se aferir os deslocamentos das barras de aço.

6.1 Programa experimental

O programa experimental compreendeu o estudo da resistência de aderência em modelos de arrancamento de barras de aço. Nesta fase foram moldados os modelos para estudo de aderência aço-concreto e a verificação da variabilidade da resposta do modelo de arrancamento utilizando tanto o concreto de referência quanto os concretos com o consumo de cimento reduzido.

A quantidade de modelo foi estabelecida da seguinte forma: 6 amostras por tipo de barra, sendo 3 amostras para 7 dias e 3 amostras para 28 dias, no qual essa configuração era repetida pelo tipo de concreto.

Os concretos autoadensáveis utilizados nos modelos de arrancamento são os mesmos desenvolvidos no Capítulo 4 e analisados no Capítulo 5.

Na Tabela 6.1 é apresentada a nomenclatura para os modelos de arrancamento, respectivamente.

Tabela 6.1 Nomenclatura dos modelos de arrancamento

	Modelo	Quantidade de Modelos		Modelo	Quantidade de Modelos
Série 1	CAAR – B 6,3 - 7	3	Série 2	CAAR – B 6,3 – 28	3
	CAAR – B 8 - 7	3		CAAR – B 8 – 28	3
	CAAR – B 10 - 7	3		CAAR – B 10 – 28	3
	CAAR – B 12,5 - 7	3		CAAR – B 12,5 – 28	3
	CAAR – B 16 - 7	3		CAAR – B 16 – 28	3
	CAABCC1- B 6,3 -7	3		CAABCC1- B 6,3 -28	3
	CAABCC1- B 8 -7	3		CAABCC28- B 8 -28	3
	CAABCC1- B 10 -7	3		CAABCC1-28B 10 -28	3
	CAABCC1- B 12,5 -7	3		CAABCC1- B 12,5 -28	3
	CAABCC1- B 16 -7	3		CAABCC1- B 16 -28	3
	CAABCC2- B 6,3 -7	3		CAABCC2- B 6,3 -28	3
	CAABCC2- B 8 -7	3		CAABCC2- B 8 -28	3
	CAABCC2- B 10 -7	3		CAABCC2- B 10 -28	3
	CAABCC2- B 12,5 -7	3		CAABCC2- B 12,5 -28	3
	CAABCC2- B 16 -7	3		CAABCC2- B 16 -28	3
	CAABCC3- B 6,3 -7	3		CAABCC3- B 6,3 -28	3
	CAABCC3- B 8 -7	3		CAABCC3- B 8 -28	3
	CAABCC3- B 10 -7	3		CAABCC3- B 10 -28	3
CAABCC3- B 12,5 -7	3	CAABCC3- B 12,5 -28	3		
CAABCC3- B 16 -7	3	CAABCC3- B 16 -28	3		
120 amostras					

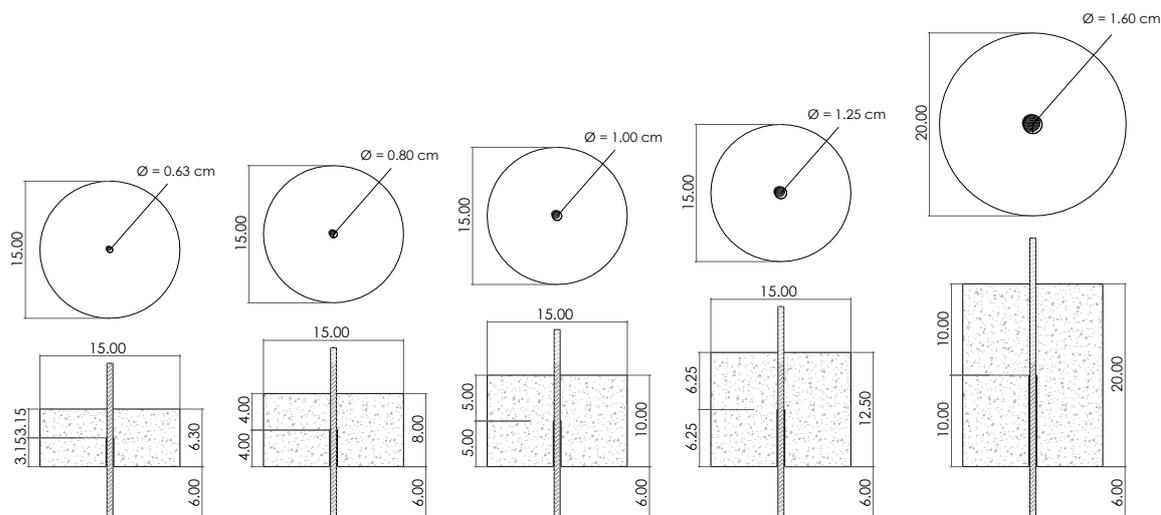
Fonte: Autor (2018).

Sendo CAAR, CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3 correspondentes ao concreto de referência e aos concretos autoadensáveis com baixo consumo de cimento, apresentando um consumo de cimento de 434,06; 358,06; 347,20 e 325,50kg/m³, respectivamente. A combinação de B com algum algarismo corresponde ao diâmetro da barra analisada, como por exemplo B 6,3, indica que foi utilizada uma barra de diâmetro de 6,3 mm. E, por fim, 7 e 28, correspondem a idade do ensaio, sendo a série 1 correspondente a idade de 7 dias e a série 2 para a idade de 28 dias.

6.2 Geometria dos modelos

Conforme mencionado anteriormente o modelo de arrancamento adotado foi o estabelecido pelo RILEM-CEB-FIP (1973). Na Figura 6.1 ilustra-se a geometria para os modelos de arrancamento para as barras com diâmetros de 6,3; 8; 10; 12,5 e 16 mm.

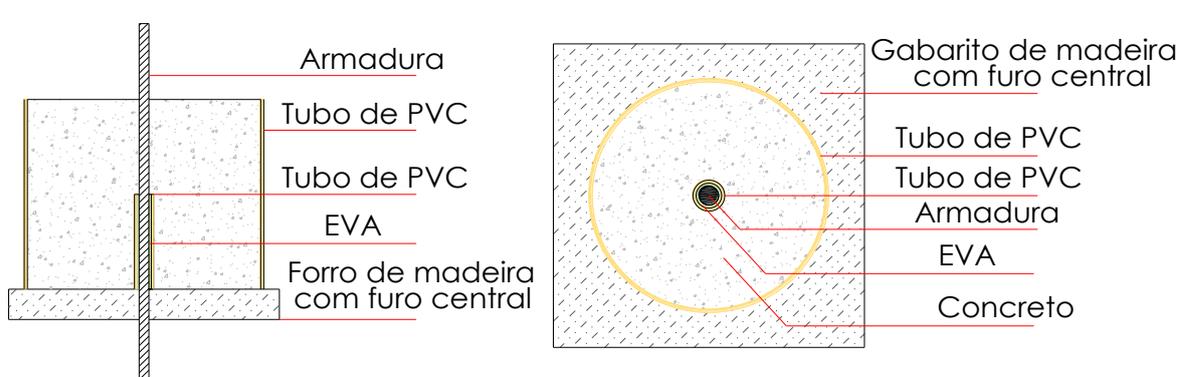
Figura 6.1 Formas do modelo de arrancamento de 6,3 a 16 mm



Fonte: Autor (2018).

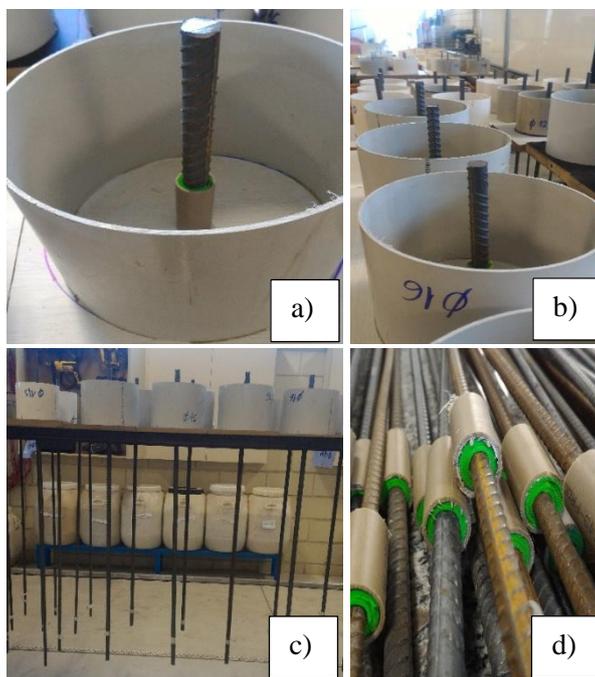
As formas eram compostas de um tubo de PVC com diâmetro equivalente a dez vezes o diâmetro da barra. A extremidade inferior do tudo era fechada com uma fôrma de compensado naval com um furo no centro que permitiu a passagem da barra de aço. Na extremidade superior, colocava-se outra placa de “Madeirit” para posicionar adequadamente a barra de aço no centro geométrico da seção transversal do modelo (Figura 6.2). O trecho não-aderente da barra foi obtido pela introdução de um pedaço de placa de EVA, envolto a barra e este era medido de forma que o comprimento de ancoragem fosse respeitado. Na Figura 6.3 é ilustrada as formas empregadas.

Figura 6.2 Detalhes da montagem das amostras de arrancamento



Fonte: Autor (2018).

Figura 6.3 Formas de arrancamento utilizadas - a) Barra posicionada contendo o tubo de PVC e apoiada no compensado naval, b) Amostras posicionadas para realização da concretagem c) Disposição das barras e d) Tubo de PVC preenchido pelo EVA



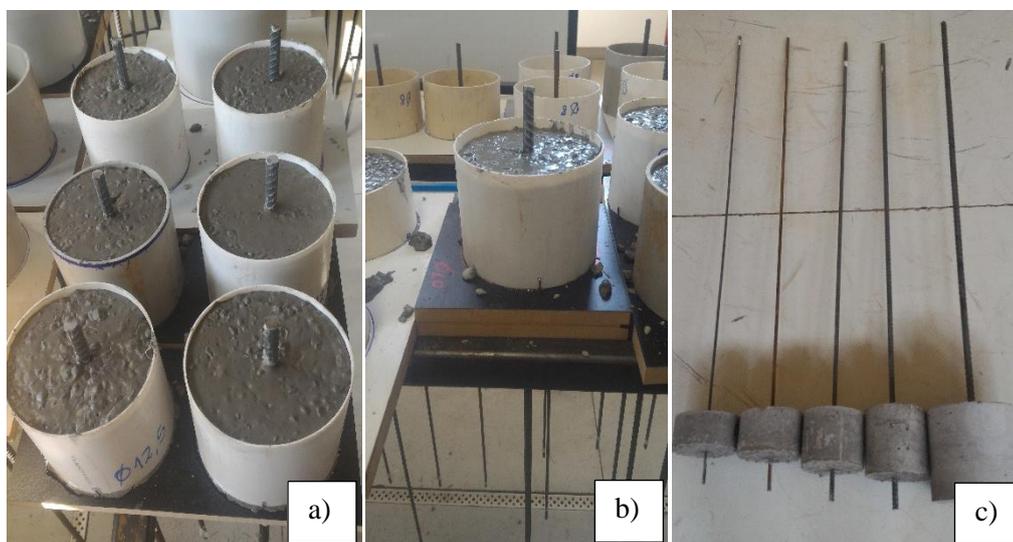
Fonte: Autor (2018).

6.2.1 Moldagem e cura dos modelos

A posição e a inclinação das barras durante a concretagem têm comportamento muito significativo na resistência da aderência. Portanto, as amostras foram concretadas na posição vertical, garantido que as barras pudessem permanecer perpendiculares ao plano das formas sem apresentar qualquer tipo de inclinação.

O concreto foi lançado em uma única vez sem adensamento, por se tratar de um CAA. Após um dia de moldagem (24 horas), os modelos foram desmoldados e em seguida armazenados em câmara úmida até a data do ensaio. A Figura 6.4 ilustra a moldagem e a desmoldagem dos modelos de arrancamento para o ensaio de aderência.

Figura 6.4 Amostras de concreto - a) Preenchimento das formas com o concreto b) Amostra moldada sem presença de exsudação ou falta de pasta e c) Amostras desmoldadas dos modelos de arrancamento

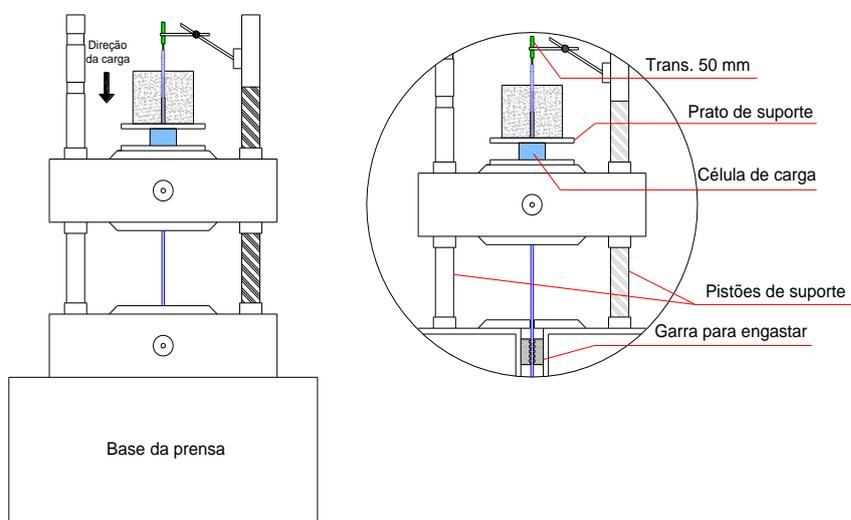


Fonte: Autor (2018).

6.3 Instrumentação do ensaio de arrancamento

Inicialmente posicionou-se a amostra de concreto sobre uma placa metálica, com orifício central, que permitia a passagem da barra, e está que por sua vez foi presa pelo conjunto de garras encaixadas na máquina de ensaios. A placa metálica estava apoiada sobre uma célula de carga, que fazia a obtenção do carregamento aplicado ao conjunto. A Figura 6.5 apresenta o procedimento do ensaio.

Figura 6.5 Instrumentação do modelo de arrancamento

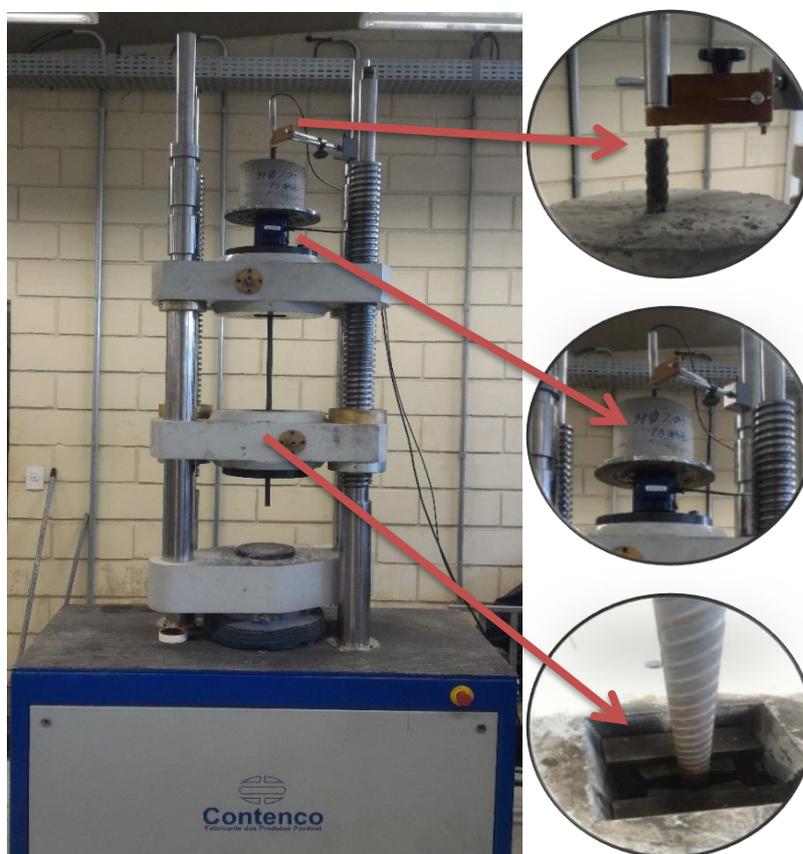


Fonte: Autor (2018).

Os ensaios foram realizados com o controle do incremento de carga e leitura simultânea do deslocamento da barra em sua extremidade não solicitada por meio de um transdutor de deslocamento de 50 mm.

A aplicação do incremento de carga foi de 1 kN/s para todos os diâmetros analisados. Uma vez que o equipamento adotado fazia a aquisição de dados por meio de uma carga a um determinado tempo e não deslocamento por tempo. Outra justificativa para escolha desse incremento de carga, se dá pela limitação de armazenamento de leitura do equipamento, no qual o mesmo consegue armazenar no máximo 5000 leituras e além disso está velocidade é abaixo da velocidade de um carregamento real em obra.. Uma vez testado com amostras preliminares, verificou-se que com a carga de 1 kN/s seria possível armazenar todos os dados até o fim do ensaio, independentemente do tipo de barra, caso contrário, nas bitolas maiores o ensaio só seria armazenado até a metade. A Figura 6.6 ilustra o dispositivo de ensaio utilizado para os ensaios de arrancamento e a Tabela 6.2 apresenta a descrição dos instrumentos e equipamentos utilizados para o desenvolvimento dos ensaios de arrancamento.

Figura 6.6 Aplicação do carregamento para o modelo de arrancamento



Fonte: Autor (2018).

Tabela 6.2 Instrumentos e equipamentos utilizados

Instrumentos	Tipo	Finalidade	Empresa	Características
Sistema de aquisição de dados por transdutores	GEO-SAD-04	Coleta e gravação automática de dados	Geo Instrumentos	-
Transdutor de deslocamento	Curso de 50 mm e saída nominal de 2 Mv/v.	Indicar o deslocamento da barra ensaiada	Geo Instrumentos	Controle de deslocamento
Célula de carga para compressão	Capacidade de 500 kN, vazada com furo passante de 50 mm, altura 100 mm e 105 mm de diâmetro.	Indicar a força aplicada durante o ensaio	Geo Instrumentos	-
Máquina de ensaio com controle digital por computador	Classe I, Servo-hidráulica, Capacidade 1000 kN, Cod Ref. I - 3058	Aplicação da força do ensaio de aderência	CONTENCO	Controle de Força

Fonte: Autor (2018).

6.4 Modelos de arrancamento

Os modelos de arrancamento foram divididos com base em seu volume de pasta e o diâmetro da barra de aço utilizada. Assim, a primeira série de ensaios envolveu os concretos com idade de 7 dias para todos os volumes de pastas e diâmetro de barras e a segunda série consistindo nos concretos com 28 dias.

Os modelos de referência (CAAR) utilizaram os mesmos materiais usados na elaboração dos concretos com consumo de cimento reduzido (CAABCC). As dosagens foram determinadas a partir de ensaios previamente realizados no Laboratório de Materiais e Estruturas do UNASP (Capítulo 4) e atendem aos parâmetros de resistência e durabilidade adotados nesta pesquisa (Capítulo 5).

Ressalta-se que o ensaio de arrancamento para todos os concretos foi realizado até que ocorresse uma queda abrupta da força que estava sendo registrada pela máquina de ensaio. Devido ao tempo necessário para o completo arrancamento da barra e a limitação do transdutor de medição de deslocamento, impossibilitava-se chegar até o fim do ensaio. Com o auxílio de duas amostras testes para aferição do equipamento e ensaio constatou-se que não haveria influência nos resultados das amostras tal procedimento. Portanto, o valor máximo dessa força foi definido como a força de ruptura da aderência, e imediatamente após atingido esse valor, ocorria uma queda substancial nos valores de força registrado pela máquina.

Nas amostras em que não houve arrancamento pelo deslizamento progressivo entre a barra e o concreto (antes ou após o escoamento do aço), não foi observada esta queda na força. Neste caso, a máxima força registrada correspondia ao fendilhamento do concreto.

6.4.1 Parâmetros para análise da resistência de aderência

Para determinação da resistência de aderência nos ensaios de arrancamento (Equação 6.1) foi o mesmo adotado por RILEM-CEP-FIP (1973). Sendo P a força aplicada, l_d corresponde ao comprimento aderente e ϕ o diâmetro da barra de aço.

$$\tau = \frac{P}{\pi \cdot l_d \cdot \phi} \quad (\text{Equação 6.1})$$

Foi adotado também o procedimento proposto por Soretz (1972), RILEM-CEB-FIP (1983), Barbosa (2001) e Moreno Jr.; Rossi (2002), no qual a resistência média da aderência (Equação 6.2) é obtida pela média das resistências de aderência obtidas para os deslizamentos de 0,01 mm ($\tau_{0,01}$), 0,1 mm ($\tau_{0,1}$) e 1,0 mm ($\tau_{1,0}$).

$$\tau_m = \frac{\tau_{0,01} + \tau_{0,1} + \tau_{1,0}}{3} \quad (\text{Equação 6.2})$$

Sendo τ_m a resistência média da aderência.

Segundo Leonhardt e Mönning (1977) e RILEM-CEB-FIP (1983), para dimensionamento de estruturas de concreto armado é adotado o valor referente ao deslizamento de 0,1 mm.

Nesta pesquisa adotou-se τ_u como sendo a tensão última de aderência, ou seja, a tensão máxima alcançada pelos modelos, assim como o deslizamento último (δ_u) correspondendo ao deslizamento para a tensão máxima e P_u a força de ruptura do ensaio.

Para se obter também um nível de qualidade, foi estabelecido parâmetros para verificar a variação dos resultados obtidos de resistência de aderência. Sendo que esta análise foi mediante ao Desvio Padrão (D.P) e do Coeficiente de Variação (C.V). São apresentados na Tabela 6.3 os critérios estabelecidos por Melchers (1987) para o desvio padrão de concretos com resistência à compressão maiores que 27 MPa e Almeida Filho (2006) para o coeficiente de variação. Ressalta-se que o coeficiente de variação foi empregado apenas como critério de

avaliação da variabilidade existente.

Tabela 6.3 Limites estabelecidos para o critério de qualidade

Parâmetro de qualidade	Limites para o desvio padrão (Melchers, 1987)	Limites para coeficiente de variação (Almeida Filho, 2006)
A (Excelente)	2,70	10%
B (Médio)	4,00	15%
C (Pobre)	5,40	20%

Fonte: Adaptado Almeida Filho (2006), pág. 172.

6.5 Ensaio de arrancamento de 7 e 28 dias – CAAR, CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3

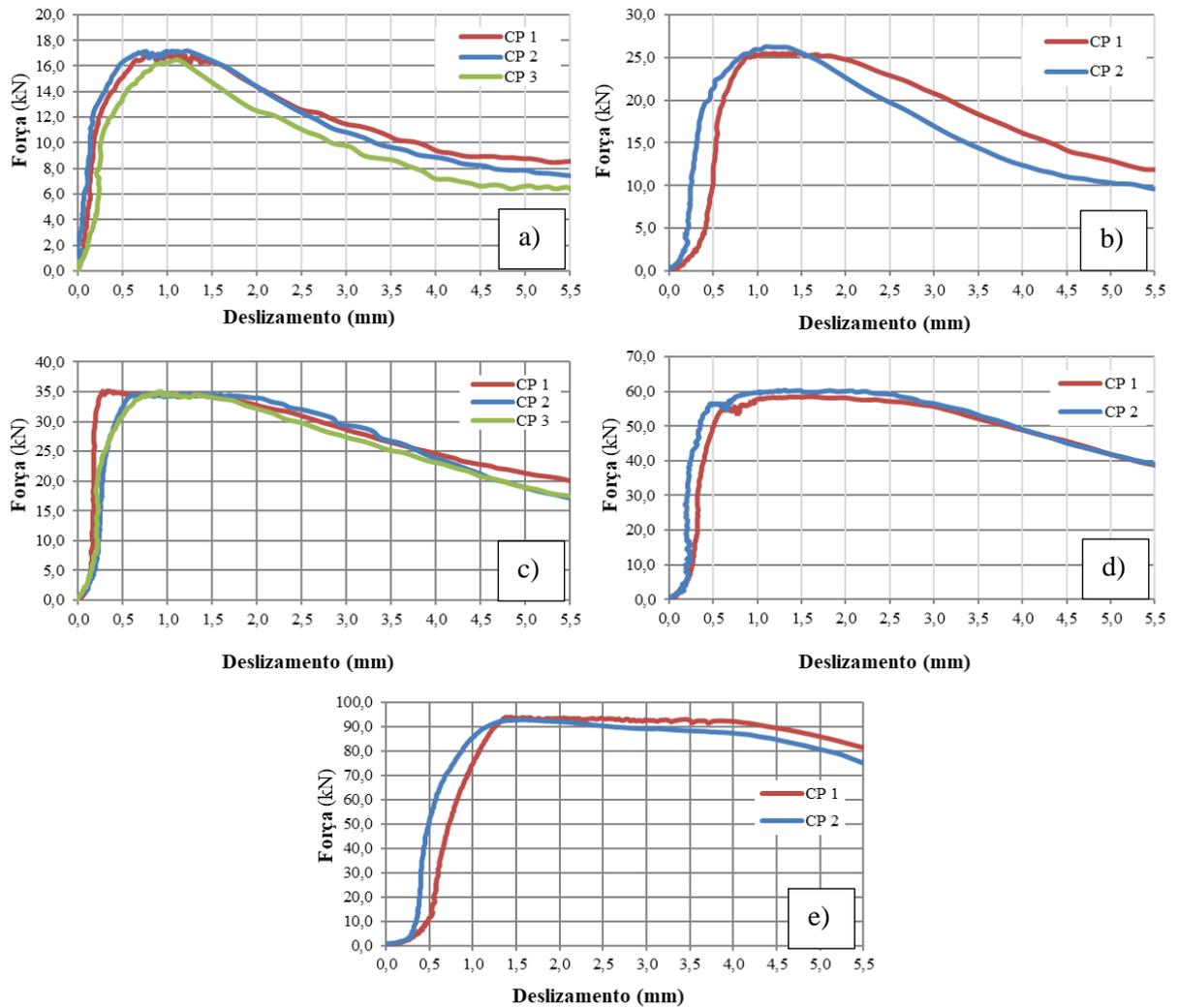
Aqui são apresentados os resultados referentes aos modelos de arrancamento do concreto de referência (CAAR) e em concreto autoadensável com baixo consumo de cimento (CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3) para a idade de 7 e 28 dias.

6.5.1 Modelos do concreto autoadensável de referência - CAAR

Todos os modelos ensaiados apresentaram ruptura por arrancamento pelo deslizamento progressivo da barra de aço em relação ao concreto. Nas Figuras 6.7 e 6.8 pode-se observar o comportamento dos modelos durante o ensaio de arrancamento do concreto de referência (CAAR) para a idade de 7 e 28 dias, respectivamente.

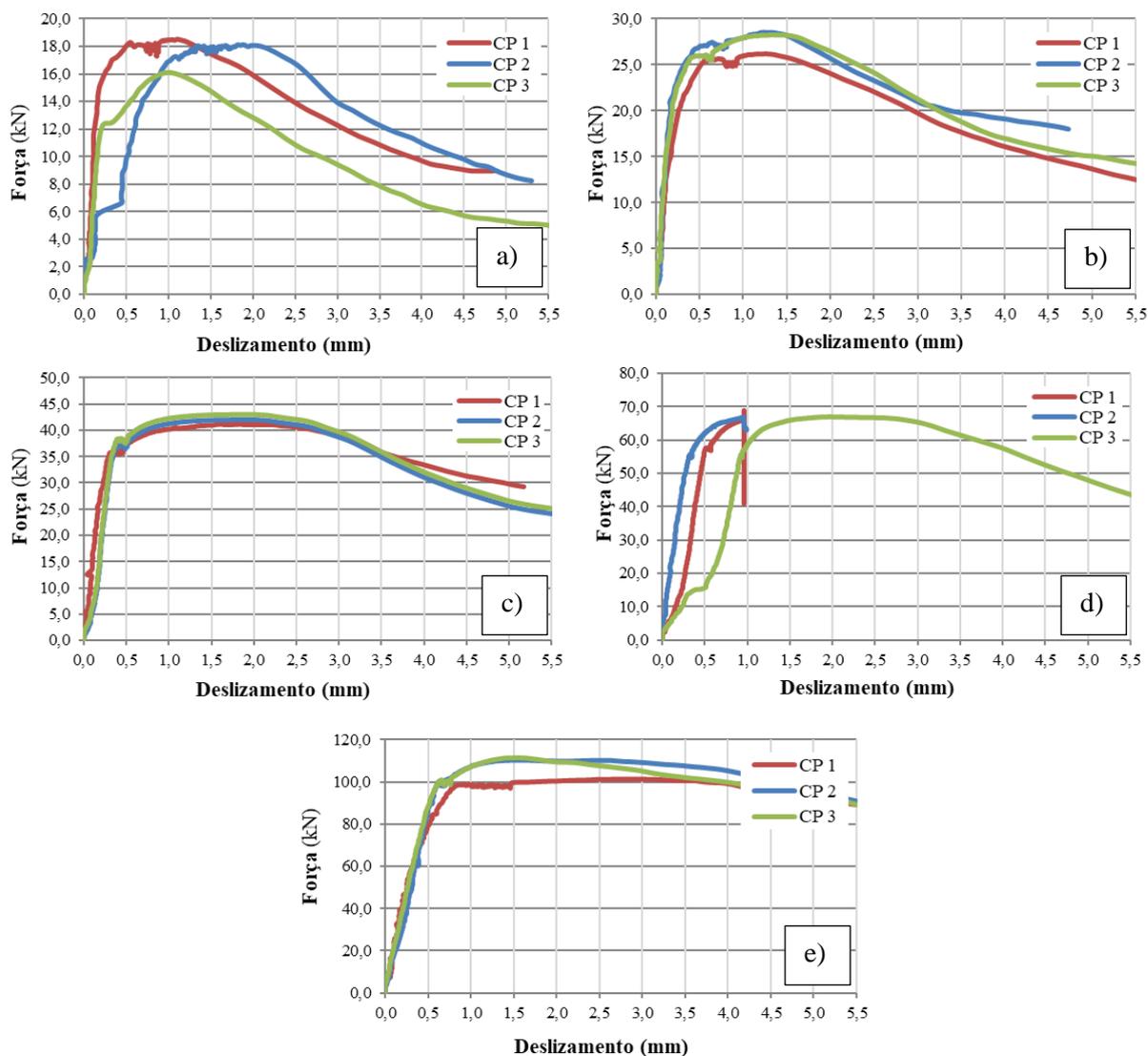
Após a execução dos ensaios e verificação dos resultados foi necessário descartar os resultados obtidos para os corpos de prova: CAAR-B8-7-3; CAAR-B12,5-7-3 e CAAR-16-7-3. Tal ação tornou-se necessária devido a valores errôneos extraídos durante o ensaio, perda de comunicação com a prensa e problemas na leitura do deslizamento da barra, gerando assim, resultados e comportamentos incoerentes.

Figura 6.7 Modelos de arrancamento para o CAAR aos 7 dias para as variadas bitolas - a) 6,3 mm; b) 8,0 mm; c) 10,0 mm; d) 12,5 mm e e) 16 mm



Fonte: Autor, (2018).

Figura 6.8 Modelos de arrancamento para o CAAR aos 28 dias para as variadas bitolas - a) 6,3 mm; b) 8,0 mm; c) 10,0 mm; d) 12,5 mm e e) 16 mm



Fonte: Autor, (2018).

Nota-se nas Figuras 6.7 e 6.8 que todos os corpos de prova tiveram comportamentos semelhantes entre as amostras de mesma bitola e se comparado os valores obtidos entre as séries 1 (7 dias) e 2 (28 dias). São observadas inclinações na curva força *versus* deslocamento: um trecho ascendente, de ganho de força com praticamente nenhum deslocamento, e um trecho descendente, no qual se observa queda de força com aumento do deslocamento entre a barra de aço e o bloco de concreto.

Para todas as amostras dos conjuntos CAAR-B6,3-7, CAAR-B12,5-7, CAAR-B12,5-28 e CAAR-B16-28 nota-se um comportamento diferenciado das demais amostras. A partir de uma determinada força, após ter ocorrido o escoamento do aço, passaram a ser registrados

deslizamentos relativos entre barra e o concreto. Isto, entretanto, não significou a ruptura da aderência pois se observa um trecho com aumento constante da força até ser atingida a ruptura. A ruptura por arrancamento da barra foi registrada por meio do trecho vertical descendente como mostrado nas Figuras 6.7d, 6.7e, 6.8c e 6.8e.

É apresentada nas tabelas 6.4 e 6.5 a variação dos resultados nos ensaios de arrancamento para as idades de 7 dias (série 1) e 28 dias (série 2).

Tabela 6.4 Variação da força de ruptura nos ensaios de arrancamento para o CAAR aos 7 dias

Amostras	CAAR-B6,3-7		CAAR-B8-7		CAAR-B10-7		CAAR-B12,5-7		CAAR-B16-7	
	P _u (kN)	δ _u (mm)								
1	16,91	0,80	25,52	1,42	35,17	0,55	58,43	1,61	94,04	1,39
2	17,19	0,74	26,26	1,09	34,65	0,81	57,95	1,33	92,93	1,57
3	16,46	1,00	-	-	35,06	0,75	-	-	-	-
Média	16,85	0,85	25,89	1,26	34,96	0,70	58,19	1,47	93,49	1,48
DP	0,37	0,14	0,52	0,23	0,27	0,14	0,34	0,20	0,78	0,13
CV (%)	2,19	16,08	2,02	18,59	0,78	19,36	0,58	13,47	0,84	8,60

Fonte: Autor (2018).

Tabela 6.5 Variação da força de ruptura nos ensaios de arrancamento para o CAAR aos 28 dias

Amostras	CAAR-B6,3-28		CAAR-B8-28		CAAR-B10-28		CAAR-B12,5-28		CAAR-B16-28	
	P _u (kN)	δ _u (mm)								
1	18,52	1,10	26,19	1,25	42,03	1,61	68,87	0,96	101,31	2,75
2	18,12	1,82	28,54	1,24	41,16	1,93	66,92	0,96	110,27	1,50
3	16,10	1,02	28,25	1,45	43,03	1,81	66,98	2,00	111,44	1,57
Média	17,58	1,31	27,66	1,31	42,07	1,78	107,67	1,31	107,67	1,94
DP	1,30	0,44	1,28	0,12	0,94	0,16	5,54	0,60	5,54	0,70
CV (%)	7,38%	33,55%	4,63%	9,02%	2,22%	9,06%	5,15%	45,95%	5,15%	36,20%

Fonte: Autor (2018).

De acordo com os valores indicados nas tabelas 6.4, 6.5, 6.6 e 6.7, nota-se em termos qualitativos, que o desvio padrão (DP) obtido pelas análises das amostras ensaiadas, tanto pelas tensões de aderência (τ_u), como o deslizamento último (δ_u) e a força de ruptura (P_u) podem ser classificados de acordo com o controle de qualidade da Tabela 6.3 como excelente. Já tratando do coeficiente de variação (CV) para o deslizamento último (δ_u) e a tensão para o deslizamento da barra de 0,01 e 0,1 mm ($\tau_{0,01}$ e $\tau_{0,1}$) boa parte dos resultados se enquadraram entre médio e pobre. Almeida Filho (2006) comenta que esse comportamento é esperado devido

a adesão do concreto e a barra de aço que pode conduzir a uma grande variação dos resultados. Em contrapartida para o $\tau_{1,0}$ não houve variação significativa, sendo que esta permaneceu abaixo dos 10%.

Tabela 6.6 Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento para o CAAR aos 7 dias

Amostras	$\tau_{0,01}$ (MPa)	$\tau_{0,1}$ (MPa)	$\tau_{1,0}$ (MPa)	τ_m (MPa)	τ_u (MPa)	Modo de Ruptura
CAAR-B6,3-7-1	0,64	6,56	26,89	11,36	27,12	Arrancamento
CAAR-B6,3-7-2	1,51	10,83	27,51	13,28	27,57	Arrancamento
CAAR-B6,3-7-3	0,67	2,68	26,27	9,87	26,40	Arrancamento
Média (MPa)	0,94	6,69	26,89	11,51	27,03	
DP (MPa)	0,49	4,08	0,62	1,71	0,59	
CV (%)	52,44%	60,94%	2,31%	14,86%	2,18%	
CAAR-B8-7-1	0,16	0,36	25,11	8,54	25,39	Arrancamento
CAAR-B8-7-2	0,55	1,03	25,79	9,12	26,12	Arrancamento
CAAR-B8-7-3	-	-	-	-	-	Arrancamento
Média (MPa)	0,36	0,69	25,45	8,83	25,76	
DP (MPa)	0,28	0,47	0,48	0,41	0,52	
CV (%)	77,68%	68,21%	1,89%	4,64%	2,00%	
CAAR-B10-7-1	0,39	1,31	21,93	7,88	22,39	Arrancamento
CAAR-B10-7-2	0,43	1,09	21,83	7,78	22,06	Arrancamento
CAAR-B10-7-3	0,47	1,62	22,13	8,07	22,32	Arrancamento
Média (MPa)	0,43	1,34	21,96	7,91	22,26	
DP (MPa)	0,04	0,27	0,15	0,15	0,17	
CV (%)	9,30%	19,92%	0,70%	1,87%	0,78%	
CAAR-B12,5-7-1	0,29	0,87	23,49	8,22	23,81	Arrancamento
CAAR-B12,5-7-2	0,32	0,76	24,31	8,46	24,60	Arrancamento
CAAR-B12,5-7-3	-	-	-	-	-	Arrancamento
Média (MPa)	0,31	0,82	23,90	8,34	24,20	
DP (MPa)	0,02	0,08	0,58	0,17	0,56	
CV (%)	6,96%	9,54%	2,43%	2,09%	2,32%	
CAAR-B16-7-1	0,11	0,21	18,62	6,31	23,39	Arrancamento
CAAR-B16-7-2	0,23	0,28	21,29	7,27	23,11	Arrancamento
CAAR-B16-7-3	-	-	-	-	-	Arrancamento
Média (MPa)	0,17	0,25	19,96	6,79	23,25	
DP (MPa)	0,08	0,05	1,89	0,67	0,20	
CV (%)	49,91%	20,20%	9,46%	9,93%	0,85%	

Fonte: Autor (2018).

Tabela 6.7 Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento para o CAAR aos 28 dias

Amostras	$\tau_{0,01}$ (MPa)	$\tau_{0,1}$ (MPa)	$\tau_{1,0}$ (MPa)	τ_m (MPa)	τ_u (MPa)	Modo de ruptura
CAAR-B6,3-28-1	1,76	15,41	29,61	15,59	29,71	Arrancamento
CAAR-B6,3-28-2	3,90	4,50	27,24	11,88	29,06	Arrancamento
CAAR-B6,3-28-3	1,48	9,78	25,82	12,36	25,82	Arrancamento
Média (MPa)	2,38	9,90	27,56	13,28	28,20	
DP (MPa)	1,32	5,46	1,91	2,02	2,08	
C.V (%)	55,62%	55,13%	6,95%	15,21%	7,39%	
CAAR-B8-7-1	0,89	10,78	25,83	12,50	26,05	Arrancamento
CAAR-B8-7-2	1,24	12,13	27,78	13,72	28,39	Arrancamento
CAAR-B8-7-3	2,26	13,23	27,81	14,43	28,10	Arrancamento
Média (MPa)	1,46	12,05	27,14	13,55	27,51	
DP (MPa)	0,71	1,23	1,13	0,98	1,28	
C.V (%)	48,64%	10,19%	4,18%	7,21%	4,64%	
CAAR-B10-7-1	1,52	9,79	25,61	12,31	26,76	Arrancamento
CAAR-B10-7-2	0,69	3,52	26,26	10,16	26,20	Arrancamento
CAAR-B10-7-3	1,32	4,16	26,90	10,79	27,39	Arrancamento
Média (MPa)	1,18	5,82	26,26	11,09	26,78	
DP (MPa)	0,43	3,45	0,65	1,10	0,60	
C.V (%)	36,81%	59,25%	2,46%	9,96%	2,22%	
CAAR-B12,5-7-1	0,84	2,55	18,23	7,21	28,06	Arrancamento
CAAR-B12,5-7-2	2,38	9,36	25,72	12,49	27,27	Arrancamento
CAAR-B12,5-7-3	1,09	2,16	23,98	9,08	27,29	Arrancamento
Média (MPa)	1,44	4,69	22,64	9,59	27,54	
DP (MPa)	0,83	4,05	3,92	2,68	0,45	
C.V (%)	57,58%	86,33%	17,31%	27,92%	1,64%	
CAAR-B16-7-1	1,08	5,05	24,40	10,18	25,19	Arrancamento
CAAR-B16-7-2	0,97	4,51	26,68	10,72	27,42	Arrancamento
CAAR-B16-7-3	1,38	5,53	26,67	11,19	27,71	Arrancamento
Média (MPa)	1,14	5,03	25,92	10,70	26,77	
DP (MPa)	0,21	0,51	1,31	0,51	1,38	
C.V (%)	18,49%	10,15%	5,07%	4,76%	5,15%	

Fonte: Autor (2018).

Verifica-se nas tabelas 6.6 e 6.7 que os corpos de prova do CAAR para as ambas idades, a ruptura se deu pelo arrancamento da barra pelo processo de deslizamento progressivo da barra (Figura 6.9a) devido à perda de aderência entre a barra e o concreto após o escoamento do aço.

De acordo com os valores obtidos nas tabelas 6.6 e 6.7 nota-se um aumento das tensões de aderência (τ_u) com o avanço da idade do concreto para as barras de mesmos diâmetros.

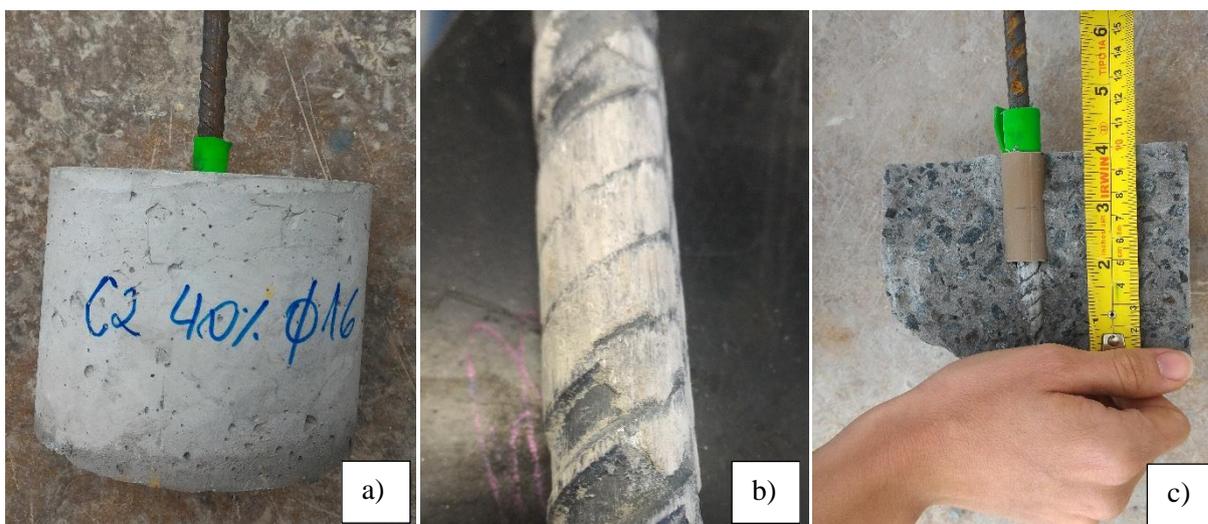
Pode-se observar também que os resultados das duas séries de ensaios apresentaram valores próximos de tensão de aderência.

Ao ser preparada a barra de aço para a produção das amostras de arrancamento, foram utilizados pedaços de placa de EVA, na cor verde, com o intuito de fixar o tubo de PVC no trecho sem aderência entre a barra de aço e o cilindro de concreto, como já mencionado. Como todos os modelos sofreram arrancamento de barra, parte do pedaço de EVA ficou aparente em todas elas. Constatou-se também que nessas barras arrancadas (Figura 6.9b) o trecho aderente da barra apresentava em suas nervuras pasta do concreto utilizado, indicando que os finos contribuíram para uma melhor aderência das barras. Ainda, segundo Barbosa (2001), a incorporação de finos no concreto, como a sílica ativa, gera uma melhoria na aderência aço-concreto. Esta melhora é proporcionada pela ação do material na zona de transição aço-concreto, a qual é densificada e sua espessura reduzida.

Markovic (2006) complementa que concretos com baixas relações água/cimento somado a presença de finos como a sílica ativa também aumenta a carga de arrancamento da barra. Resultados semelhantes foram obtidos por Gjorv *et al.* (1986). O autor comprova que a influência da sílica na aderência é mais significativa em concretos de resistência à compressão mais elevadas.

Para todos os modelos, após o ensaio de arrancamento, as amostras foram rompidas ao meio para certificação dos trechos, aderente e sem aderência (Figura 6.9c).

Figura 6.9 Modelos de CAAR - a) Arrancamento da barra, b) Presença de pasta no trecho aderente da barra no ensaio de arrancamento e c) Dimensões dos trechos aderente e sem aderência



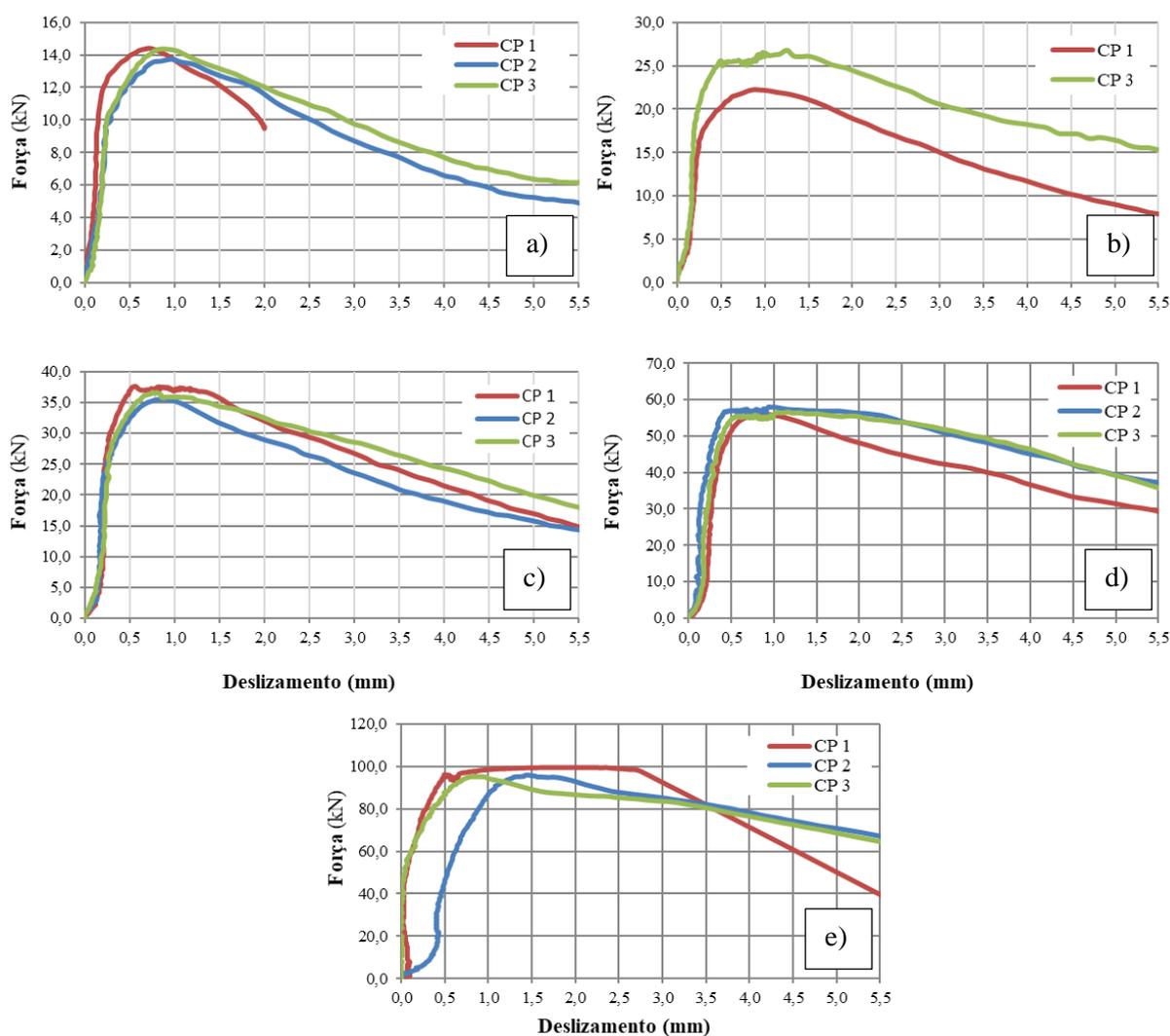
Fonte: Autor (2018).

6.5.2 Modelos do concreto autoadensável com baixo consumo de cimento - CAABCC1

Nas Figuras 6.10 e 6.11 é apresentado o comportamento dos modelos ensaiados Força *versus* deslizamento da barra do CAABCC1 realizados aos 7 e 28 dias, respectivamente.

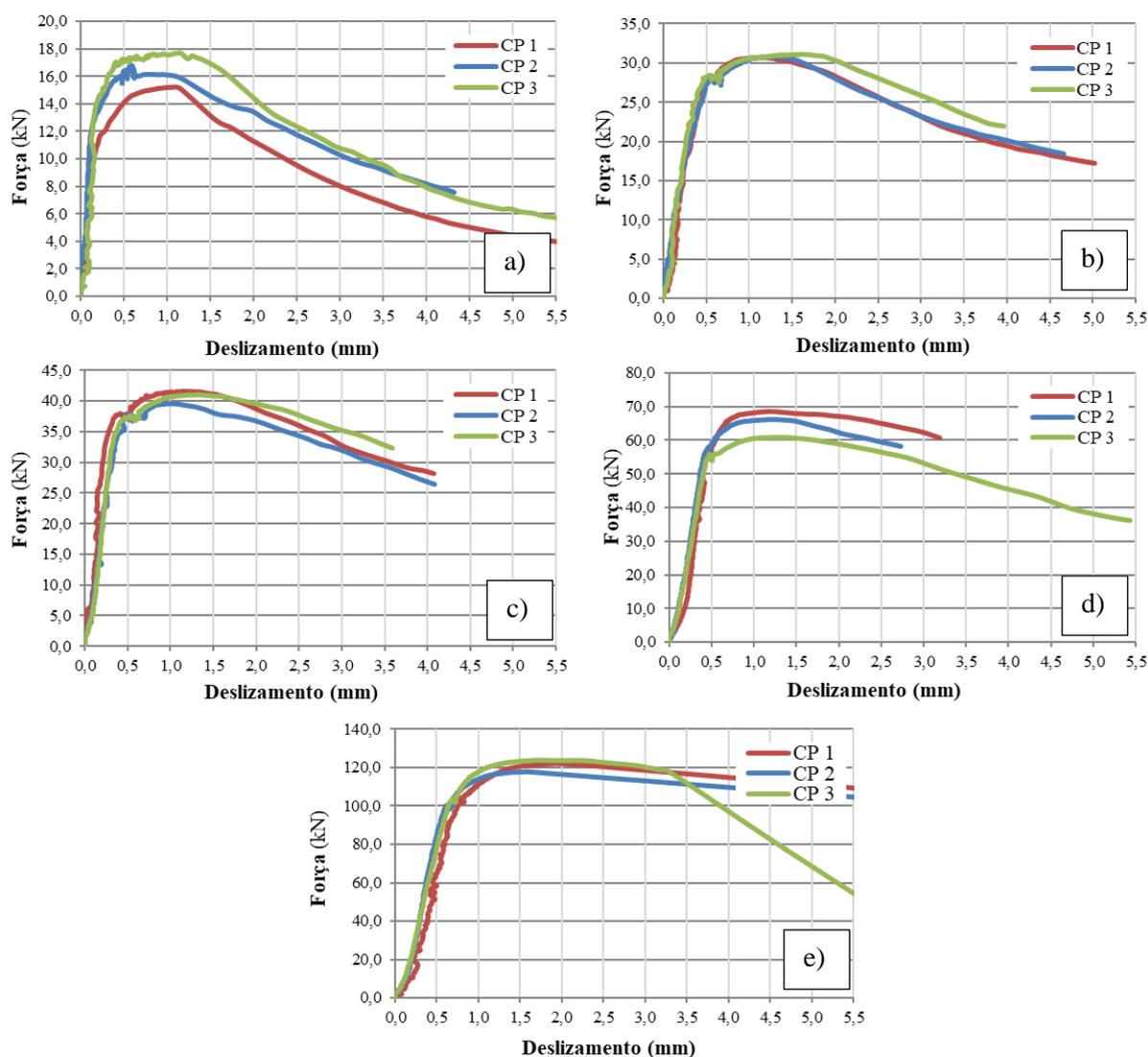
Para os modelos ensaiados e apresentados nas Figuras 6.10 e 6.11, apenas os corpos de prova CAABCC1-B16-7-1, CAABCC1-B16-28-1 e CAABCC1-B16-28-3 romperam por fendilhamento, as demais amostras tiveram sua ruptura pelo arrancamento da barra pelo deslizamento progressivo.

Figura 6.10 Modelos de arrancamento para o CAABCC1 aos 7 dias para as variadas bitolas - a) 6,3 mm; b) 8,0 mm; c) 10,0 mm; d) 12,5 mm e e) 16 mm



Fonte: Autor (2018).

Figura 6.11 Modelos de arrancamento para o CAABCC1 aos 28 dias para as variadas bitolas - a) 6,3 mm; b) 8,0 mm; c) 10,0 mm; d) 12,5 mm e e) 16 mm



Fonte: Autor (2018).

De acordo com as curvas do ensaio de arrancamento para as barras de 8 mm (Figura 6.10b), nota-se que a curva da amostra CAABCC1-B8-7-2 não foi apresentada, assim, como os valores para mesma amostra na Tabela 6.8. Ao realizar o ensaio do modelo indicado, houve problemas no sistema de aquisição da leitura, impossibilitando o armazenamento dos dados após o encerramento do *software*. Assim, não foi possível traçar a curva e obter os dados necessários de análise para amostra. No entanto, o modo de ruptura da mostra é indicado na Tabela 6.9.

Nas tabelas 6.8 e 6.9 encontram-se os resultados obtidos para o ensaio de arrancamento do CAABCC1, indicando a força última e o deslocamento referente a mesma.

Tabela 6.8 Variação da força de ruptura nos ensaios de arrancamento para o CAABCC1 aos 7 dias

Amostras	CAABCC1-B6,3-7		CAABCC1-B8-7		CAABCC1-B10-7		CAABCC1-B12,5-7		CAABCC1-B16-7	
	P _u (kN)	δu (mm)								
1	14,38	0,75	22,2	0,87	37,59	0,55	56,16	0,84	99,48	1,80
2	13,73	1,00	-	-	35,47	0,86	58,02	0,94	95,90	1,45
3	14,36	0,90	26,7	0,93	36,64	0,75	56,63	1,17	95,15	0,85
Média	14,16	0,88	24,45	0,90	36,57	0,72	56,94	0,98	96,84	1,37
DP	0,37	0,13	3,18	0,04	1,06	0,16	0,97	0,17	2,31	0,48
CV (%)	2,61	14,24	13,01	4,71	2,90	21,83	1,70	17,21	2,39	35,15

Fonte: Autor (2018).

Tabela 6.9 Variação da força de ruptura nos ensaios de arrancamento para o CAABCC1 aos 28 dias

Amostras	CAABCC1-B6,3-28		CAABCC1-B8-28		CAABCC1-B10-28		CAABCC1-B12,5-28		CAABCC1-B16-28	
	P _u (kN)	δu (mm)								
1	15,20	1,05	27,02	1,10	41,59	1,18	65,19	1,20	109,3	1,95
2	16,83	0,58	26,64	1,30	39,59	1,00	66,19	1,19	109,58	1,59
3	17,69	1,16	28,32	1,62	41,06	1,33	60,86	1,31	116,4	1,77
Média	16,57	0,93	27,33	1,34	40,75	1,17	64,08	1,23	111,76	1,77
D.P	1,26	0,31	0,88	0,26	1,04	0,17	2,83	0,07	4,02	0,18
CV (%)	7,63%	33,12%	3,22%	19,57%	2,54%	14,12%	4,42%	5,40%	3,60%	10,17%

Fonte: Autor (2018).

De acordo com as tabelas 6.10 e 6.11 é possível observar que somente as amostras CAABCC1-B16-7-1, CAABCC1-B16-28-1 e CAABCC1-B16-28-3 tiveram como modo de ruptura o fendilhamento. Os demais corpos de prova tiveram sua ruptura por arrancamento da barra de aço em relação ao concreto. Na Figura 6.12 é possível verificar a presença do fendilhamento em umas das amostras ensaiadas. Tal modo de ruptura se dá pela presença das tensões de confinamento ou por estas tensões serem de baixa intensidade, fazendo com que as fissuras radiais se propaguem por toda a extensão do cobrimento do concreto.

Em contrapartida, quando as tensões de confinamento são grandes o suficiente para prevenir o fendilhamento do cobrimento do concreto, a ruptura da aderência ocorre pelo arrancamento da barra do concreto, modificando o mecanismo de transferência de força de apoio das saliências no concreto para forças de atrito, em função da resistência ao cisalhamento de concreto existentes.

Tabela 6.10 Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento para o CAABCC1 aos 7 dias

Amostras	$\tau_{0,01}$ (MPa)	$\tau_{0,1}$ (MPa)	$\tau_{1,0}$ (MPa)	τ_m (MPa)	τ_u (MPa)	Modo de Ruptura
CAABCC1-B6,3-7-1	1,12	7,73	22,39	10,41	23,07	Arrancamento
CAABCC1-B6,3-7-2	0,87	4,35	22,02	9,08	22,02	Arrancamento
CAABCC1-B6,3-7-3	0,43	3,08	23,03	8,85	23,03	Arrancamento
Média (MPa)	0,81	5,05	22,48	9,45	22,71	
DP (MPa)	0,35	2,40	0,51	0,85	0,60	
CV (%)	43,31%	47,56%	2,27%	8,95%	2,62%	
CAABCC1-B8-7-1	1,00	3,27	22,05	8,77	22,08	Arrancamento
CAABCC1-B8-7-2	-	-	-	-	-	Arrancamento
CAABCC1-B8-7-3	1,02	4,36	25,88	10,42	26,56	Arrancamento
Média (MPa)	1,01	3,82	23,97	9,60	24,32	
DP (MPa)	0,01	0,77	2,71	1,16	3,17	
CV (%)	1,40%	20,20%	11,30%	12,13%	13,03%	
CAABCC1-B10-7-1	0,36	1,27	23,59	8,41	23,93	Arrancamento
CAABCC1-B10-7-2	0,59	1,57	22,51	8,22	22,58	Arrancamento
CAABCC1-B10-7-3	0,59	2,42	22,84	8,62	23,33	Arrancamento
Média (MPa)	0,51	1,75	22,98	8,42	23,28	
DP (MPa)	0,13	0,60	0,55	0,20	0,68	
CV (%)	25,87%	34,02%	2,41%	2,34%	2,91%	
CAABCC1-B12,5-7-1	0,31	0,94	22,70	7,98	22,82	Arrancamento
CAABCC1-B12,5-7-2	0,29	1,62	23,32	8,41	23,64	Arrancamento
CAABCC1-B12,5-7-3	0,43	1,51	22,78	8,24	23,07	Arrancamento
Média (MPa)	0,34	1,36	22,93	8,21	23,18	
DP (MPa)	0,08	0,37	0,34	0,21	0,42	
CV (%)	22,05%	26,91%	1,47%	2,62%	1,81%	
CAABCC1-B16-7-1	0,13	0,36	24,49	8,33	24,74	Fendilhamento
CAABCC1-B16-7-2	0,40	0,82	21,64	7,62	23,85	Arrancamento
CAABCC1-B16-7-3	1,96	14,65	23,38	13,33	23,66	Arrancamento
Média (MPa)	0,83	5,28	23,17	9,76	24,08	
DP (MPa)	0,99	8,12	1,44	3,11	0,58	
CV (%)	119,02%	153,90%	6,20%	31,90%	2,39%	

Fonte: Autor (2018).

Tabela 6.11 Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento para o CAABCC1 aos 28 dias

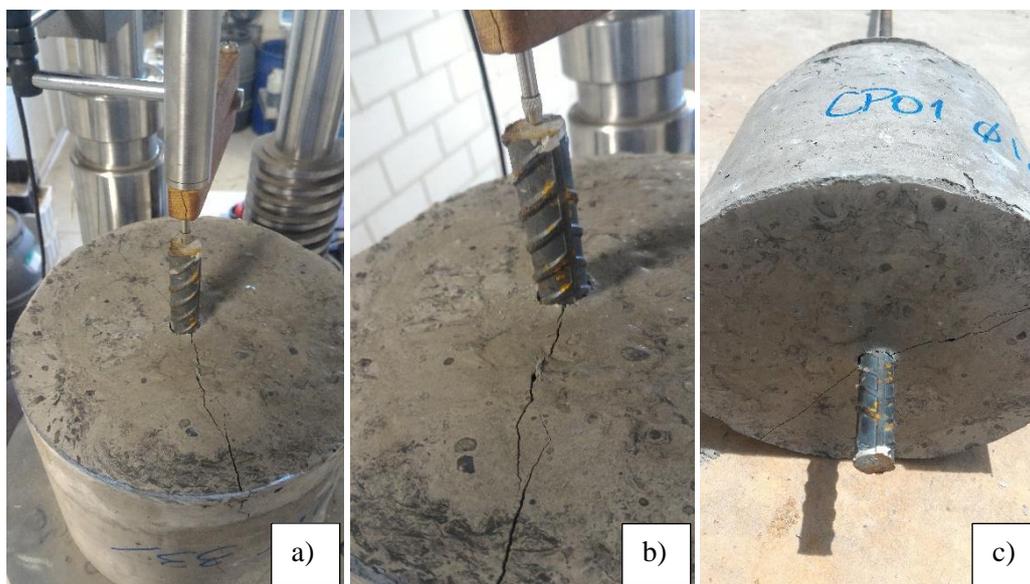
Amostras	$\tau_{0,01}$ (MPa)	$\tau_{0,1}$ (MPa)	$\tau_{1,0}$ (MPa)	τ_m (MPa)	τ_u (MPa)	Modo de ruptura
CAABCC1-B6,3-28-1	1,83	11,55	24,38	12,59	24,38	Arrancamento
CAABCC1-B6,3-28-2	4,27	17,42	25,84	15,84	26,99	Arrancamento
CAABCC1-B6,3-28-3	0,94	12,22	28,17	13,78	28,37	Arrancamento
Média (MPa)	2,35	13,73	26,13	14,07	26,58	
DP (MPa)	1,72	3,21	1,91	1,65	2,03	
C.V (%)	73,47%	23,40%	7,32%	11,71%	7,62%	
CAABCC1-B8-28-1	0,86	3,34	30,45	11,55	26,88	Arrancamento
CAABCC1-B8-28-2	2,50	8,64	30,30	13,81	26,50	Arrancamento
CAABCC1-B8-28-3	0,78	4,47	30,42	11,89	28,17	Arrancamento
Média (MPa)	1,38	5,48	30,39	12,42	27,18	
DP (MPa)	0,97	2,79	0,08	1,22	0,88	
C.V (%)	70,35%	50,91%	0,26%	9,83%	3,22%	
CAABCC1-B10-28-1	2,04	6,11	26,43	11,53	26,48	Arrancamento
CAABCC1-B10-28-2	1,10	5,22	25,20	10,51	25,20	Arrancamento
CAABCC1-B10-28-3	1,06	4,21	25,90	10,39	26,14	Arrancamento
Média (MPa)	1,40	5,18	25,84	10,81	25,94	
DP (MPa)	0,55	0,95	0,62	0,63	0,66	
C.V (%)	39,62%	18,35%	2,39%	5,79%	2,56%	
CAABCC1-B12,5-28-1	0,80	2,06	27,78	10,21	26,56	Arrancamento
CAABCC1-B12,5-28-2	0,40	3,72	26,85	10,32	26,97	Arrancamento
CAABCC1-B12,5-28-3	0,99	3,13	24,67	9,60	24,78	Arrancamento
Média (MPa)	0,73	2,97	26,43	10,04	26,10	
DP (MPa)	0,30	0,84	1,60	0,39	1,16	
C.V (%)	41,26%	28,33%	6,04%	3,90%	4,46%	
CAABCC1-B16-28-1	0,16	1,15	27,78	9,70	27,18	Fendilhamento
CAABCC1-B16-28-2	0,73	2,03	28,37	10,38	29,30	Arrancamento
CAABCC1-B16-28-3	0,68	2,23	29,28	10,73	28,94	Fendilhamento
Média (MPa)	0,52	1,80	28,48	10,27	28,47	
DP (MPa)	0,32	0,57	0,76	0,53	1,13	
C.V (%)	60,31%	31,86%	2,65%	5,12%	3,98%	

Fonte: Autor (2018).

De acordo com os valores obtidos nas tabelas 6.10 e 6.11 nota-se um aumento das tensões de aderência (τ_u) com o avanço da idade do concreto para as barras de mesmos diâmetros. Pode-se observar também que os resultados das duas séries de ensaios apresentaram valores próximos de tensão de aderência. Os resultados mostraram também que para as amostras da série 2, CAABCC1 aos 28 dias, teve uma tendência do aumento da tensão de

aderência com o aumento do diâmetro da barra.

Figura 6.12 Amostra CAABCC1-B16-7-1 após ensaio de arrancamento como modo de ruptura por fendilhamento - a) amostra após a realização do ensaio rompida, b) visão aproximada do local de ruptura e c) presença do fendilhamento na base da amostra



Fonte: Autor (2018).

6.5.3 Modelos do concreto autoadensável de baixo consumo de cimento - CAABCC2

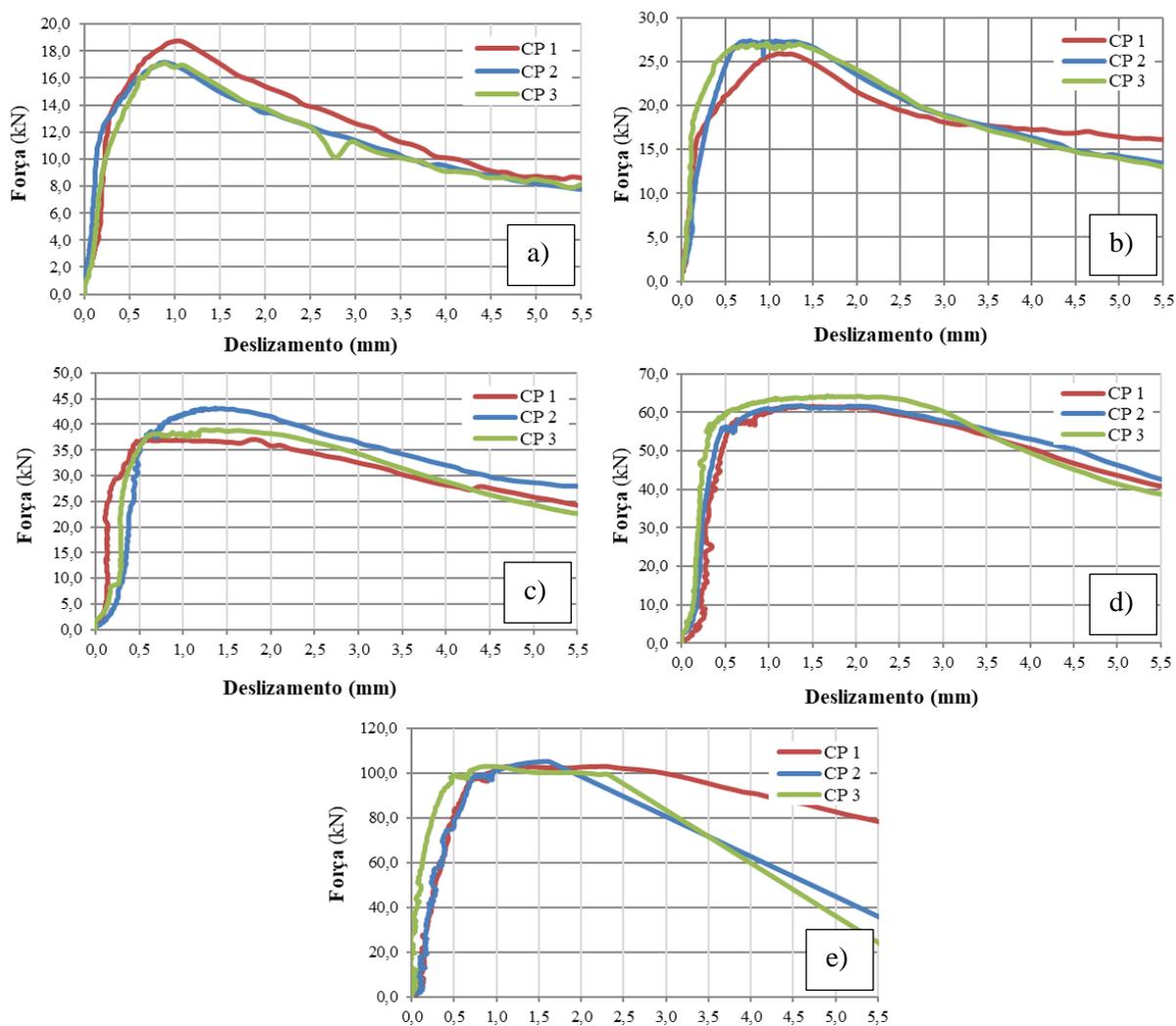
Para os modelos do ensaio de arrancamento do CAABCC2, apenas as amostras CAABCC2-B16-7-2, CAABCC2-B16-7-3 e CAABCC2-B16-28-1 romperam pelo fendilhamento do concreto e as demais sofrendo o arrancamento da barra de aço. Segundo Simplicio (2008), o modo de ruptura está ligado diretamente ao confinamento da barra. Quando não há confinamento, a tensão de aderência zera após o surgimento das fissuras de fendilhamento ultrapassarem o cobrimento. Na presença de um confinamento adequado, o que ocorrerá o arrancamento da barra, restando ainda, como mecanismo resistente, o atrito entre a barra e o concreto circundante.

Nas Figuras 6.13 e 6.14 é apresentado o diagrama força *versus* deslizamento ou escorregamento para uma barra, determinado em ensaio de arrancamento para a idade de 7 e 28 dias, respectivamente.

De forma geral pode se dizer que as amostras ensaiadas apresentaram comportamentos semelhantes entre si, para cada tipo de bitola de aço. Os diagramas apresentam (Figuras 6.13 e 6.14) que o deslocamento da barra acontece desde o início da atuação da força de arrancamento,

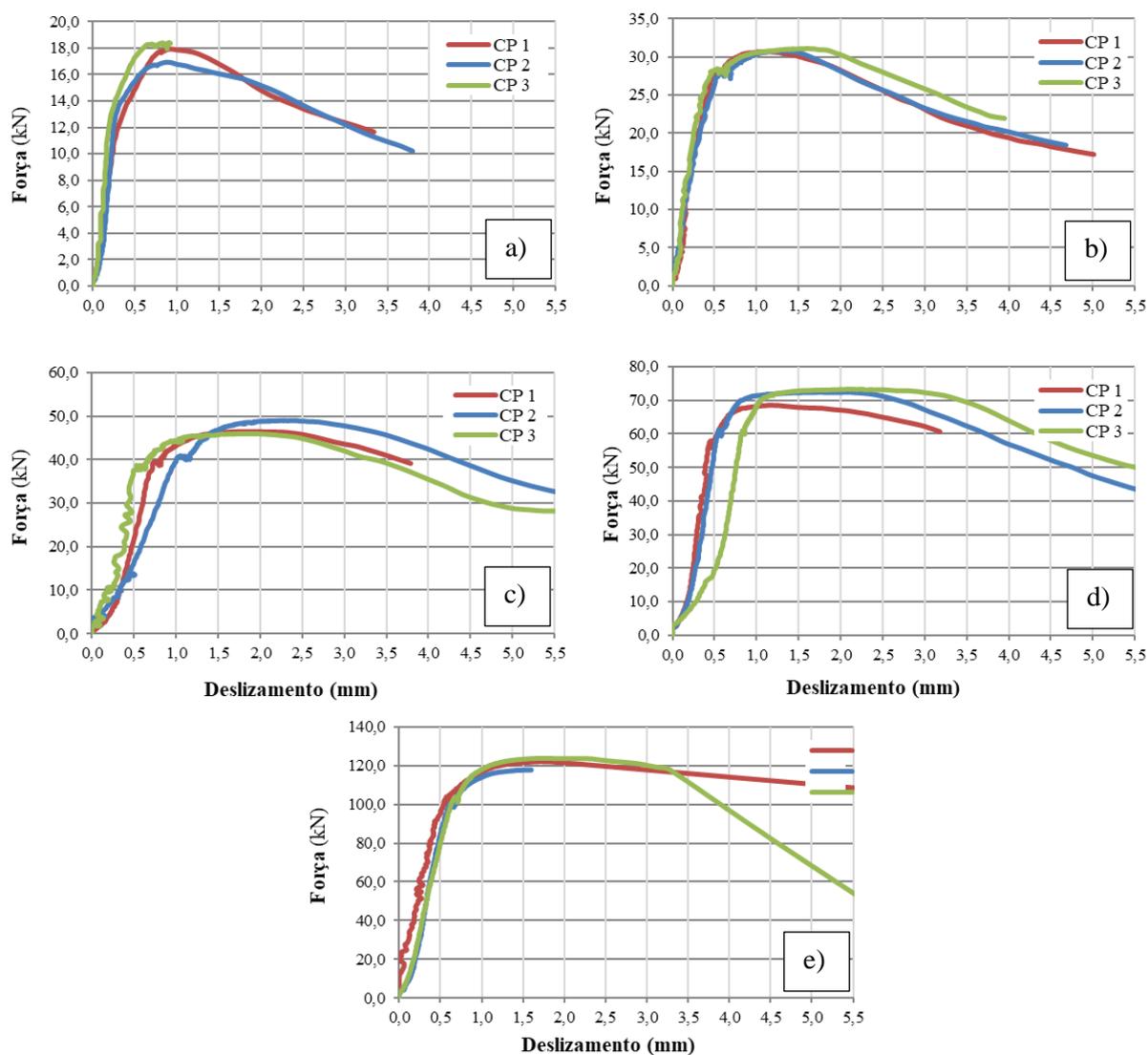
e o deslocamento da barra aumenta com o aumento da força de arrancamento.

Figura 6.13 Modelos de arrancamento para o CAABCC2 aos 7 dias para as variadas bitolas - a) 6,3 mm; b) 8,0 mm; c) 10,0 mm; d) 12,5 mm e e) 16 mm



Fonte: Autor (2018).

Figura 6.14 Modelos de arrancamento para o CAABCC2 aos 28 dias para as variadas bitolas - a) 6,3 mm; b) 8,0 mm; c) 10,0 mm; d) 12,5 mm e e) 16 mm



Fonte: Autor (2018).

Nas tabelas 6.12 e 6.13 é apresentada a variação dos resultados nos ensaios de arrancamento do CAABCC2, em quesitos de força de ruptura e deslizamento referente à força de ruptura para as idades de 7 e 28 dias.

Tabela 6.12 Variação da força de ruptura nos ensaios de arrancamento para o CAABCC2 aos 7 dias

Amostras	CAABCC2-B6,3-7		CAABCC2-B8-7		CAABCC2-B10-7		CAABCC2-B12,5-7		CAABCC2-B16-7	
	P _u (kN)	δ _u (mm)								
1	18,75	1,06	25,89	1,10	37,10	1,02	61,60	1,37	103,01	2,28
2	17,12	0,93	27,36	0,77	43,24	1,27	61,73	1,36	105,16	1,60
3	17,09	0,90	27,12	0,97	38,98	1,25	64,30	1,67	102,98	1,92
Média	17,65	0,96	26,79	0,95	39,77	1,18	62,54	1,47	103,72	1,93
DP	0,95	0,09	0,79	0,17	3,15	0,14	1,52	0,18	1,25	0,34
CV (%)	5,38	8,83	2,94	17,56	7,91	11,77	2,43	12,01	1,21	17,60

Fonte: Autor (2018).

Tabela 6.13 Variação da força de ruptura nos ensaios de arrancamento para o CAABCC2 aos 28 dias

Amostras	CAABCC2-B6,3-28		CAABCC2-B8-28		CAABCC2-B10-28		CAABCC2-B12,5-28		CAABCC2-B16-28	
	P _u (kN)	δ _u (mm)								
1	17,94	0,92	30,69	1,09	46,49	1,81	68,57	1,19	122,11	1,91
2	16,93	0,88	30,78	1,32	48,99	2,28	72,40	2,09	117,81	1,59
3	18,60	0,98	31,12	1,61	45,98	1,79	73,36	2,09	123,82	1,76
Média	17,82	0,93	30,86	1,34	47,15	1,96	71,44	1,79	121,25	1,75
DP	0,84	0,05	0,23	0,26	1,61	0,28	2,53	0,52	3,10	0,16
CV(%)	4,72%	5,43%	0,73%	19,45%	3,42%	14,15%	3,55%	29,03%	2,55%	9,13%

Fonte: Autor (2018).

De acordo com as tabelas 6.12 e 6.13 pode-se concluir que quanto maior for a bitola da barra, maior será a força necessária para levar o conjunto a ruptura. Como por exemplo, a força média de ruptura para a barra com diâmetro de 12,5 mm foi de 62,54 kN e para a barra de 16 mm, 103,72 kN, aos 7 dias, gerando assim um acréscimo de força de aproximadamente 40% em relação a barra de 12,5 mm de diâmetro.

Nas tabelas 6.14 e 6.15 apresenta-se a variação dos resultados obtidos para os ensaios de arrancamento do CAABCC2 de acordo com as Equações 6.1 e 6.2, como o seu modo de ruptura para as idades de 7 e 28 dias.

Tabela 6.14 Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento para o CAABCC2 aos 7 dias

Amostras	$\tau_{0,01}$ (MPa)	$\tau_{0,1}$ (MPa)	$\tau_{1,0}$ (MPa)	τ_m (MPa)	τ_u (MPa)	Modo de Ruptura
CAABCC2-B6,3-7-1	2,49	4,57	30,08	12,38	30,08	Arrancamento
CAABCC2-B6,3-7-2	2,65	10,47	26,72	13,28	27,46	Arrancamento
CAABCC2-B6,3-7-3	1,38	4,84	26,93	11,05	27,42	Arrancamento
Média (MPa)	2,17	6,63	27,91	12,24	28,32	
DP (MPa)	0,69	3,33	1,88	1,12	1,52	
CV (%)	31,83%	50,27%	6,74%	9,17%	5,38%	
CAABCC2-B8-7-1	1,06	10,15	25,49	12,23	25,75	Arrancamento
CAABCC2-B8-7-2	1,37	5,08	27,06	11,17	27,22	Arrancamento
CAABCC2-B8-7-3	1,42	9,81	26,63	12,62	26,98	Arrancamento
Média (MPa)	1,28	8,35	26,39	12,01	26,65	
DP (MPa)	0,20	2,83	0,81	0,75	0,79	
CV (%)	15,20%	33,96%	3,07%	6,25%	2,96%	
CAABCC2-B10-7-1	0,85	2,40	23,45	8,90	23,62	Arrancamento
CAABCC2-B10-7-2	0,33	1,1	26,72	9,38	27,53	Arrancamento
CAABCC2-B10-7-3	1,25	2,30	24,22	9,26	24,82	Arrancamento
Média (MPa)	0,81	1,93	24,80	9,18	25,32	
DP (MPa)	0,46	0,72	1,71	0,25	2,00	
CV (%)	56,95%	37,42%	6,89%	2,73%	7,91%	
CAABCC2-B12,5-7-1	0,22	0,79	24,43	8,48	25,09	Arrancamento
CAABCC2-B12,5-7-2	1,067	2,037	24,85	9,32	25,15	Arrancamento
CAABCC2-B12,5-7-3	1,09	3,14	25,75	9,99	26,20	Arrancamento
Média (MPa)	0,79	1,99	25,01	9,26	25,48	
DP (MPa)	0,50	1,18	0,67	0,76	0,62	
CV (%)	62,57%	59,11%	2,70%	8,18%	2,45%	
CAABCC2-B16-7-1	0,22	0,91	25,24	8,79	25,62	Arrancamento
CAABCC2-B16-7-2	0,37	1,18	25,15	8,90	26,15	Fendilhamento
CAABCC2-B16-7-3	0,6	11,61	25,58	12,60	25,61	Fendilhamento
Média (MPa)	0,40	4,57	25,32	10,10	25,79	
DP (MPa)	0,19	6,10	0,23	2,17	0,31	
C.V (%)	48,25%	133,60%	0,90%	21,46%	1,20%	

Fonte: Autor (2018).

Mediante aos valores apresentados nas tabelas 6.14 e 6.15 verifica-se que em termos de desvio padrão (DP), a maioria dos resultados das tensões de aderência (τ_u) estão dentro dos limites para classificar-se como excelentes (2,7). Se tratando do coeficiente de variação, a maioria dos resultados das tensões de aderência (τ_u) apresentaram-se excelentes (abaixo de

10%). Como observado nos resultados do CAAR e CAABCC1, ocorre maior variação relacionado ao $\tau_{0,01}$, que é a tensão para deslizamento da barra de 0,01 mm.

Tabela 6.15 Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento para o CAABCC2 aos 28 dias

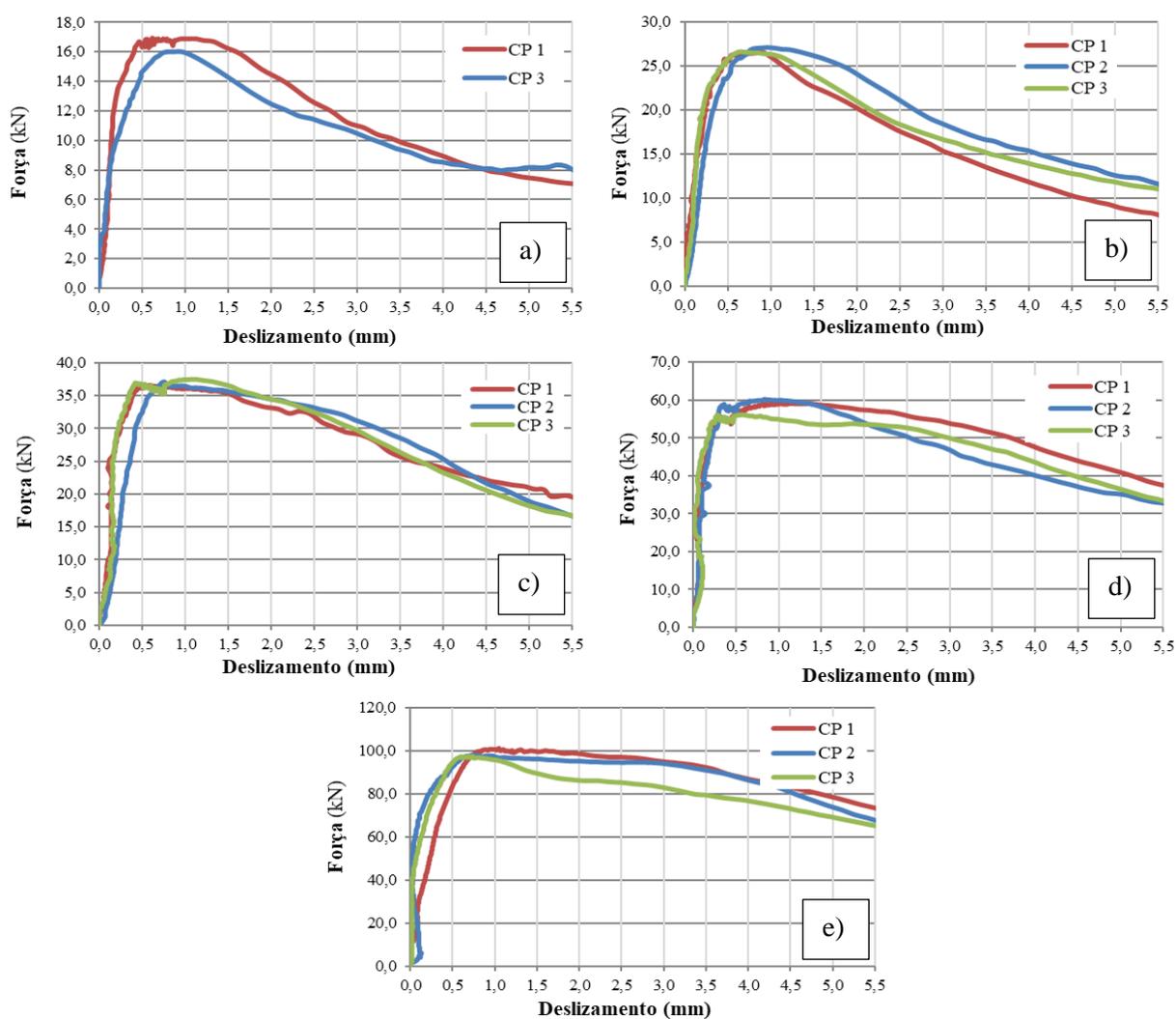
Amostras	$\tau_{0,01}$ (MPa)	$\tau_{0,1}$ (MPa)	$\tau_{1,0}$ (MPa)	τ_m (MPa)	τ_u (MPa)	Modo de ruptura
CAABCC2-B6,3-28-1	1,04	4,59	28,62	11,42	28,78	Arrancamento
CAABCC2-B6,3-28-2	0,77	4,06	26,90	10,58	27,16	Arrancamento
CAABCC2-B6,3-28-3	0,83	9,30	29,66	13,26	29,56	Arrancamento
Média (MPa)	0,88	5,98	28,39	11,75	28,50	
DP (MPa)	0,14	2,88	1,39	1,37	1,22	
C.V (%)	16,11%	48,21%	4,91%	11,69%	4,30%	
CAABCC2-B8-28-1	0,90	4,34	30,45	11,90	30,53	Arrancamento
CAABCC2-B8-28-2	1,69	6,80	30,23	12,91	30,62	Arrancamento
CAABCC2-B8-28-3	1,34	5,08	30,41	12,28	30,96	Arrancamento
Média (MPa)	1,31	5,41	30,36	12,36	30,70	
DP (MPa)	0,40	1,26	0,12	0,51	0,23	
C.V (%)	30,22%	23,34%	0,39%	4,13%	0,74%	
CAABCC2-B10-28-1	0,36	1,20	27,57	9,71	29,60	Arrancamento
CAABCC2-B10-28-2	1,45	3,12	25,53	10,03	31,19	Arrancamento
CAABCC2-B10-28-3	1,18	3,83	28,04	11,02	29,27	Arrancamento
Média (MPa)	1,00	2,72	27,05	10,25	30,02	
DP (MPa)	0,57	1,36	1,33	0,68	1,03	
C.V (%)	56,96%	50,08%	4,93%	6,64%	3,42%	
CAABCC2-B12,5-28-1	0,91	2,29	27,79	10,33	27,94	Arrancamento
CAABCC2-B12,5-28-2	0,98	2,15	29,09	10,74	29,50	Arrancamento
CAABCC2-B12,5-28-3	1,33	2,01	27,90	10,41	29,89	Arrancamento
Média (MPa)	1,07	2,15	28,26	10,49	29,11	
DP (MPa)	0,23	0,14	0,72	0,22	1,03	
C.V (%)	20,96%	6,63%	2,55%	2,07%	3,54%	
CAABCC2-B16-28-1	0,69	2,47	28,05	10,40	30,37	Fendilhamento
CAABCC2-B16-28-2	0,73	2,03	28,37	10,38	29,30	Arrancamento
CAABCC2-B16-28-3	0,72	2,48	29,38	10,86	30,79	Arrancamento
Média (MPa)	0,71	2,33	28,60	10,55	30,15	
DP (MPa)	0,02	0,26	0,69	0,27	0,77	
C.V (%)	2,92%	11,04%	2,43%	2,58%	2,55%	

Fonte: Autor (2018).

6.5.4 Modelos do concreto autoadensável de baixo consumo de cimento – CAABCC3

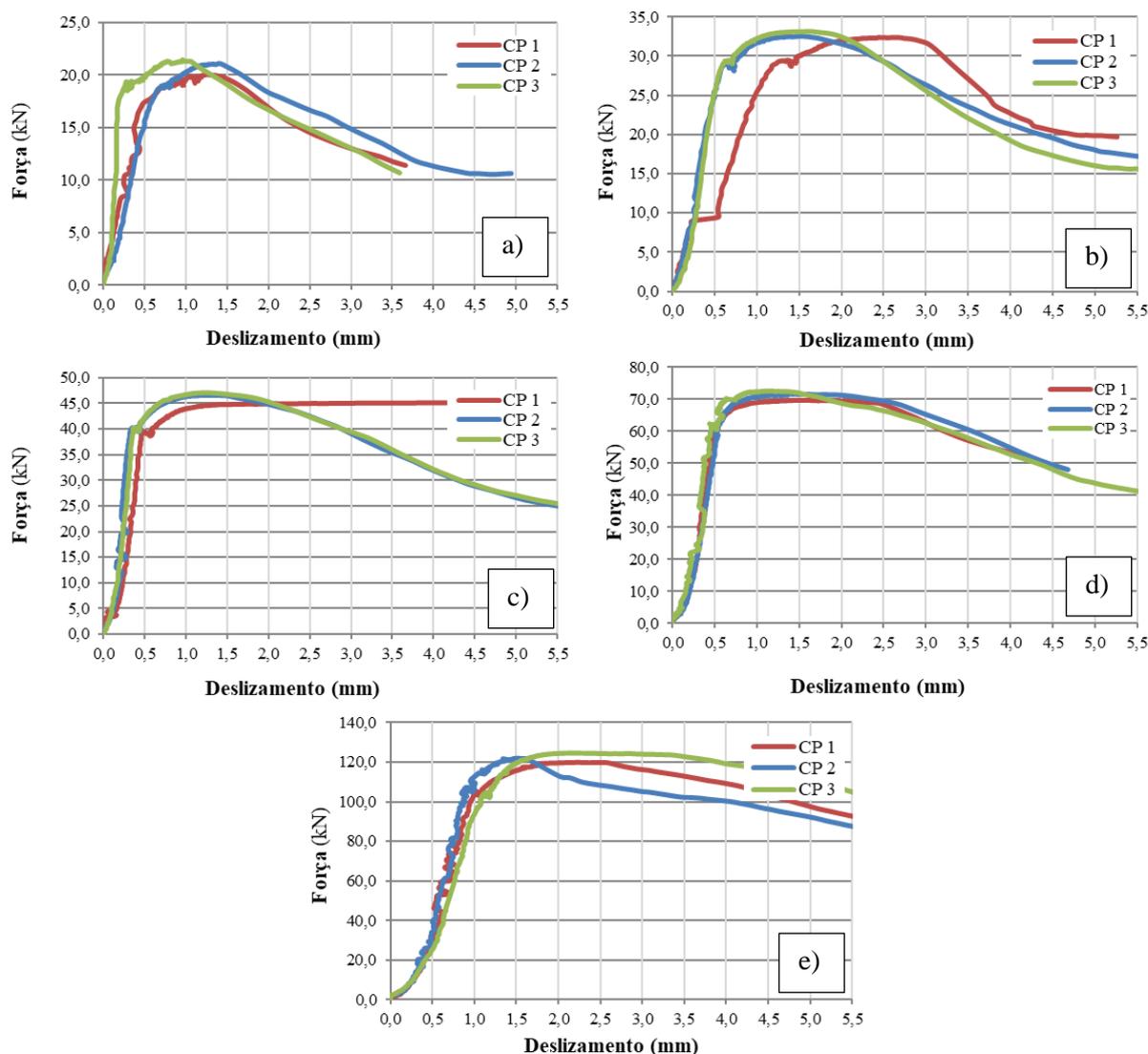
Todas as amostras ensaiadas para o CAABCC3 apresentaram modo de ruptura por arrancamento da barra por deslizamento progressivo (tabelas 6.16 e 6.17). Nas Figuras 6.5 e 6.16 são apresentados os diagramas força *versus* deslizamento das barras para cada bitola específica para a idade de 7 e 28 dias do CAABCC3, respectivamente. Consta-se qualitativamente que todas as curvas apresentaram proximidade no quesito comportamento dos corpos de prova para cada grupo de ensaio.

Figura 6.15 Modelos de arrancamento para o CAABCC3 aos 7 dias para as variadas bitolas - a) 6,3 mm; b) 8,0 mm; c) 10,0 mm; d) 12,5 mm e e) 16 mm



Fonte: Autor (2018).

Figura 6.16 Modelos de arrancamento para o CAABCC3 aos 28 dias para as variadas bitolas - a) 6,3 mm; b) 8,0 mm; c) 10,0 mm; d) 12,5 mm e e) 16 mm



Fonte: Autor (2018).

Ao realizar o ensaio da amostra CAAR-B6,3-7-2 (Figura 6.15a) houve problemas na leitura do deslizamento da barra no início do ensaio, assim, não sendo possível obter os dados necessários para realização da análise da amostra como gerar o diagrama força *versus* deslizamento da barra.

Nas tabelas 6.16 e 6.17 encontram-se os resultados da força última e deslizamento último dos ensaios de arrancamento para o CAABCC3, assim como a Tabela 6.18 e 6.19 indicam os resultados obtidos de acordo com a Equação 6.1 e 6.2, e o seu modo de ruptura.

Tabela 6.16 Variação da força de ruptura nos ensaios de arrancamento para o CAABCC3 aos 7 dias

Amostras	CAABCC3- B6,3-7		CAABCC3- B8-7		CAABCC3- B10-7		CAABCC3- B12,5-7		CAABCC3- B16-7	
	Pu (kN)	δu (mm)	Pu (kN)	δu (mm)	Pu (kN)	δu (mm)	Pu (kN)	δu (mm)	Pu (kN)	δu (mm)
1	16,91	0,62	26,54	0,68	36,62	0,69	59,12	1,10	101,03	1,05
2	-	-	27,11	0,80	37,10	0,76	60,21	0,83	97,89	0,78
3	15,98	0,80	26,62	0,64	37,51	0,78	56,14	0,98	97,36	0,74
Média	16,45	0,71	26,76	0,71	37,08	0,74	58,49	0,97	98,76	0,86
DP	0,66	0,13	0,31	0,08	0,45	0,05	2,11	0,14	1,98	0,17
CV (%)	4,00	17,93	1,15	11,78	1,20	6,36	3,60	13,95	2,01	19,68

Fonte: Autor (2018).

Tabela 6.17 Variação da força de ruptura nos ensaios de arrancamento para o CAABCC3 aos 28 dias

Amostras	CAABCC3- B6,3-28		CAABCC3- B8-28		CAABCC3- B10-28		CAABCC3- B12,5-28		CAABCC3- B16-28	
	Pu (kN)	δu (mm)	Pu (kN)	δu (mm)	Pu (kN)	δu (mm)	Pu (kN)	δu (mm)	Pu (kN)	δu (mm)
1	20,08	1,26	32,40	2,44	45,25	1,29	69,69	1,59	119,94	2,24
2	21,11	1,4	32,53	1,53	46,60	1,36	71,60	1,40	122,00	1,51
3	21,46	0,96	33,15	1,62	47,09	1,25	72,57	1,11	124,70	2,24
Média	20,88	1,21	32,69	1,86	46,31	1,30	71,29	1,37	122,21	2,00
DP	0,72	0,22	0,40	0,50	0,95	0,06	1,47	0,24	2,39	0,42
CV (%)	3,44%	18,63%	1,23%	26,91%	2,06%	4,28%	2,06%	17,69%	1,95%	21,11%

Fonte: Autor (2018).

Como observado nos concretos anteriores (CAAR, CAABCC1e CAABCC2), o desvio padrão e o coeficiente de variação tiveram o mesmo comportamento para o CAABCC3 (tabelas 6.16 e 6.17). O desvio padrão dentro dos limites para classificar-se como excelente, abaixo de 2,7 e o coeficiente de variação para a tensão de aderência na maioria dos casos com valores menores que 10%.

Como observado nos resultados anteriores referentes ao CAAR, CAABCC1 e CAABCC2, ocorre maior variação relacionado ao $\tau_{0,01}$, que é a tensão para deslizamento da barra de 0,01 mm. Destaca-se que o segundo modelo (Tabela 6.18) ensaiado referente à barra de 16 mm na idade de 7 dias apresentou valores para $\tau_{0,01}$ e $\tau_{0,1}$ muito diferentes dos demais, o que indica possível falha da leitura do deslizamento.

Tabela 6.18 Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento para o CAABCC3 aos 7 dias

Amostras	$\tau_{0,01}$ (MPa)	$\tau_{0,1}$ (MPa)	$\tau_{1,0}$ (MPa)	τ_m (MPa)	τ_u (MPa)	Modo de Ruptura
CAABCC3-B6,3-7-1	1,49	9,22	27,04	12,58	27,12	Arrancamento
CAABCC3-B6,3-7-2	-	-	-	-	-	Arrancamento
CAABCC3-B6,3-7-3	5,18	10,73	25,58	13,83	25,63	Arrancamento
Média (MPa)	3,34	9,98	26,31	13,21	26,38	
DP (MPa)	2,61	1,07	1,03	0,88	1,05	
C.V (%)	78,24%	10,70%	3,92%	6,67%	3,99%	
CAABCC3-B8-7-1	4,00	11,44	26,39	13,94	26,40	Arrancamento
CAABCC3-B8-7-2	0,56	5,39	26,9	10,95	26,97	Arrancamento
CAABCC3-B8-7-3	1,54	10,52	26,17	12,74	26,48	Arrancamento
Média (MPa)	2,03	9,12	26,49	12,55	26,62	
DP (MPa)	1,77	3,26	0,37	1,51	0,31	
C.V (%)	87,16%	35,76%	1,41%	12,01%	1,16%	
CAABCC3-B10-7-1	1,39	6,11	23,01	10,17	23,31	Arrancamento
CAABCC3-B10-7-2	0,18	2,44	23,22	8,61	23,62	Arrancamento
CAABCC3-B10-7-3	1,71	4,12	23,84	9,89	23,88	Arrancamento
Média (MPa)	1,09	4,22	23,36	9,56	23,60	
DP (MPa)	0,81	1,84	0,43	0,83	0,29	
C.V (%)	73,81%	43,50%	1,85%	8,68%	1,21%	
CAABCC3-B12,5-7-1	2,33	14,98	24,00	13,77	24,09	Arrancamento
CAABCC3-B12,5-7-2	1,78	14,46	24,41	13,55	24,53	Arrancamento
CAABCC3-B12,5-7-3	1,66	5,06	22,39	9,70	22,87	Arrancamento
Média (MPa)	1,92	11,50	23,60	12,34	23,83	
DP (MPa)	0,36	5,58	1,07	2,29	0,86	
C.V (%)	18,57%	48,55%	4,52%	18,53%	3,61%	
CAABCC3-B16-7-1	2,58	7,70	25,02	11,77	25,12	Arrancamento
CAABCC3-B16-7-2	0,37	0,94	24,07	8,46	24,34	Arrancamento
CAABCC3-B16-7-3	0,53	13,76	23,71	12,67		Arrancamento
Média (MPa)	1,16	7,47	24,27	10,96	24,73	
DP (MPa)	1,23	6,41	0,68	2,22	0,55	
C.V (%)	106,24%	85,89%	2,79%	20,20%	2,23%	

Fonte: Autor (2018).

Nas tabelas 6.16, 6.17, 6.18 e 6.19 observa-se um aumento de força média aplicada nos modelos, uma vez que são aumentados o diâmetro da barra de aço e a resistência do concreto. Além disto, verifica-se na Tabela 6.17 o modelo que apresentou em média, o máximo deslizamento, foi o CAABCC3-B16-28. O modelo com a máxima tensão, em média, foi o

CAABCC3-B6,3-28, segundo a Tabela 6.19. Isto significa que, o deslizamento não é proporcional à tensão e sim à força aplicada.

Tabela 6.19 Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento para o CAABCC3 aos 28 dias

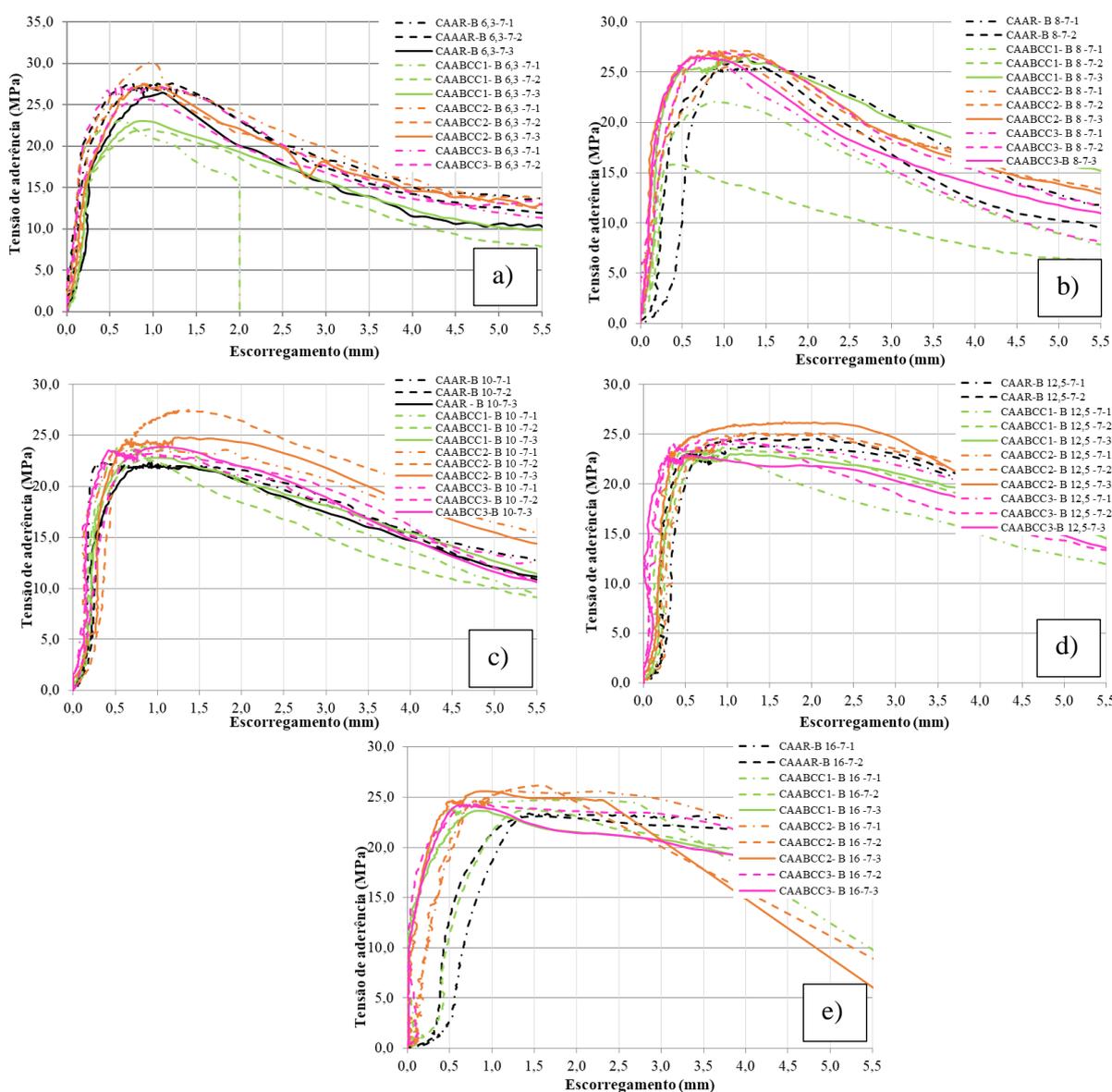
Amostras	$\tau_{0,01}$ (MPa)	$\tau_{0,1}$ (MPa)	$\tau_{1,0}$ (MPa)	τ_m (MPa)	τ_u (MPa)	Modo de ruptura
CAABCC3-B6,3-28-1	2,02	6,82	31,42	13,42	32,21	Arrancamento
CAABCC3-B6,3-28-2	1,41	3,61	32,58	12,53	33,86	Arrancamento
CAABCC3-B6,3-28-3	0,69	6,91	34,17	13,92	34,42	Arrancamento
Média (MPa)	1,37	5,78	32,72	13,29	33,50	
DP (MPa)	0,67	1,88	1,38	0,70	1,15	
C.V (%)	48,48%	32,52%	4,22%	5,29%	3,43%	
CAABCC3-B8-28-1	0,79	3,71	25,67	10,06	32,23	Arrancamento
CAABCC3-B8-28-2	0,65	2,91	31,58	11,71	32,36	Arrancamento
CAABCC3-B8-28-3	0,31	2,05	32,09	11,48	32,98	Arrancamento
Média (MPa)	0,58	2,89	29,78	11,08	32,52	
DP (MPa)	0,25	0,83	3,57	0,90	0,40	
C.V (%)	42,32%	28,73%	11,98%	8,10%	1,23%	
CAABCC3-B10-28-1	1,59	2,50	27,99	10,69	28,81	Arrancamento
CAABCC3-B10-28-2	0,73	2,38	29,48	10,86	29,67	Arrancamento
CAABCC3-B10-28-3	0,46	3,26	29,71	11,14	29,98	Arrancamento
Média (MPa)	0,93	2,71	29,06	10,90	29,49	
DP (MPa)	0,59	0,48	0,93	0,23	0,61	
C.V (%)	63,68%	17,59%	3,21%	2,08%	2,06%	
CAABCC3-B12,5-28-1	0,39	1,72	28,10	10,07	28,39	Arrancamento
CAABCC3-B12,5-28-2	0,45	1,62	28,87	10,31	29,17	Arrancamento
CAABCC3-B12,5-28-3	0,51	1,96	29,45	10,64	29,57	Arrancamento
Média (MPa)	0,45	1,77	28,81	10,34	29,04	
DP (MPa)	0,06	0,17	0,68	0,29	0,60	
C.V (%)	13,33%	9,89%	2,35%	2,77%	2,07%	
CAABCC3-B16-28-1	0,29	0,66	26,15	9,03	29,83	Arrancamento
CAABCC3-B16-28-2	0,46	0,75	27,10	9,44	30,34	Arrancamento
CAABCC3-B16-28-3	0,60	1,04	23,27	8,30	31,01	Arrancamento
Média (MPa)	0,45	0,82	25,51	8,92	30,39	
DP (MPa)	0,16	0,20	1,99	0,57	0,59	
C.V (%)	34,50%	24,32%	7,82%	6,44%	1,95%	

Fonte: Autor (2018).

6.5.5 Comportamento da tensão de aderência

Na Figura 6.17 e 6.18 verifica-se o comportamento dos concretos CAAR, CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3 na idade de 7 e 28 dias para todas as bitolas analisadas, respectivamente.

Figura 6.17 Comportamento da tensão de aderência aço-concreto para todos os concretos aos 7 dias - a) 6,3 mm; b) 8,0 mm; c) 10 mm; d) 12,5 mm e e) 16 mm

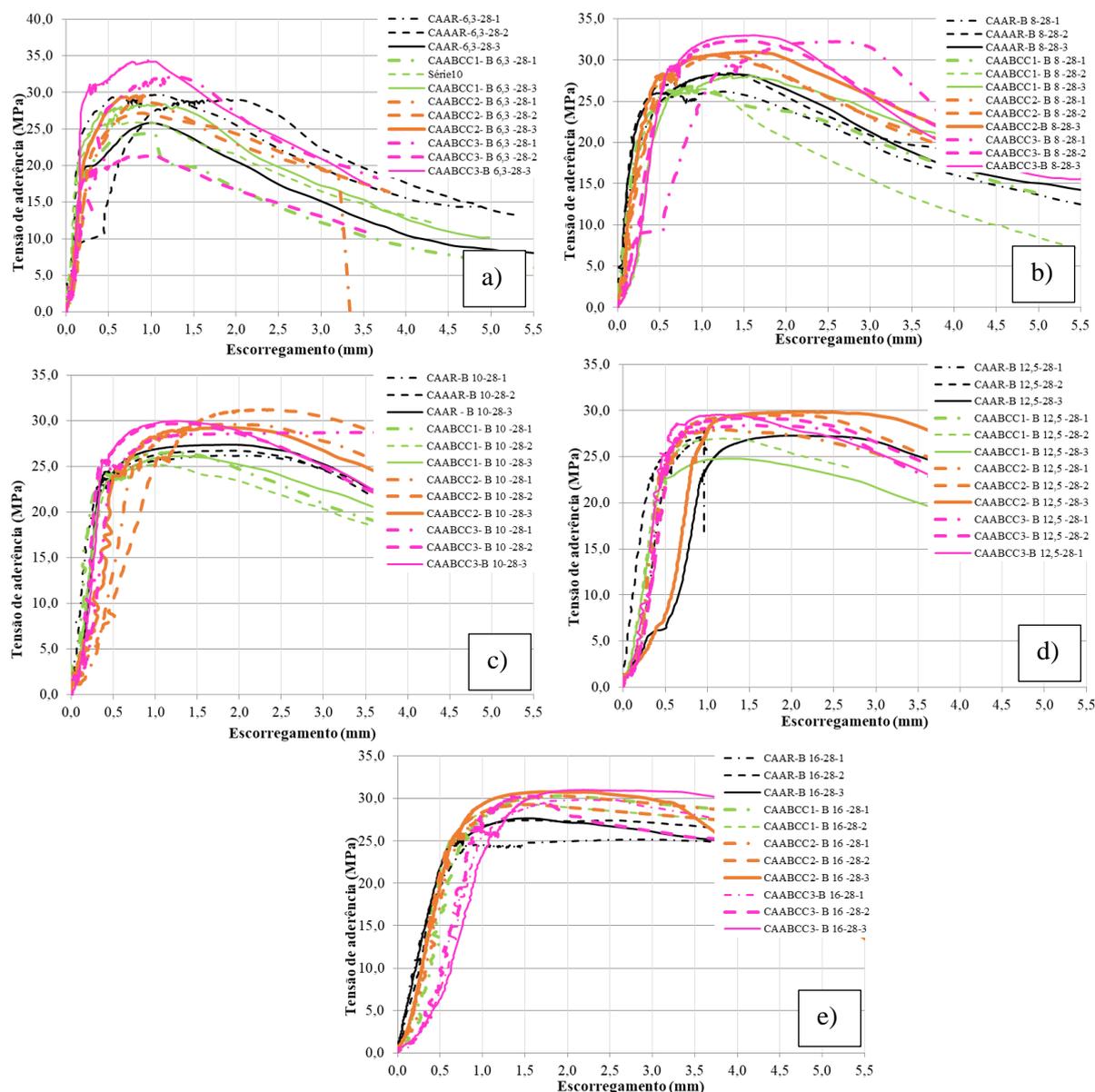


Fonte: Autor (2018).

De acordo com a Figura 6.17, pode-se verificar que as amostras dos concretos com baixo consumo de cimento apresentaram comportamento e rigidez bem próximos e/ou superior ao concreto de referência aos 7 dias independentemente da bitola analisada. Ao comparar o desempenho

apresentado nas Figuras 6.17 e 6.18, pode-se perceber que os resultados para os 7 dias e 28 dias de idade qualitativamente o ganho de tensão com a idade.

Figura 6.18 Comportamento da tensão de aderência aço-concreto para todos os concretos aos 28 dias - a) 6,3 mm; b) 8,0 mm; c) 10 mm; d) 12,5 mm e e) 16 mm



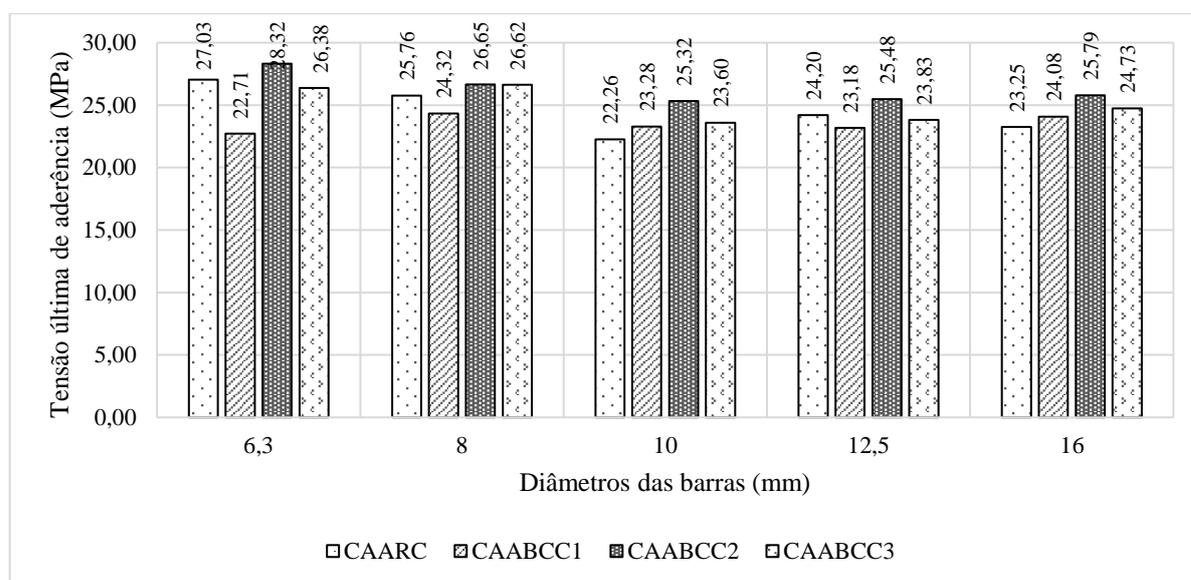
Fonte: Autor (2018).

Comportamentos semelhantes àqueles apresentados pelos concretos aos 7 dias são observados para os ensaios aos 28 dias de acordo com a Figura 6.18. Os corpos de prova dos concretos CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3 apresentaram rigidezes superiores ao CAAR, ou bem próximos.

6.5.6 Efeito da resistência à compressão do concreto e efeito do diâmetro da barra

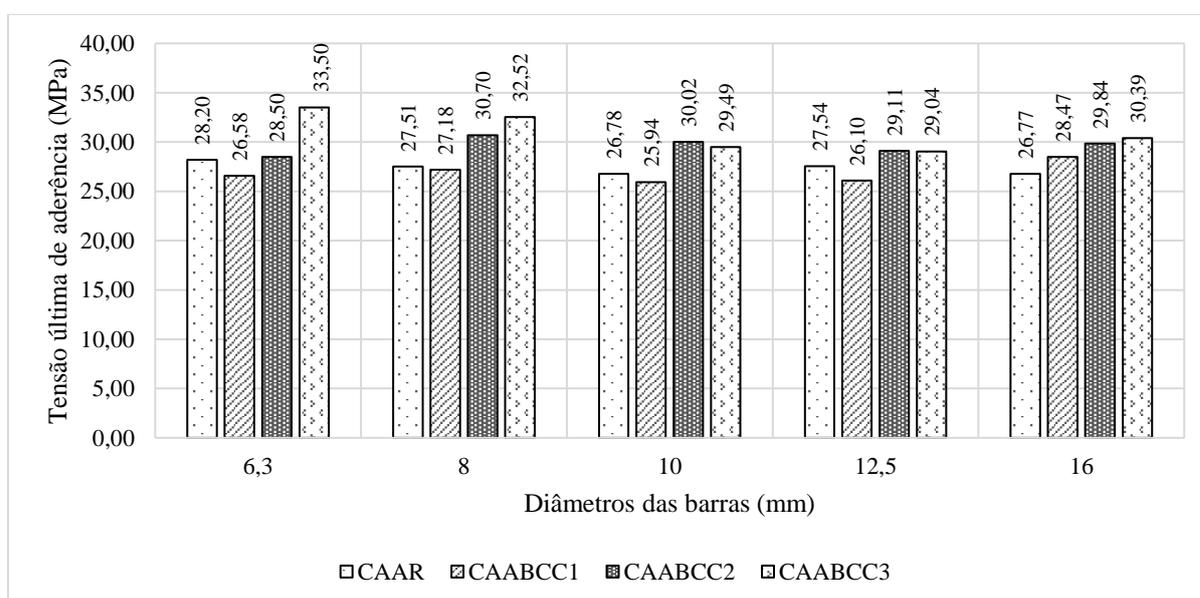
De acordo com o gráfico apresentado na Figura 6.19, pode-se dizer que o diâmetro da barra e a resistência à compressão do concreto não se mostraram significativos na tensão de aderência máxima (τ_u) para a série 1 (7 dias).

Figura 6.19 Análise comparativa dos resultados de resistência de aderência para os concretos estudados aos 7 dias



Fonte: Autor (2018).

Figura 6.20 Análise comparativa dos resultados de resistência de aderência para os concretos estudados aos 28 dias



Fonte: Autor (2018).

Já de acordo com o gráfico apresentado na Figura 6.20, pode-se dizer que a variação do diâmetro da barra, de mesmo concreto, não se mostrou significativo na tensão de aderência máxima (τ_u) com valores bem próximos entre elas. Em contrapartida, a resistência do concreto apresentou-se como fator significativo para a série 2 (28 dias), apresentando valores de tensão de aderência máxima (τ_u) diferentes para barras de mesmo diâmetro com tipos de concretos distintos.

Nas Figuras 6.19 e 6.20 pode ser visto que há uma variação na tensão máxima, a qual é maior para menores diâmetros. Aqui a tensão última de aderência ou tensão máxima (τ_u) se refere ao maior valor de tensão obtido no ensaio. No caso dos corpos de prova do CAABCC1, por exemplo, a tensão máxima de aderência para as barras de 6,3 mm foi de 22,71 MPa, muito próximo do valor obtido para as barras de 8,0 mm (24,32 MPa), 2,45% menor que a barra de 10,0 mm e menor 2,03% e 5,69%, respectivamente, para as barras de 12,5 e 16 mm, comportamento que se assemelha a série 2 para a idade de 28 dias. Análises e comportamentos semelhantes foram observados por outros autores, como por exemplo, Eligehausen *et al.* (1983), Alavi-Fard (1999) e Storch (2018), que relataram uma pequena diminuição na tensão máxima para diâmetros maiores.

Pode-se observar nas Figuras 6.19 e 6.20 a influência da resistência à compressão na tensão máxima de aderência dos modelos de arrancamento. Verifica-se que há um acréscimo de tensão máxima de aderência à medida que se aumenta a resistência à compressão. O CAAR apresentou uma resistência à compressão média de 46,47 MPa aos 7 dias e 75,14 MPa aos 28 dias, CAABCC1 de 41,08 MPa e 65,74 MPa aos 7 dias e 28 dias, respectivamente, CAABCC2 de 48,26 MPa aos 7 dias e 74,29 MPa aos 28 dias, e por fim, 40,44 MPa aos 7 dias e 72,39 MPa aos 28 dias para o CAABCC3.

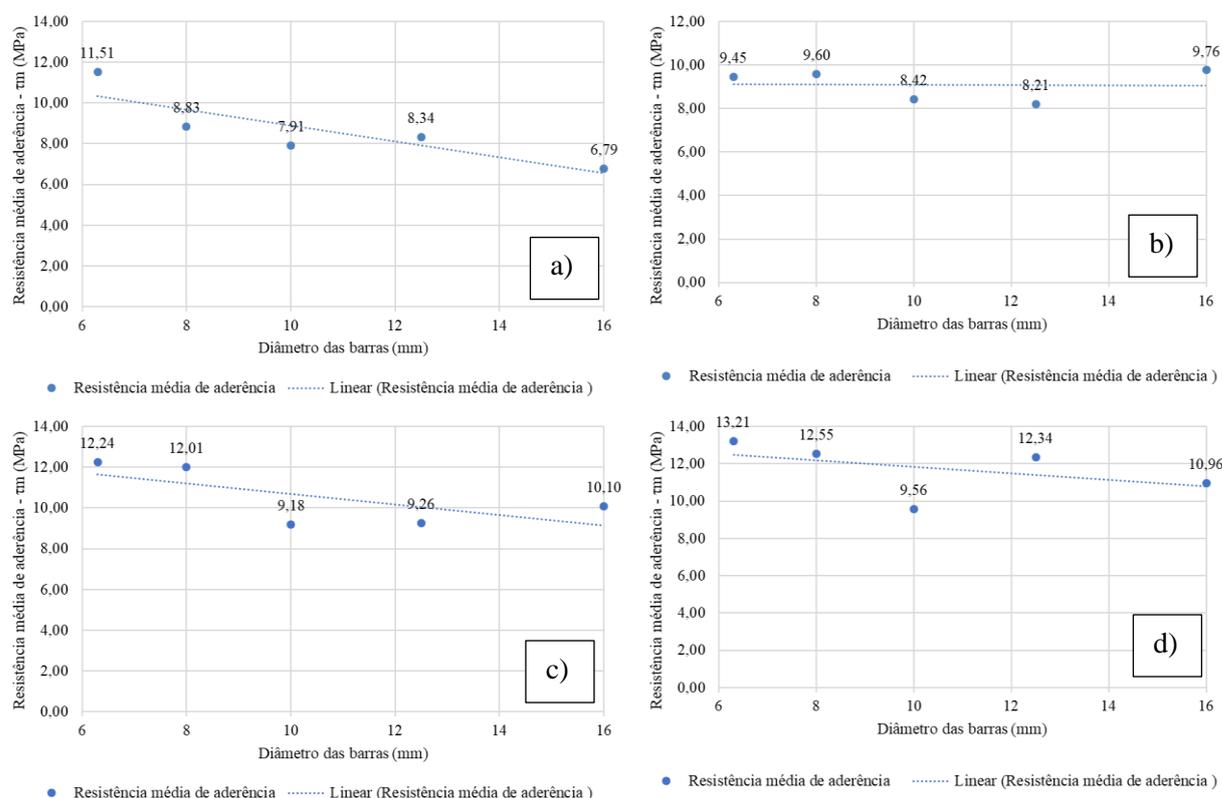
Os concretos com maiores resistências, CAAR e CAABCC2, foram os que apresentaram maiores valores de aderência para idade de 7 dias. Por exemplo, para a barra com diâmetro igual a 6,3 mm, a média das tensões máximas obtidas foram de 27,03 e 28,32 MPa para o CAAR e CAABCC2, respectivamente. Esta média foi de 22,71 MPa e 26,38 MPa para CAABCC1 e CAABCC3, respectivamente. Tal comportamento se manteve em boa parte das bitolas analisadas. Aos 28 dias o comportamento foi de forma um pouco diferente, tendo a predominância de melhor comportamento o CAABCC3, concreto com o menor consumo de cimento, porém de resistência à compressão bem próxima aos 28 dias para os concretos CAAR e CAABCC2.

Alavi-Fard (1999) em sua pesquisa os resultados indicaram que a aderência é fortemente

influenciada pela resistência à compressão e que o comportamento é semelhante ao observado por Eligehausen (1983).

Outro ponto que vale ressaltar é a tendência de redução da resistência média de aderência (τ_m) conforme ocorre o aumento do diâmetro da barra (Figuras 6.21 e 6.22).

Figura 6.21 Resistência média de compressão versus diâmetro de barras - 7 dias - a) CAAR, b) CAABCC1, c) CAABCC2 e d) CAABCC3



Fonte: Autor (2018).

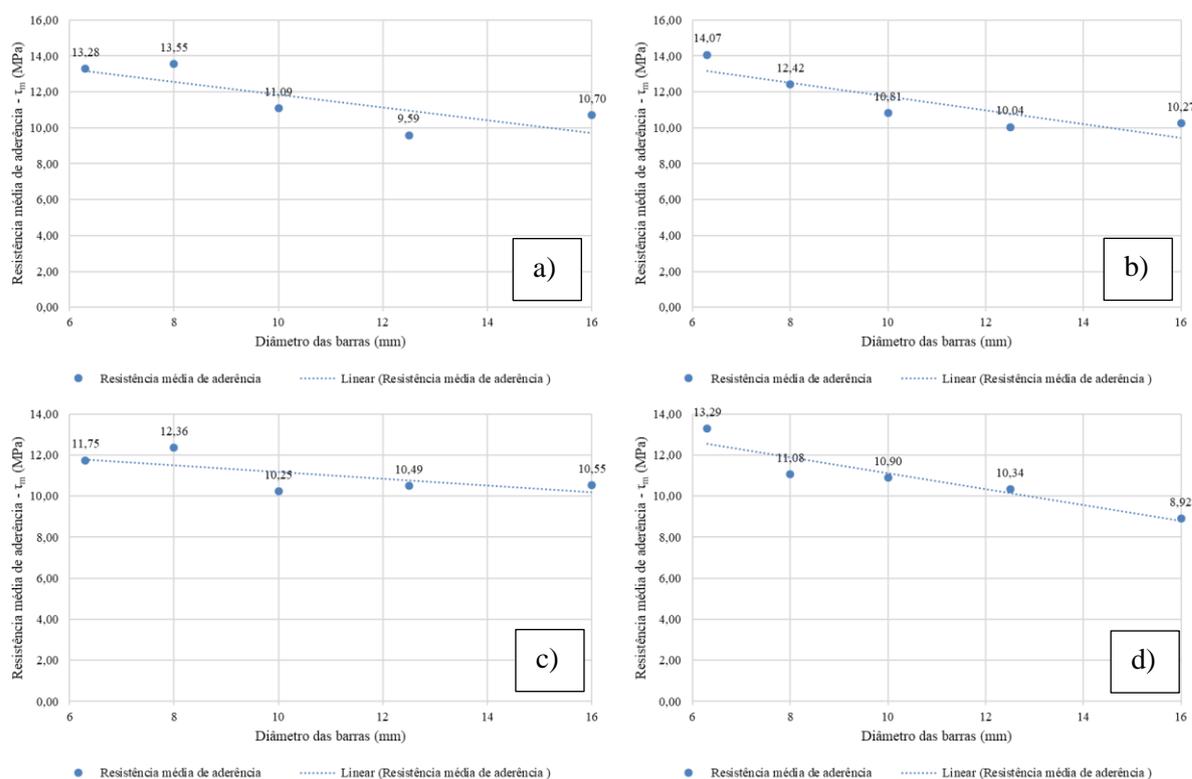
Tal comportamento é oriundo da conformação superficial das barras. Barras com diâmetros menores apresentam uma densidade maior de nervura por comprimento linear de barra, no qual essa alta aderência é devido a um maior número de nervuras presentes, e assim, mobilizando forças localizadas e por consequência aumentando significativamente a aderência (Figura 6.22). Estudos sobre esta questão também foram apresentados por alguns pesquisadores como Clark (1946)⁶ *apud* Alavi-Fard (1999), Rehm (1961)⁷ *apud* Sartori (2003) e Abrams

⁶ Clark, A. P. **Comparative Bond Efficiency of Deformed Concrete Reinforcing Bars**. Proceedings. ACI Journal, vol 43, p. 381-400, 1946.

⁷ REHM, G. **The Fundamental Law of Bond**, Proceedings, In: SYMPOSIUM ON BOND AND CRACK FORMATION IN REINFORCED CONCRETE, Stockholm, Paris, 1957.

(1913)⁸ *apud* Alavi-Fard (1999), apontando que uma maior quantidade de nervuras fornecia um aumento na resistência de aderência pelo apoio direto das projeções das nervuras no concreto adjacente.

Figura 6.22 Resistência média de compressão versus diâmetro de barras - 28 dias - a) CAAR, b) CAABCC1, c) CAABCC2 e d) CAABCC3



Fonte: Autor (2018).

6.5.7 Efeito da redução do consumo de cimento

Os concretos verificados nesta pesquisa apresentaram os seguintes consumos de cimento: 434,06 kg/m³, 358,10 kg/m³, 347,25 kg/m³, 325,54 kg/m³ sendo respectivamente, CAAR, CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3, indicando respectivamente uma redução de cimento de 75,96 kg/m³, 86,81 kg/m³ e 108,52 kg/m³ em comparação ao concreto de referência (CAAR).

Para as amostras elaboradas com os materiais caracterizados nesta pesquisa, com esses mesmos concretos indicados, não apresentaram diferença significativa no quesito de aderência, mostrando que a redução de cimento para os concretos produzidos não influenciou o

⁸ ABRAMS, D. A. Test of Bond Between Concrete and Steel. *University of Illinois bulletin*, Vol. 11, n. 15, p. 238, 1913.

comportamento de aderência neste caso, no qual os valores de relação (τ_m / f_c) da Tabela 6.20, indicam que as amostras apresentam resultados similares,. Sendo (τ_m / f_c) a razão entre a tensão média de aderência e a resistência à compressão do concreto aos 28 dias.

Tabela 6.20 Relação tensão de aderência média e resistência à compressão aos 28 dias

Dosagem	Diâmetro (mm)	τ_m (MPa)	f_c (MPa)	τ_m / f_c
CAAR	6,3	13,28	75,14	0,18
CAABCC1		14,07	65,74	0,21
CAABCC2		11,75	74,29	0,16
CAABCC3		13,29	72,39	0,18
CAAR	8,0	13,55	75,14	0,18
CAABCC1		12,42	65,74	0,19
CAABCC2		12,36	74,29	0,17
CAABCC3		11,08	72,39	0,15
CAAR	10,0	11,09	75,14	0,15
CAABCC1		10,81	65,74	0,16
CAABCC2		10,25	74,29	0,14
CAABCC3		10,90	72,39	0,15
CAAR	12,5	9,59	75,14	0,13
CAABCC1		10,04	65,74	0,15
CAABCC2		10,49	74,29	0,14
CAABCC3		10,34	72,39	0,14
CAAR	16,0	10,70	75,14	0,14
CAABCC1		10,27	65,74	0,16
CAABCC2		10,55	74,29	0,14
CAABCC3		8,92	72,39	0,12

Fonte: Autor (2018).

Outro aspecto que evidencia tal comportamento é a comparação entre o deslizamento último e tensão última de aderência entre as amostras com os diversos tipos de diâmetros de barra para os diferentes concretos analisados aos 28 dias (Tabela 6.21)

Tabela 6.21 Comparação entre deslizamento último e tensão última - 28 dias

Dosagem	Idade (dias)	Diâmetro (mm)	δ_u (mm)	δ_u Relativo	τ_u (MPa)	τ_u Relativo
CAAR	28	6,3	1,31	1,00	28,20	1,00
CAABCC1			0,93	0,71	26,58	0,94
CAABCC2			0,93	0,71	28,50	1,01
CAABCC3			1,21	0,92	33,50	1,19
CAAR	28	8,0	1,31	1,00	27,51	1,00
CAABCC1			1,34	1,02	27,18	0,99
CAABCC2			1,34	1,02	30,70	1,12
CAABCC3			1,86	1,42	32,52	1,18
CAAR	28	10,0	1,78	1,00	26,78	1,00
CAABCC1			1,17	0,66	25,94	0,97
CAABCC2			1,96	1,10	30,02	1,12
CAABCC3			1,30	0,73	29,49	1,10
CAAR	28	12,5	1,31	1,00	27,54	1,00
CAABCC1			1,23	0,94	26,10	0,95
CAABCC2			1,79	1,37	29,11	1,06
CAABCC3			1,37	1,05	29,04	1,05
CAAR	28	16,0	1,94	1,00	26,77	1,00
CAABCC1			1,77	0,91	28,47	1,06
CAABCC2			1,75	0,90	30,15	1,13
CAABCC3			2,00	1,03	30,39	1,14

Fonte: Autor (2018).

De acordo com a Tabela 6.21 verifica-se que a tensão última de aderência e o deslizamento último aumentaram de acordo com o aumento do diâmetro da barra. A maior tensão última de aderência para as amostras com barra de 6,3 mm foi aproximadamente de 19% maior que o CAAR, 18% maior para a barra de 8 mm comparando CAABCC3 e CAAR, 12 % maior para a barra de 10 mm comparando o CAABCC2 e CAAR, 6% maior para a barra de 12,5 mm comparando o CAABCC2 e CAAR e por fim 14% maior para a barra de 16 mm comparando o CAABCC3 e CAAR. Para o deslizamento a maior diferença foi de 10% para a barra de 10 mm.

De forma geral, pode-se concluir que a redução do consumo de cimento dos concretos analisados não provocou e não contribui para redução da resistência de aderência, e em algumas situações se mostrando mais eficiente que o concreto de referência.

6.5.8 Análise comparativa entre os modelos teóricos normativos e experimentais para determinação da aderência

Para efeito comparativo adotou-se a NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) e CEB-FIP (2010) para análise dos resultados experimentais obtidos para todos os concretos aos 28 dias (série 2). As equações para o cálculo da tensão de aderência de ambas as normas são apresentadas na seção 3.6 deste trabalho, assim como os parâmetros de resistência à tração.

Os parâmetros determinados em laboratório e adotados para comparação foram: Tensão média de aderência (τ_m) e a tensão última de aderência (τ_u). Ao serem comparados os valores calculados pelas equações normativas, considerou-se o coeficiente de ponderação da resistência do concreto γ_c como 1,4, e posteriormente o referido coeficiente de segurança foi desconsiderado para efeito de cálculo.

É apresentado na Tabela 6.22 os resultados obtidos para os modelos estudados de acordo com a NBR 6118:2014 (ABNT,2014) e CEB-FIB (2010).

Tabela 6.22 Valores de resistência de aderência de cálculo - 28 dias

Concretos	ABNT NBR 6118:2014					CEB-FIB 2010	
	f_{ctm} (MPa)	f_{ctkinf} (MPa)	f_{ctd} (MPa)	f_{bd}^* (MPa)	f_{bd}^{**} (MPa)	f_{b0}^* (MPa)	f_{b0}^{**} (MPa)
CAAR	6,53	4,57	3,27	7,35	5,25	3,49	2,49
CAABCC1	5,76	4,03	2,88	6,48	4,63	3,26	2,33
CAABCC2	6,06	4,24	3,03	6,81	4,86	3,47	2,48
CAABCC3	6,39	4,47	3,2	7,19	5,14	3,42	2,45

*valor com γ_c e **valor sem γ_c

Fonte: Autor (2018).

São apresentados nas tabelas 6.23 e 6.24 os valores de tensão média de aderência e tensão última de aderência obtidas nos procedimentos experimentais para todos os concretos e tipos de barras aos 28 dias, comparados simultaneamente com a NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) e CEB-FIB (2010). A análise foi realizada pela divisão dos valores experimentais com o valor obtido pelo parâmetro normativo.

Tabela 6.23 Relação dos valores experimentais e ABNT NBR 6118:2014 - 28 dias

Dosagem	Diâmetro (mm)	τ_m (MPa) Exp.	$\tau_m \text{ exp. / NBR 6118}^*$	$\tau_m \text{ exp. / NBR 6118}^{**}$	τ_u (MPa) Exp.	$\tau_u \text{ exp. / NBR 6118}^*$	$\tau_u \text{ exp. / NBR 6118}^{**}$
CAAR	6,3	13,28	1,81	2,53	28,20	3,84	5,37
CAABCC1		14,07	2,17	3,04	26,58	4,10	5,74
CAABCC2		11,75	1,73	2,42	28,50	4,19	5,86
CAABCC3		13,29	1,85	2,59	33,50	4,66	6,52
CAAR	8,0	13,55	1,84	2,58	27,51	3,74	5,24
CAABCC1		12,42	1,92	2,68	27,18	4,19	5,87
CAABCC2		12,36	1,81	2,54	30,70	4,51	6,31
CAABCC3		11,08	1,54	2,16	32,52	4,52	6,33
CAAR	10,0	11,09	1,51	2,11	26,78	3,64	5,10
CAABCC1		10,81	1,67	2,34	25,94	4,00	5,60
CAABCC2		10,25	1,51	2,11	30,02	4,41	6,17
CAABCC3		10,90	1,52	2,12	29,49	4,10	5,74
CAAR	12,5	9,59	1,30	1,83	27,54	3,75	5,25
CAABCC1		10,04	1,55	2,17	26,10	4,03	5,64
CAABCC2		10,49	1,54	2,16	29,11	4,27	5,98
CAABCC3		10,34	1,44	2,01	29,04	4,04	5,65
CAAR	16,0	10,70	1,46	2,04	26,77	3,64	5,10
CAABCC1		10,27	1,58	2,22	28,47	4,39	6,15
CAABCC2		10,55	1,55	2,17	30,15	4,43	6,20
CAABCC3		8,92	1,24	1,74	30,39	4,23	5,92

*valor com γ_c e **valor sem γ_c

Fonte: Autor (2018).

Um aspecto relevante de ser analisado é o valor de cálculo de resistência de aderência proposto pela NBR 6118:2014 (ABNT, 2014). O valor calculado obtido por meio dos critérios normativos, independentemente da consideração do γ_c , mostrou-se muito menor que os valores obtidos em laboratório, podendo chegar até 2,7 vezes menor para a tensão média de aderência (τ_m) e quase 7 vezes menor que a tensão última de aderência (τ_u).

A referida norma considera a resistência característica à tração do concreto, com seus respectivos coeficientes de minoração, assim como outros coeficientes, sem levar em consideração, entretanto, a qualidade e a dosagem do concreto. Além disso, adota como perda de aderência a ruptura por adesão. Nota-se que o processo de cálculo atual tende a subestimar de forma considerável a aderência.

O valor de resistência de aderência é fundamental para a determinação do comprimento

mínimo de ancoragem (l_b) necessário para que o aço entre em escoamento antes de gerar o escorregamento da barra com o concreto, assim, colaborando para a funcionalidade do princípio de transferência dos esforços do concreto para a armadura. Portanto, valores minorados de resistência de aderência coincidirão com valores majorados do comprimento mínimo de ancoragem, o que indica que a NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) está a favor da segurança, ainda que com elevado coeficiente, como pode ser observado na Figura 6.23.

Tabela 6.24 Relação dos valores experimentais e CEB-FIP (2010) - 28 dias

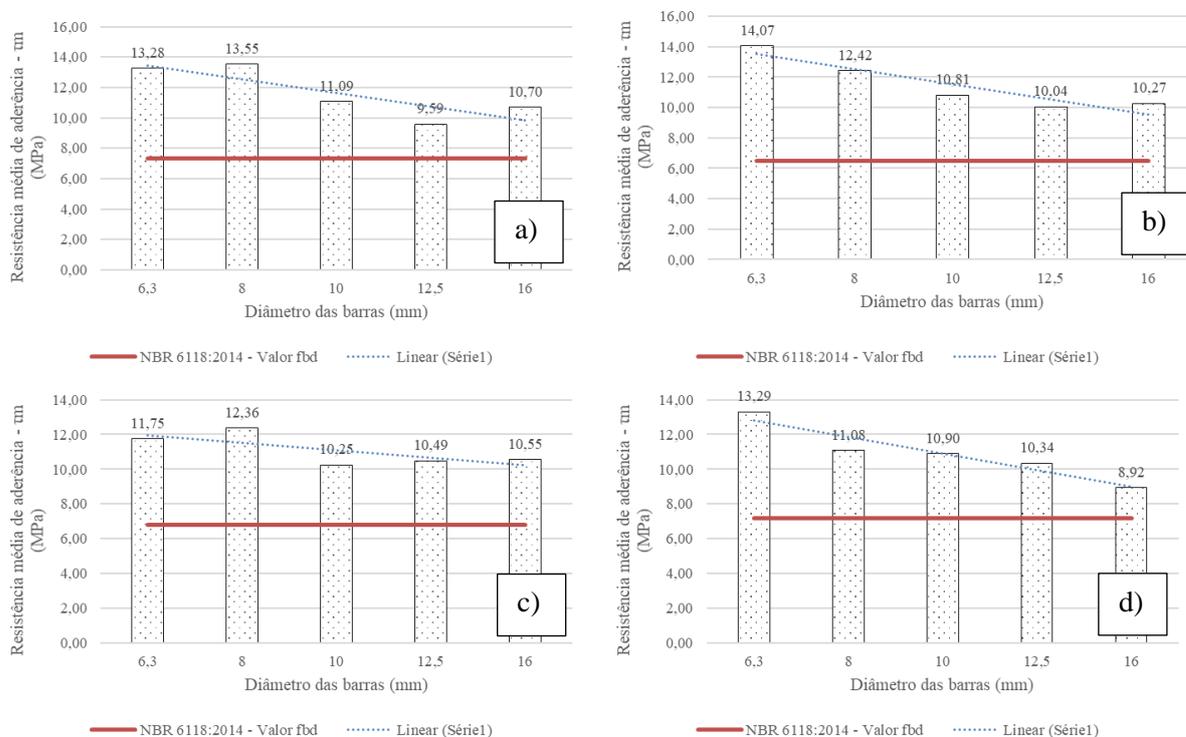
Dosagem	Diâmetro (mm)	τ_m (MPa) Exp.	$\tau_{m \text{ exp.}} / \text{CEB-FIP (2010)}^*$	$\tau_{m \text{ exp.}} / \text{CEB-FIP (2010)}^{**}$	τ_u (MPa) Exp.	$\tau_{u \text{ exp.}} / \text{CEB-FIP (2010)}^*$	$\tau_{u \text{ exp.}} / \text{CEB-FIP (2010)}^{**}$
CAAR	6,3	13,28	3,81	5,33	28,20	8,08	11,32
CAABCC1		14,07	4,31	6,04	26,58	7,62	11,40
CAABCC2		11,75	3,39	4,74	28,50	8,17	11,50
CAABCC3		13,29	3,88	5,43	33,50	9,60	13,70
CAAR	8,0	13,55	3,88	5,44	27,51	7,88	11,04
CAABCC1		12,42	3,81	5,33	27,18	8,33	11,66
CAABCC2		12,36	3,56	4,99	30,70	8,85	12,39
CAABCC3		11,08	3,24	4,53	32,52	9,50	13,29
CAAR	10,0	11,09	3,18	4,45	26,78	7,68	10,75
CAABCC1		10,81	3,31	4,64	25,94	7,95	11,13
CAABCC2		10,25	2,95	4,14	30,02	8,65	12,11
CAABCC3		10,90	3,18	4,46	29,49	8,61	12,06
CAAR	12,5	9,59	2,75	3,85	27,54	7,89	11,05
CAABCC1		10,04	3,08	4,31	26,10	8,00	11,20
CAABCC2		10,49	3,02	4,23	29,11	8,39	11,75
CAABCC3		10,34	3,02	4,23	29,04	8,48	11,87
CAAR	16,0	10,70	3,07	4,29	26,77	7,67	10,74
CAABCC1		10,27	3,15	4,41	28,47	8,72	12,21
CAABCC2		10,55	3,04	4,26	30,15	8,69	12,17
CAABCC3		8,92	2,60	3,65	30,39	8,87	12,42

*valor com γ_c e **valor sem γ_c

Fonte: Autor (2018).

De acordo como os valores apresentados nas tabelas 6.23 e 6.24 a NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) e CEB-FIP (2010) se apresentaram bastante conservadoras. O valor de aderência calculado por ambas as normas foi menor do que o valor encontrado experimentalmente por modelos de arrancamento, para todos os casos analisados. Vale ressaltar que comportamentos semelhantes foram obtidos por Storch (2018), Almeida Filho (2006) e Barbosa (2001).

Figura 6.23 Comparação da tensão de aderência média com o limite da ABNT NBR 6118:2014 - 28 dias - a) CAAR, b) CAABCC1, c) CAABCC2 e d) CAABCC3



Fonte: Autor (2018).

6.6 Conclusões

Mediante as análises dos modelos de arrancamento da série 1 (7 dias) e série 2 (28 dias), pode-se concluir que:

- Os modelos de arrancamento constituídos pelos CAABCC apresentaram resistência de aderência superior ou bem próximo ao CAAR, para todos os diâmetros de barras utilizados;
- Referente aos modelos de CAABCC, todos apresentaram pequena variabilidade da força de ruptura, sendo o maior valor obtido de 13,01% para o CAABCC1 para a barra de 8mm aos 7 dias. Somente o valor de deslizamento apresentou grande variação em todos os concretos, inclusive no concreto de referência em ambas as idades;
- Boa parte dos modelos, em todos os concretos analisados, apresentaram ruptura por arrancamento de barra por deslizamento progressivo que é típico do corpo de prova

confinado e, somente em alguns casos ocorreu a ruptura por fendilhamento quando da utilização de barras de 16 mm;

- Com relação à resistência de aderência, os modelos com barras de menor diâmetro apresentaram maior resistência de aderência que as barras de maior diâmetro;
- Tratando do desvio padrão dos resultados obtidos, não houve variação significativa, sendo que boa parte deles permaneceram abaixo do valor de 2,7. Somente no caso da análise do deslizamento de 0,01 mm foi que ocorreu variações elevadíssimas, devido ao valor de adesão do concreto à barra de aço;
- Observa-se uma pequena diminuição na tensão máxima para diâmetros maiores. Mediante as Figuras 6.17 e 6.18 pode ser visto que, para uma mesma faixa de resistência à compressão aos 7 e 28 dias (CAAR, CAABCC2 e CAABCC3), o comportamento dos resultados são bem próximos, demonstrando, portanto, que está independente do diâmetro da barra.

7. Conclusões

Este capítulo tem como por objetivo apresentar as conclusões do trabalho, na tentativa de gerar maior entendimento das propriedades mecânicas dos concretos com baixo consumo de cimento e do comportamento da aderência entre barras de aço e estes concretos. São apresentadas ainda, algumas sugestões para trabalhos futuros.

7.1 Parâmetros de dosagem

Por causa do cenário ambiental atual, mudanças serão necessárias na fabricação do concreto. Incorporação de finos, uso intensivo de materiais cimentícios suplementares, substituição do cimento por materiais alternativos ou até mesmo metodologias de dosagem que contribuam para a redução dos consumos de cimento serão a tônica do concreto do futuro.

Mediante a pesquisa desenvolvida, pode-se constatar que diversas propriedades do concreto dependem diretamente dos materiais empregados e de seu processo de produção. Visando contribuir neste sentido é apresentado a seguir algumas conclusões sintetizadas.

- Esqueletos granulares mais otimizados são cada vez mais necessários à medida que se reduz o consumo de cimento. O controle do empacotamento é fundamental para concretos com consumos reduzidos de cimento. Portanto, aspectos como tamanho dos grãos, distribuição granulométrica e morfologia dos agregados interferem na efetivação do empacotamento;
- A utilização de aditivo superplastificante e em teores adequados são de extrema necessidade para a produção de concretos com consumo de cimento reduzido. Mostrou-se como o ensaio de funil Marsh e Kanro podem ser empregados para a escolha de aditivos e para fixação do consumo;

- Aplicando-se a metodologia de Gomes (2002), somado a redução do volume de pasta, conceitos de empacotamento e dispersão de partículas, foi possível desenvolver um concreto autoadensável com uma redução de 108,52 kg de cimento para 1 m³ de concreto, com resistência à compressão média aos 28 dias de 72,39 MPa, resultando em um consumo de apenas de 325,54 kg de cimento por m³ de concreto. Equivalendo a uma intensidade de ligantes de apenas 4,50 kg/m³/MPa, o que comprovadamente pode ser considerado de baixo consumo de cimento para um concreto autoadensável. Nesta faixa de resistência, são raras as citações técnicas e científicas de literaturas de concretos com intensidade de ligantes abaixo de 5,50 kg/m³/MPa (REBMANN, 2016).
- Para concretos autoadensáveis com baixo consumo de cimento a segregação ou exsudação é um fator importante a ser considerado. O uso intensivo de aditivos superplastificantes aumenta significativamente o escoamento das pastas, o que pode ser favorável para a condução da separação de fases. Aumento nos teores de finos podem gerar modificações favoráveis das propriedades da pasta, reduzindo o risco de segregação;
- Mediante aos resultados neste trabalho é possível afirmar que foi possível desenvolver misturas de concretos autoadensáveis com baixo consumo de cimento, a partir do método de dosagem proposto por Gomes (2002);
- As dosagens utilizadas nesta pesquisa nos diferentes aspectos e tipos de concretos alcançaram o objetivo proposto inicialmente.

7.2 Estado fresco do concreto

Foi analisada a influência da redução do consumo de cimento no estado fresco do concreto autoadensável com baixo consumo de cimento. São apresentadas, a seguir, as principais conclusões quanto ao estado fresco dos concretos investigados:

- Observou-se que durante o concretagem dos concretos preliminares a temperatura ambiente e a umidade relativa do ar tiveram grande influência no comportamento dos concretos CAA, tanto nas propriedades em estado fresco (espalhamento, fluidez, capacidade de passagem e resistência à segregação), como em estado

endurecido. Também se observou que a incidência de raios solares diretamente na betoneira, incrementaram a perda da fluidez nas séries de CAA. Portanto, na moldagem dos concretos finais modificou-se o período e horário do dia de concretagem para evitar tal situação;

- Todos os concretos ensaiados apresentaram fluidez elevada. Mesmo assim, apresentaram grande coesão, sem qualquer indício de segregação;
- Os ensaios realizados para verificação do estado fresco do concreto, *slump-flow*, Funil-V, Caixa-L e Tubo-U, demonstraram-se adequados para verificar fluidez, habilidade de passagem e coesão;
- Todos os valores obtidos nos ensaios de estado fresco para os concretos em análise atenderam aos requisitos mínimos especificados pela NBR 15823-1:2017 (ABNT, 2017). Portanto, podendo ser classificados como concretos autoadensáveis.

7.3 Estado endurecido do concreto

- Tratando da massa específica, notou-se que a redução do consumo de cimento, conseqüentemente menor volume de pastas, gerou um aumento da densidade dos CAABCC. Tal comportamento é consequência da substituição da pasta de cimento menos densa por agregados mais densos;
- A redução do consumo de cimento não interferiu de maneira significativa nas propriedades mecânicas dos concretos, em algumas situações, apresentando comportamento bem próximo ao concreto de referência. Especificamente, o CAABCC1 apresentou 12,50% de resistência à compressão, maior valor entre todos os concretos estudados. Em contrapartida, o CAABCC2 e CAABCC3 apresentaram 1,10% e 3,7%, respectivamente, de redução de resistência à compressão. Indica-se uma replicação da dosagem do CAABCC1 para comprovação do comportamento, pois o mesmo pode ter sofrido alguma interferência pela umidade e temperatura no dia de concretagem;
- No critério de resistência à tração por compressão diametral, os concretos CAABCC2 e CAABCC3 apresentaram valores próximos do que é proposto pelos parâmetros da NBR 6118:2014 (ABNT, 2014), resistências à tração

aproximadamente de 10% da resistência à compressão. Os concretos CABCC1, CAABC2 e CAABCC3 apresentaram redução em sua resistência, ao ser comparados com o CAAR, sendo as reduções respectivamente de 11,80%, 7,30% e 2,2%. No entanto, mesmo com a redução de resistência pode-se afirmar que são insignificantes e não são proporcionais a redução do consumo de cimento;

- Uma análise do desempenho alcançado, por meio da correlação entre resistência mecânica e consumo de cimento, aglomerantes e clínquer, mostrou que estes concretos atingiram excelentes resultados. Na resistência à compressão aos 28 dias atingiram consumos relativos de 5,78 kg/m³/MPa (equivalente a 6,35 kg/m³/MPa de materiais cimentícios e 4,39 kg/m³/MPa de clínquer), 5,45 kg/m³/MPa (equivalente a 5,99 kg/m³/MPa de materiais cimentícios e 4,14 kg/m³/MPa de clínquer), 4,67 kg/m³/MPa (equivalente a 5,14 kg/m³/MPa de materiais cimentícios e 3,55 kg/m³/MPa de clínquer) e por fim, 4,50 kg/m³/MPa (equivalente a 4,95 kg/m³/MPa de materiais cimentícios e 3,42 kg/m³/MPa de clínquer), respectivamente, CAAR, CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3. Valores de maior impacto podem ser obtidos aos 91 dias com o aumento da resistência à compressão;
- A avaliação aproximada de emissão de CO₂ indica também o bom desempenho ambiental deste tipo de concreto, chegando a uma emissão de apenas 2,87 kg/m³ por MPa para o CAABCC3, enquanto o CAAR 3,69 kg/m³/MPa, valor aproximadamente menor 22,22%;
- Comparando os valores de resistência e eficiência obtidas pelos CAABCC com o CAAR, chega-se a uma redução de 25% de cimento da mistura;
- Pode-se dizer que a redução do consumo de cimento não gerou redução significativa para os resultados de tração na flexão, módulo de elasticidade estático e dinâmico;
- Com relação às propriedades ligadas à durabilidade dos concretos, como as absorções de água por imersão e por capilaridade, observou-se que os concretos apresentaram um bom desenvolvimento da microestrutura e os CAABCC apresentaram, notadamente, menores coeficientes de absorção quando comparados com o CAAR. Mediante a verificação da ascensão de água das amostras, que realmente há uma diminuição no tamanho dos poros, comprovando que os diâmetros menores geram tensões capilares maiores, ocasionando uma maior ascensão capilar. Portanto, como verificado nos ensaios de durabilidade o consumo de cimento não comprometeu a durabilidade do concreto.

7.4 Resistência de aderência aço *versus* concreto

Após o término das atividades programadas nesta pesquisa, a respeito do estudo da aderência entre barras de aço e concreto autoadensável com baixo consumo de cimento, destaca-se que:

- O modelo de arrancamento adotado – *pull-out* – foi adequado para se medir o deslizamento entre a barra de aço e a amostra de concreto;
- Os modelos de arrancamento foram de fácil operação durante a concretagem, seus posicionamentos na máquina de ensaios foram simples, facilitando os procedimentos e minimizando quaisquer erros operacionais;
- De acordo com o conjunto de resultados obtidos, observou-se que os ensaios de arrancamento realizados se mostraram adequados para a avaliação do comportamento de aderência entre as barras de aço e os concretos produzidos, porém, alguns valores de deslocamento último e das tensões de aderência $\tau_{0,01}$ e $\tau_{0,1}$ apresentaram grande variabilidade nos resultados;
- Os modelos de arrancamento com concreto de referência (CAAR) apresentaram todos ruptura por arrancamento de barra por deslizamento, tanto na série 1 (7 dias) e série 2 (28 dias). Já os concretos com baixo consumo de cimento (CAABCC) apresentaram ruptura combinada, com ruptura por arrancamento de barra por deslizamento progressivo que é típico do corpo de prova confinado e, somente em alguns casos ocorreu a ruptura por fendilhamento quando da utilização de barras de 16 mm;
- Verificou-se que a resistência à compressão do concreto e o diâmetro da barra não influenciaram significativamente no resultado da resistência de aderência, confirmando que a redução de cimento utilizada não comprometeu as propriedades mecânicas do concreto e nem a resistência de aderência. Segundo Couto (2007) a resistência à compressão do concreto não influencia de maneira significativa na resistência de aderência quando se consideram concretos com resistência à compressão maior que 50 MPa, pois neste caso a resistência de aderência é influenciada basicamente pelas propriedades da barra;

- Foi verificado que quanto maior o diâmetro da barra, maior a carga última de ruptura. Tal comportamento foi verificado por Felício (1995), Almeida Filho (2006), Bouazaqui (2008) e Storch (2018). Em todos os modelos, independentemente do tipo do concreto, o aumento do diâmetro conduziu a maiores valores de força de adesão e carga última;
- O aumento do diâmetro da barra conduziu a um aumento da ductibilidade;
- No caso de comparação dos resultados experimentais de resistência última de aderência com os Códigos normativos, NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) e o CEB FIP (2010) se mostraram bastante conservadores (o valor da resistência de aderência proposto foi menor do que o valor encontrado experimentalmente nos modelos de arrancamento *pull-out* para todos os concretos), porém para todas as situações, a NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) resultou em valores mais próximos aos resultados obtidos experimentalmente, quando comparada aos resultados provenientes dos calculados de acordo com CEB-FIB (2010).
- As curvas (Força *versus* deslizamento) obtidas para diferentes diâmetros e concretos são semelhantes entre si, até o início do patamar, independente do diâmetro da barra.

7.5 Considerações finais

Com o constante aprimoramento da construção civil, atrelado a crescente evolução dos países em desenvolvimento, é certo o aumento da produção de cimento nos próximos anos. O alto teor de CO₂ emitido durante o processo fabril do clínquer, composto básico da fabricação do cimento, fará com que as indústrias tenham posturas que contribuam para a redução desta emissão. É sabido que não é possível aumentar a produção de cimento sem que ocorra o aumento proporcional de emissões de CO₂ na atmosfera, pois as estratégias comuns de mitigação são insuficientes. Alguns procedimentos como, captura ou até mesmo sequestro do dióxido de carbono são métodos inviáveis no quesito de custo e quanto a contribuição com a sustentabilidade. Portanto, novas estratégias são necessárias para tal contribuição como a otimização do uso do cimento ou ligantes totais, substituição parcial do cimento por materiais alternativos etc.

Mediante aos resultados obtidos nesta pesquisa, pode-se dizer que é possível aumentar a eficiência mecânica do concreto e manter os requisitos básicos reológicos, paralelamente a redução do cimento, mas depende de processos adequados de dosagem e por meio de empacotamento e dispersão de partículas e usos de finos inertes e/ou ativos.

Ressalta-se que a tecnologia utilizada hoje para elaborações e dosagens de concretos não estão erradas. No entanto, estão incompletas. Na medida em que cresce o conhecimento científico acerca das dosagens e tecnologia dos materiais, deve-se ampliar paralelamente a eficiência do uso desses materiais. Buscando de forma constante e consciente o aperfeiçoamento das técnicas, metodologias mais efetivas de dosagem, processos que contribuam para a redução de insumos nas misturas, tendendo para produtos que gerem como consequência direta a sustentabilidade.

7.6 Sugestões para novas pesquisas

- Analisar outros aspectos de durabilidade, como carbonatação, ação de íons cloretos entre outros, para avaliar a influência da redução do consumo de cimento;
- Realização de simulação numérica dos ensaios de arrancamento para obtenção de validação dos procedimentos experimentais, além de determinação de parâmetros;
- Verificar para outros volumes de pasta as propriedades mecânicas destes concretos;
- Avaliar e comparar a variabilidade no estado endurecido para concretos convencionais e autoadensáveis com diferentes classes de resistência.

Referências Bibliográficas

ABRAMS, D. A. (1913). **Test of Bond between concrete and steel**. University of Illinois bulletin, v. 11, n. 15, p. 238, 1913.

AİTCIN, P. C. (2000). **Concreto de alto desempenho**. Tradução: SERRA, G. G. São Paulo: Pini.

ALAVI-FARD, M. **Bond Characteristics of High Strenght Concrete**. Doctoral Thesis, Memorial University of Newfoundland, Faculty of Engineering and Applied Science, St. John's, Newfoundland, Canada, 1999.

ALI, M.; SAIDUR, R.; HOSSAIN, M. A review on emission analysis in cement industries. **Renewable and Sustainable Energy Reviews**, vol. 15, pp. 2252-2261, 2011.

ALENCAR, R. S.A. **Dosagem do concreto autoadensável: produção de pré-fabricados**. Dissertação (Mestrado). São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de engenharia de construção civil, 2008.

ALENCAR, R; HELENE, P. **Concreto auto-adensável de elevada resistência: inovação tecnológica na indústria de pré-fabricados**. Revista concreto, São Paulo, n. 43, p. 46-52, jun./ago. 2006.

ALMEIDA FILHO, F.M. (2006). **Contribuição ao estudo da aderência entre barras de aço e concretos autoadensáveis**. Tese de doutorado, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 350p, 2006.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Committee 201. **ACI 201 .2R**: guide to durable concrete. Farmington Hills/Michigan/USA, 2008

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS ASTM C-150 “**Common reference type I Portland Cement**”. West Conshohocken, PA: ASTM, 2012.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS ASTM C-215 “**Dynamic Modulus of elasticity**”. West Conshohocken, PA: ASTM, 2008.

AMERICAN STANDARDIZATION FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM) C 234 91a – **Standard test method for comparing concretes on the basis of the bond developed with reinforcing steel**. 1996.

ARIMA, H.; SADAKANE, M.; AYANO. T.; SAKATA, K. (2002). Experimental study on stable production of self-compacting high performance concrete. **In: CONCRETE STRUCTURES IN THE 21st CENTURY**: Proceedings of the first FIB congresso. Osaka. Japan, março de 2002.

Proceedings..., publicado por Japan Prestressed concrete engineering association & Japan Concrete institute, Osaka, [CD-ROM].

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS E TÉCNICAS. NBR NM 30: Agregado miúdo – determinação da absorção de água. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR NM 45:** agregados: determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

_____. **NBR NM 52:** Agregado miúdo: determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

_____. **NBR NM 53:** Agregado graúdo: determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

_____. **NBR NM 248:** Agregados: determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

_____. **NBR 49:** Agregado miúdo – determinação de impurezas. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.

_____. **NBR 5739:** Concreto -Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.

_____. **NBR 6118:** Projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR ISO 6982-1:** Materiais metálicos – ensaio de tração – Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente. Rio de Janeiro, 2013.

_____. **NBR 7211:** agregados para concreto: especificação. Rio de Janeiro, 2009.

_____. **NBR 7222:** Concreto e argamassa – determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2011.

_____. **NBR 7480:** Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 7681:** calda de cimento para injeção – determinação do índice de fluidez. Rio de Janeiro, 2013.

_____. **NBR 8522:** concreto: determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro, 2008.

_____. **NBR 9778:** Argamassa e concreto endurecidos – determinação da massa específica, índice de vazios e absorção de água por imersão. Rio de Janeiro, 2009.

_____. **NBR 9779:** Argamassa e concreto endurecidos – determinação da absorção de água por capilaridade. Rio de Janeiro, 2012.

_____. **NBR 9833:** concreto fresco: determinação da massa específica, do rendimento e do teor de ar pelo método gravimétrico. Rio de Janeiro, 2009.

_____. **NBR 16697**: Cimento Portland - Requisitos. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.

_____. **NBR 12655**: Concreto de Cimento Portland: preparo, controle e recebimento: procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.

_____. **NBR 12142**: Concreto – determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

_____. **NBR 15575**: edifícios habitacionais de até cinco pavimentos: desempenho: parte 1: requisitos gerais. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.

_____. **NBR 15823**: Concreto autoadensável. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

AZIZINAMINI, A.; PAVEL, R.; HATFIELD, E.; GHOSH, S. K. (1999). Behavior of lap-spliced reinforcing bars embedded in high-strength concrete. *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 5, Sept.–Oct. 1999, pp. 826-835.

AZIZINAMINI, A.; STARK, M.; ROLLER, J. J.; GHOSH, S. K. (1993). Bond performance of reinforcing bars embedded in high-strength concrete. *ACI Structural Journal*, V. 90, No. 5, Sept.–Oct. 1993, pp. 554-561.

BANGASH, M. Y. H. (1989). *Concrete and concrete structures: numerical modeling and applications*. Barking: Elsevier Science publishers ltd., 687 p., ISBN: 1-85166-294-4.

BARBOSA, M. T. G. **Avaliação do comportamento de aderência em concretos de diferentes classes de resistência**. 2001. 215 p. Tese (Doutorado) - Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2001.

BARBOSA, M. P.; PEREIRA J. B.; LORRAIN, M. **Análise experimental e avaliação da influência da resistência à compressão do concreto no ensaio de aderência APULOT**. Gramado. Anais do 55º Congresso Brasileiro do Concreto, Outubro 2013.

BARBOZA, L. S. **Estudo sobre o impacto da redução de consumo de cimento na resistência à compressão do concreto autoadensável**. 2016. 172 p. Dissertação (Mestrado) - Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2016.

BARROS, A. R. (2009) **Avaliação do comportamento de vigas de concreto autoadensável reforçado com fibras de aço**. 2009. 155 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas, Maceió.

BENETTI, J.K. **Avaliação do módulo de elasticidade dinâmico de concreto produzido com agregado graúdo reciclado de concreto**. São Leopoldo, 2012. 83 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Unisinos, São Leopoldo. 2012.

BETHMONT, S.; D'ALOIA S. L.; STEFANI, C.; TAILHAN, J. L.; ROSSI, P. Contribution of granular interactions to self-compacting concrete stability: development of a new device. *Cement and Concrete Research*. v. 39, p. 30-35, 2009.

BILLBERG, P. (1999) **Self-Compacting Concrete for Civil Engineering Structures – The Swedish Experience**. In: S. C. C. R. I. 1-77. Stockholm.

BOUAZAQUI, L. (2008). Analysis of steel/concrete interfacial shear stress by means of pull out test. **International Journal of Adhesion e Adhesives**. v. 28. p. 101-108 , FRANÇA, 2008.

BRASIL MINAS (2017). **Pó de calcário** (Ficha técnica do produto). Disponível em: < <http://www.brasilminas.net/calcario>>. Acessoem: 21 jun.2015.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION.**BS 8500**: concrete – complementary British standard to BS EN 206-1. (in two parts). London, 2006.

BUCHER, H. R. E. Desempenho de aditivos redutores de água de alta resistência em pastas, argamassas ou concretos. **In: REIBRAC**, 30, Rio de Janeiro, 1988. P. 609-625.

CAIRNS, J., PLIZZARRI, G. A. 2003. Towards a harmonize bond test. **Material and Structures** 36: 498-506.

CASAGRANDE, T. C. **Avaliação da eficiência do ensaio de aderência aço-concreto para estimativa da resistência à compressão axial do concreto**. 2014. 66 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Curso Superior em Engenharia Civil. Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, 2014.

CASTRO, C. M. (2002). **Concreto de alto desempenho: estudo da aderência com a armadura sob ações repetidas**. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade São Paulo, 155 p.

CASTRO, A., **Influência das adições minerais na durabilidade do concreto sujeito a carbonatação**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2003.

CASTRO, A. L. **Aplicação de conceitos reológicos na tecnologia dos concretos de alto desempenho**. Tede (Doutorado) em Ciência e Engenharia de Materiais, Universidade de São Paulo. São Carlos/SP, 2007.

CEN- COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. **EN 1990**: basis of structural design. Bruxelas / Bélgica,2000.

_____. **EN 206-1**: concrete: part 1: specification, performance, production and conformity. Bruxelas/Bélgica, 2000.

CLARK, A. P., Comparative bond efficiency of deformed concrete reinforcing bars. **Proceedings. ACI Journal**, v. 43, p. 381-400, 1946.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON (1991). **CEB-FIP Model Code 1990**. Bulletin d'Information, n.203-205.

COUTO, I. A. (2007). **Análise teórica e experimental do comportamento da aderência entre o concreto e barras de fibra de vidro impregnada por polímero**. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

CSI – THE CEMENT SUSTAINABILITY INITIATIVE. (2009). **The cement sustainability initiative**. Suíça: World Business Council for Sustainable Development, 2009. 7 p.

COLLEPARDI, M. (1998). Ordinary and long-term durability of reinforced concrete structures. In: CANMET/ACI/JCI INTERNATIONAL CONFERENCE, 4th., 1998, Tokushima/Japan. **Proceedings**. Farmington Hills: ACI, 1998. V. 1, p. 87-106.

DAMINELI, B. L.; KEMEID, F. M.; AGUIAR, P. S.; JOHN, V. M. (2010). **Measuring the eco-efficiency of cement use**. Cement and concrete Composites, v. 32, n. 8, p. 555-562, set. 2010.

DE LARRARD, F.; FERRARIS, C. F.; SEDRAN, T. (1998). Fresh Concrete: A Herschel-Bukley material. **Material and structures**, vol. 31, Issue 211, p. 494-498, 1998.

DE LARRARD, F et al. Preliminary HPC mix design study for the Grand Viaduc de Millau. **In: Proc of 4th Int Symp on utilization of high strength/high performance concrete**. Paris, p. 1323-1331, 2006.

DIN – DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. **DIN 1045-2**: concrete, reinforced and prestressed concrete structures – Part 2: concrete: specification, properties, production and conformity: application rules for DIN EN 206-1. Berlin/Alemanha, 2008.

DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 056/2004 ES**: pavimento rígido: sub-base de concreto de cimento Portland compactado rolo: especificação de serviço. Brasília, 2004.

_____. **DNIT 059/2004 ES**: pavimento rígido: pavimento de concreto de cimento Portland, compactado com rolo: especificação de Serviço. Brasília, 2004.

DOMONE, P. L. Self-compacting concrete: An analysis of 11 years of case studies. **Cement and concrete composites**. V. 28, n. 2, p. 197-208, February. 2006.

DOMONE, P. L., CHAI, H. W. (1996). **Design and testing of self-compacting concrete**. Production methods and workability of concrete. Published by E e FN Spon.

DUMÊT, T. B. (2003). **Aderência de cordoalhas em concretos de alta resistência com e sem fibras de aço**. 330 p. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

EFNARC, **European federation of specialist construction chemicals and concrete system**. Specification and guidelines for self-compacting concrete.s.l. : EFNARC, 2002.

ELIGEHAUSEN, R.; POPOV, E. P., BERTERO, V. V. (1983). **Local bond stress-slip relationships of deformed bars generalized excitations**. Report no UCB/EERC-83/23, University of California, Berkeley. 162 p.

EMBORG, M. **Mixing and transport**. SCC Final Report – Task 8.1, Brite EuRam: 2000. p.64.

FERGUSON, P. M.; THOMPSON, N. (1965). Development length for large high strength reinforcing bars. **ACI Journal, Proceedings**, V. 59, Jan. 1965, pp. 71-91.

FELÍCIO, M. D. (1995). **Eficiência da ligação aço-concreto utilizando colagem com resina epóxi**. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal Fluminense -UFF, Niterói, Rio de Janeiro, 1995.

FERNANDES, R. M.; (2000). **A influência das ações repetidas na aderência aço-concreto**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 172p, 2000.

FERRARIS, C. F., Measurement of rheological properties of high performance concrete: state of the art report. **Journal of Research of the National Institute of Standards and Technology**, v.104, n. 5, p. 461-478, sept-oct. 1999

FERREIRA, R. B., **Influência das adições minerais nas características do concreto de cobrimento e seu efeito na corrosão de armadura induzida por cloretos**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2003.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (2000). Bond of reinforcement in concrete. *Bulletin* n.10.

FOCHS, R. G. **Estudo comparativo entre métodos de dosagem de concretos autoadensáveis**. Porto Alegre. 2011. Dissertação. Programa de PósGraduação em Engenharia e Tecnologia de Materiais, Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul.

FUSCO, P.B. (1995). **Técnica de armar as estruturas de concreto**. São Paulo, Pini.

FRANÇA, Valério H. **Aderência aço-concreto – Uma análise do comportamento do concreto fabricado com resíduos de borracha**. 2004. 144f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2004.

GAJDA, J.; ALSAMSAM, E. (2006). **Engineering Mass Concrete Structures**. Skokie/USA: Portland Cement Association, 2006. p. 7. (Professional Development Series).

GRACE (2017). **Aditivos para concreto**. Disponível em: <https://www.aecweb.com.br/cls/catalogos/grace/adva_cast525.pdf>. Acesso em: 19 abr.2017.

GETTU, R.; AGULLÓ, L. (2004). **Estado del arte hormigón autocompactable y su caracterización (parte I)**. Cemento Hormigón.No. 861.Abril. P. 50-67.

GJORV, O. E., MONTEIRO, P. J., MEHTA P. K. **Effect of Condensed Silica Fume on The Steel-concrete bond** – Report n° UCB/SESM 86/02, University of California, Department of Civil Engineering, Berkley California, USA, 1986.

GOLTERMANN, P.; JOHANSEN, V.; PALBOL, L. (1997). **Packing of aggregates: an alternative tool to determine the optimal mix**. *ACI Materials Journal*, No. 94, p. 435-443.

GOMES, P. C. C. (2002) **Optimization and characterization of high-strength selfcompacting concrete**.2002. 150 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.

GOMES, P. C. C. e BARROS, A. R. DE. **Métodos de dosagem de concreto autoadensável**. São Paulo: Pini, 2009.

HAMAD, B. S. (1995). Bond strength improvement of reinforcing bars with specially designed rib geometries. **ACI Structural Journal**, V. 92, No. 1, Jan.-Feb. 1995, pp. 3-12.

HASPARYK, N. P.; LOPES, A. N. M.; ANDRADE, M. A. S.; SANTOS, S. B. **Deformações por Retração e Fluência**. In: ISAIA, Geraldo Cechella (Ed.) *Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*. São Paulo: IBRACON, 2005. v. 1 cap. 22, p. 655- 685. ISBN 85- 98576- 04- 2

HELENE, P.R.L.; TERZIAN, P. **Manual de dosagem e controle do concreto**. 2. São Paulo: Pini, 1992. 349 p.

HOLSCHEMACHER, K. Hardened material properties of self-compacting concrete. **Journal of civil engineering and management**, v.X, n.4, 261-266, 2004.

HWANG, S. J.; LEU, Y. R.; HWANG, H. L. (1996). Tensile bond strengths of deformed bars in high-strength concrete. **ACI Structural Journal**, V. 93, No. 1, Jan.-Feb. 1996, pp. 11-20.

JAGADISH V, SUDHARSHAN MS, RANGANATH RV. Experimental study for obtaining self-compacting concrete. **Indian Concrete Journal**. 2003; 77(8): 1261-6.

JAPANESE SOCIETY OF CIVIL ENGINEERING. (1990) JSCE-F503 – **Method of Test for the Slump Flow of Concrete**.

JARAMILLO, C.A.A. Reduced of self-consolidating concrete made with various admixture combinations. Edição: O. Wallevik and I. Nielsson. In: **INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM ON SELF-COMPACTING CONCRETE**, 3st, 2003, Reykjavik. Proceedings... France: RILEM Publications, 2003, p.240-250.

JIANG, S.; KIM, B.-G.; AİTCIN, P.-C. **A practical method to solve slump loss problem in PNS superplasticized high-performance concrete**. *Cement, Concrete and Aggregates*, v. 22, n. 1, p. 10-15, June. 2000.

KANTRO, D. L. Influence of water-reducing admixtures on properties of cement paste – A miniature slump test. **Cement, Concrete and Aggregates**, v.2, n. 2, p. 95-102. 1980

KHAYT, K. H. Optimization and performance of air-entrained, self consolidating concrete. **ACI Materials Journal**, v. 97, p. 526-535, sept/oct, 2000.

KOEHLER, E. P.; FOWLER, D. W. (2007) ICAR Mixture proportioning procedure for SCC. International Center for Aggregates Research (Report 108-1F), Austin TX.

KOSAKA, H; HIGUCHI, M.; TAKEUCHI, H.; NANNI, A. “Flowable” concrete in bridge pier caps. **Concrete international**, v. 18, Feb 1996, p. 55-61.

KULAKOWSKI, M. P., **Contribuição ao estudo da carbonatação em concretos e argamassas compostos com adição de Sílica Ativa**. Tese (Doutorado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.

KUMAR, R.; BHATTACHARJEE, B. Porosity, pore size distribution and in situ strength of concrete. **Cement and Concrete Research**, vol. 33, p. 155-164, 2003.

KUPERMAN, S. C. (2005). Concreto massa convencional e compactado com rolo para barragens. In: ISAIA, G. C. (ed.). **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. Cap. 41, p. 1260-1295.

LE ROY, R.; ROUSSEL, N. The Marsh cone as a viscosimeter: teoretical analysis and practical limits. **Materials and Structures**, v. 38, n. 275, p. 25-30, Jan-Feb. 2005.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. (1977). **Construções de concreto: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado**. v.1. Rio de Janeiro, Interciência.

LISBÔA, E. M. (2004) **Obtenção do concreto autoadensável utilizando o resíduo de serragem de mármore e granito e estudo de propriedades mecânicas**. 2004. 115p. Dissertação – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas, Alagoas.

LOSBERG, A.; OLSSON, P. (1979). Bond Failure of Deformed Reinforcing Bars Based on the Longitudinal Splitting Effect of the Bars. **ACI Journal, Proceedings**, V. 76, No. 1, Jan. 1979, pp. 5-17;

MANUEL, I. **High-Performance Hybrid-Fibre Concrete – Development na Utilosation**. 2006. Tese (Doutorado), Technische Universiteit Delft, Delft, Netherlands, 2006.

MARKOVI, A.; OLSSON, P. (1979). Bond Failure of Deformed Reinforcing Bars Based on the Longitudinal Splitting Effect of the Bars. **ACI Journal, Proceedings**, V. 76, No. 1, Jan. 1979, pp. 5-17;

MARINS NETO, J. **Análise do deslizamento entre aço e concreto**. Campinas 2002. 108 p. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas.

MATTOS, M. L. (2004). Pisos industriais de concreto. **Revista Técnica**, São Paulo, v. 89, p. 34-40, ago. 2004.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. (2014). **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. 2.ed. São Paulo: IBRACON.

MELCHERS, R. E. **Structural Reability: analysis and prediction**, Ellis Horwood Limited, ISBN: 0-85312-930-4, 1987

MELO, K. A. **Contribuição à dosagem de concreto autoadensável com adição de fíler calcário**. Florianópolis: UFSC, 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2005. 179 p.

MELO NETO A. A.; HELENE, P. R. L. (2002). **Módulo de Elasticidade: Dosagem e avaliação de modelos de previsão do módulo de elasticidade de concretos**. In: 44º Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON, Belo Horizonte, Brasil, 14-18 de agosto de 2002, Anais..., Editores: Ivo j. Padaratz & Túlio N. Bittencourt, ISBN: 85-98576-02-6.

NAJIM, K. B.; HALL, M. R. Mechanical and dynamic properties of self-compacting crumb rubber modified concrete. **Construction and Building Materials**, v. 27, n. 1, p. 521–530, 2012.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. 5ª ed. Porto Alegre: Bookman. 2016.

NEVILLE, A. M.; BROOKS, J. J. **Tecnologia do concreto**. 2 ed. Porto Alegre: Bookman, 2013. 448p.

OKAMURA, H. (1997) Self-compacting high-performance concrete. **Concrete International**.

Vol. 19, n. 7, p. 50-54.

OKAMURA T., HARADA H., DAIMON M., “**Influence of calcium sulfate in belite-rich cement on the change in fluidity of mortar with time**”, *Cement Concrete Res.* 28, 9 (1998) 1297-1308.

OKAMURA, H.; OUCHI, M. **Self-compacting concrete**. In: *Journal of advanced concrete technology*, Vol. 1, p.5-15, 2003.

OZAWA, K., SAKATA, N., and OKUMURA, H., ‘**Evaluation of self-compactibility of fresh concrete using the funnel test**’, *concrete library of JSCE*, 25(1995), 59-75.

PELISSER, F.; VIEIRA, A.; BERNARDIN, A. M. Efficient self-compacting concrete with low cement consumption. **Journal of Cleaner Production**. v. 175, p. 324-332, 2018.

PEREIRA, T. A. C. (2010). **Concreto autoadensável, de alta resistência, com baixo consumo de cimento Portland e com adições de fibras de lã ou rocha ou poliamida**. 2009. 281 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estrutura) – Departamento de Estruturas, Escola de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

PINHEIRO, L.M. **Fundamentos do Concreto e Projeto de Edifícios**, São Carlos, 2016.

RAMACHANDRAN, V. S., *Concrete Admixtures Handbook: Properties, Science and Technology*, 626 pp. (New Jersey, Noyes Publications, 1984).

READY MIXED CONCRETE ASSOCIATION OF ONTARIO. *Best Practices Guidelines for Self-Consolidating Concrete*. Mississauga: **RMCAO**, January 2009. p. 5

REBMANN, M. S. **Durabilidade de concretos estruturais com baixo consumo de cimento Portland e alta resistência**. 2011. 211 p. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos – SP, 2011.

REBMANN, M. S. **Robustez de concretos com baixo consumo de cimento Portland: desvios no proporcionamento e variabilidade granulométrica e morfológica dos agregados**. 2016. 252 p. Tese (Doutorado) – Departamento de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos – SP, 2016.

REHM, G.; ELIGEHAUSEN, R. (1973). **Einfluss von dauerlast und ermüdungsbeanspruchung auf das rissverhalten von stahlbetonbauteilen unter ubernoiegender biege beanspruchung**. CEB, Bulletin d’Information n. 89.

REHM, G.; ELIGEHAUSEN, R. (1979). Bond of ribbed bars under cycle repeated loads. *ACI Materials Journal*, v.76, n.2, p.297-309, Feb.

REPETTE, W. L. Concretos de última geração: presente e futuro. **In: Concreto: ensino, pesquisa e realizações**. São Paulo: Ed. G.C. Isaia, IBRACON, p.1510-1529, 2005.

RIBEIRO, J. L. D. **Análise Experimental dos Fatores que Influenciam a Aderencia de Barras Nervuradas**. Porto Alegre, 1985. 153p. Dissertacao (Mestrado em Engenharia Civil) - UFRS

RILEM-FIP-CEB. Bond test for reinforcing steel: 1-beam test (7-II-28 D). 2-Pullout test (7-II-128): Tentative recommendations. **RILEM Journal Materials and Structures**, v. 6, n. 32, Março-Abril,

p. 96-105. 1973.

RONCERO, J. (2000). *Effecto superplasticizers on the behavior of concrete in the fresh and hardened states: implications for high performance concretes*. Tese de Doutorado, Universitat Politècnica de Catalunya, Escola Tècnica Superior D'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona, 189 p., Barelona, pain.

ROONEY, M. J. (2002) **Assessment of the properties of fresh self-compacting concrete with reference to aggregate segregation**. Tese - University of Paisley/USA.

ROUSSEL, N.; LE ROY, R. The Marsh cone: a testo r a rheological apparatus? **Cement and Concrete Research**, v. 35, n. 5, p. 823-830, May. 2005.

SAAK, A. W.; JENNINGS, H. M.; SHAH, S. P. (2001). New methodology for designing self-compacting concrete. **ACI Materials Journal**, Vol. 98, No. 6, Nov.-Dec., p. 429-439.

SANTOS, R. F. C. **Estudo de concretos autoadensáveis, com aditivo incorporador de ar, utilizados na produção de paredes de concreto armado moldadas no local**. 2012. 181 p. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Tecnologia em construção de edifícios, Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, São Paulo, 2012.

SARTORI, M.; **Emenda por trnspasse de barras de núcleo octogonal em vigas à flexão**. 2003. 181 p. Dissertação (Mestrado), Uiversidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Campinas, São Paulo, 2003.

SKARENDAHL, A; PETERSSON, Ö. (2000) Self-compacting concrete State-of-the-Art. **In: Report of RILEM Tecnical Committee 174-SCC Self-Compacting Concrete**. RILEM Publications.

SILVA, I. J. (2000). **Contribuição ao estudo dos concretos de elevado desempenho: propriedades mecânicas, durabilidade e microestrutura**. Tese de doutorado, Departamento de Ciência e Engenharia de Materiais – Universidade de São Paulo, São Carlos, 279p, 2000.

SILVA, F. G. **Estudo de concretos de alto desempenho frente à ação de cloretos**. Tese (Doutorado) em Ciência e Engenharia de Materiais, Universidade de São Paulo. São Carlos/SP, 2006.

SILVA, M. O. B. **Produção do concreto autoadensável (CAA) com a utilização de materiais da região de Belém-PA**. 2008. Dissertação (Mestrado) – Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, 2008.

SILVA, B. V. **Investigação do potencial dos ensaios APULOT e pull-out para estimativa da resistência a compressão do concreto**. 2010. 180f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2010.

SILVA, B. V.; BARBOSA, M. P.; SILVA F., LUIZ C.; LORRAIN, MI. Investigação experimental sobre o uso de ensaios de aderência aço-concreto para estimativa de resistência à compressão axial do concreto: Parte 1. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**. São Paulo, v.6, n.5, p715-736, outubro 2013.

SILVEIRA, J. P.; ROCHA, J. C.; CHERIAF, M. (2004). Desenvolvimento de blocos de concreto com uso das cinzas de termelétricas. **In: I CONFERÊNCIA LATINO-AMERICANA DE**

CONSTRUÇÃO SUSTENTÁVEL (claCS'04); X ENCONTRO NACIONAL DE TECNOLOGIA DO AMBIENTE CONSTRUÍDO (ENTAC'04), Anais..., São Paulo – SP, Brasil, 18-21 de julho de 2004, ISBN: 85-89478-08-4, 11f.

SONEBI, M.; BARTOS, P. J. M. Hardened SCC and its bond with concrete. **In: Proc of 1st RILEM Int Symp on self-compacting concrete**. Sweden, p. 275-289, 1999.

SONEBI, M. (2006). **Rheological properties of grouts with viscosity modifying agentes as diutangum and welan gum incorporating pulverised fly ash**. *Cem. Concr. Res.* 36 (9). p. 1609-1618.

SORETZ, S., Comparison of beam tests and pull-out tests. **Matériaux et Constructions**. V. 5, n. 28, july-aug., p. 261-264.

SOROUSHIAN, P., & CHOI, K. B. (1989). Local bond of deformed bars with different diameters in confined concrete. *ACI Structural Journal*, 86(2), 217-222.

STORCH, I. S. **Estudo sobre aderência entre barras de aço e concreto autoadensável com baixo consumo de cimento**. 2016. 172 p. Dissertação (Mestrado) - Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2016.

SU, N., HSU, K.; CHAI, H. (2001) A simple Mix Design Method for Self-Compacting Concrete. **Cement and Concrete Research**, n. 31, p. 1799-1807.

SUKUMAR, B., NAGAMANI, K., RAGHAVAN, R.S., 2008. Evaluation of strength at early ages of self-compacting concrete with high volume fly ash. **Constr. Build. Mater.** 22, 1394e1401.

TANAKA, M.; MORI, K. (2001). **Application of self-compacting concrete to steel segments of multi-micro shield tunneling method**, Proceedings of the second International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete, Tokyo, Japan, 2001, p. 651-660.

TECNOSIL (2017). **Sílica Ativa** (Ficha técnica do produto). Disponível em: <<http://www.tecnosilbr.com.br/produtos/>>. Acesso em: 21 jun.2017.

THOLEN, M. L., DARWIN, D. (1998) Overview of Research to Improve the Development Characteristics of Reinforcing Bars. Bond and Development of reinforcement – Attribute to Dr. Peter Gergely, **ACI SP-180**. Farmington Hills, 1998, p. 299-318.

TUTIKIAN, B. F. (2004). **Método para dosagem de concretos autoadensáveis**. 2004. 149 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul.

TUTIKIAN, B.F., DAL MOLIN, D. C., **Concreto autoadensável**. São Paulo: Pini, 2008.

TUTIKIAN, B. F.; KUHN, R. O.; BRESCOVIT, S. J.; DAL MOLIN, D. D. D.; CFREMONINI, R. A. (2004). **Comparação da curva de dosagem, resistência à tração, consumo de materiais e custos dos concretos autoadensáveis com metacaulim e fíler calcário**. Volume II – Construções em concreto. In: 46º Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON, Florianópolis, Brasil, 14-18 de agosto de 2004, Anais..., Editores: Ivo j. Padaratz & Túlio N. Bittencourt, ISBN: 85-98576-02-6, Florianópolis, Trabalho CBC0390, p. II. 431-II. 442.

TVIKSTA, L.-G. (2000). **Final report of task 8.4: quality control**. SCC.NCC AB, 28 p.

VDZ – Verein Deutscher Zementwerke (2008). Zement-Taschenbuch.51. Ed. Düsseldorf, Alemanha: VerlagBau+ Technik, 2008. 912 p.

VOTORANTIM (2017). **Cimento Portland Composto** (Ficha técnica do produto). Disponível em: <<http://www.votorantimcimentos.com.br/hotsites/cimento/base.htm>>. Acesso em: 21 jun.2017.

ZIELINSKA, E. **The influence of calcium carbonate on the hydration process in some Portland cement constituents (3Ca.AL₂O₃ and 4CaO.AL₂O₃.Fe₂O₃)**, Prace Instytutu Technologii I Organizacji Produkcji Budowlanej, N. 3 (Warsaw Technical University, 1972)., 626 pp. (New Jersey, Noyes Publications, 1984).

APÊNDICE A - Caracterização dos materiais constituintes das dosagens

A.1 Agregados

Foram estudados três agregados, 02 areias e 01 agregado graúdo, oriundos de jazidas da região metropolitana de Campinas, na cidade de Engenheiro Coelho – SP.

- Composição granulométrica ABNT NBR 248:2003

A Tabela A.1 contém as distribuições granulométricas e algumas características dos agregados utilizados.

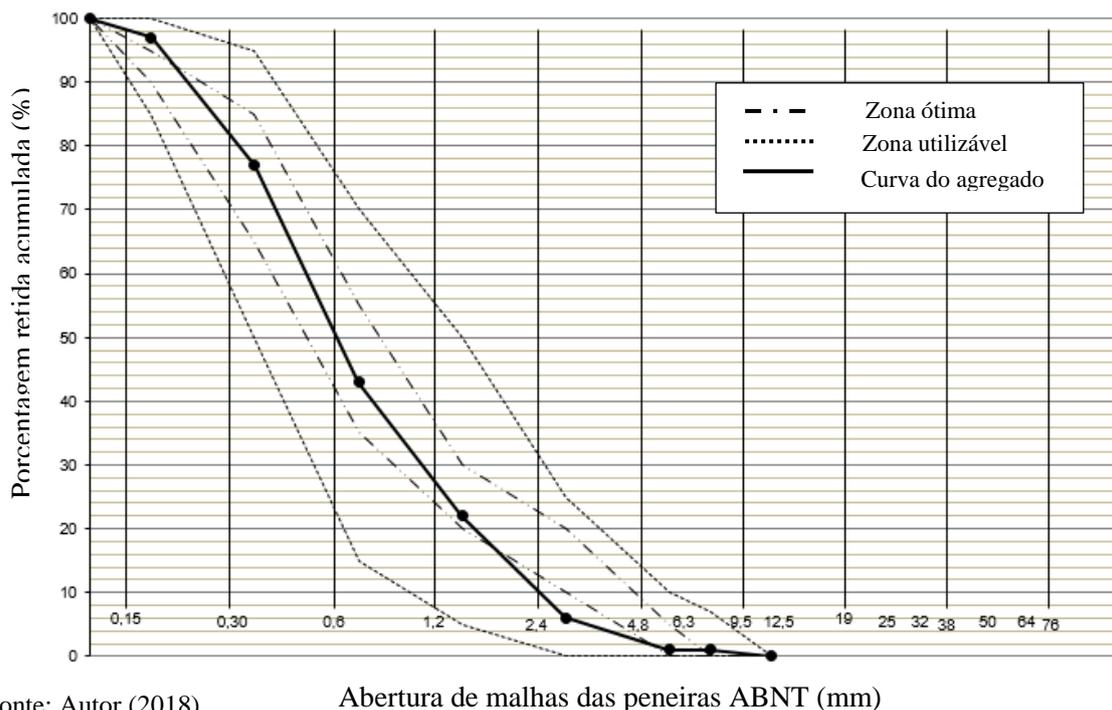
Tabela A. 1 Distribuição granulométrica dos agregados

Propriedades	Materiais		
	Média acumuladas (%)		
Peneiras Abertura (mm)	Areia 01	Areia 02	Brita 0
9,5	-	-	3,657
6,3	-	0,501	57,163
4,8	-	1,128	89,069
2,4	-	6,015	96,767
1,2	0,132	21,930	97,982
0,6	0,706	42,481	98,295
0,3	4,806	76,692	98,583
0,15	76,281	96,867	98,808
Fundo	100,00	100,00	100,00
Módulo de Finura	0,820	2,460	5,840
Dimensão Máxima Característica (mm)	0,300	4,800	9,500
Classificação NBR 7211:2009	Areia muito fina (Zona 1)	Areia Média (Zona 3)	Agregado Graúdo – Brita 0
Classificação NBR 7211:2005	Aproximou-se de zona utilizável	Zona utilizável	Zona 4,75/12,5

Fonte: Autor (2018).

As curvas granulométricas para os agregados Areia 01 (areia fina) e brita 0 já foram apresentadas na seção 4.1.5 e 4.1.6 deste trabalho. Portanto, só será apresentado aqui a curva granulométrica (Figura A.1) correspondente a Areia 02 (areia média), utilizada apenas numa única dosagem (14ª tentativa).

Figura A. 1 Curva granulométrica (zona utilizável e ótima) do agregado miúdo

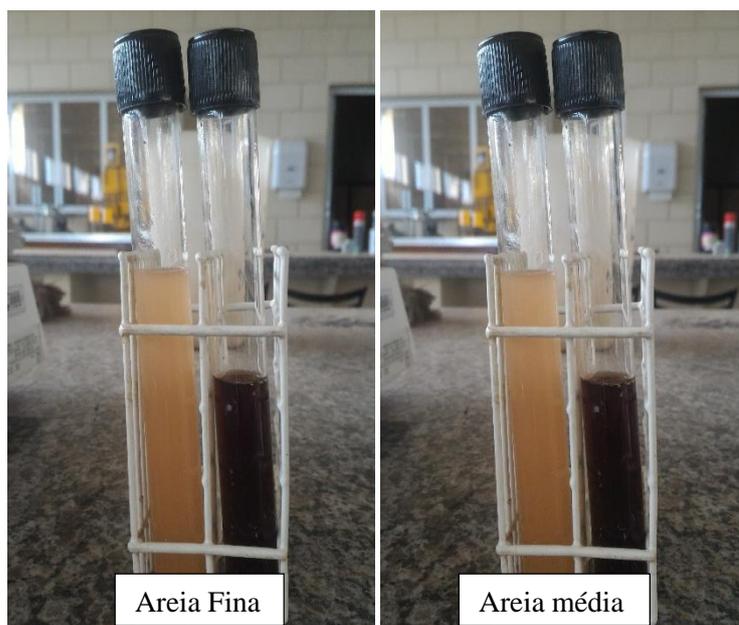


Fonte: Autor (2018).

Abertura de malhas das peneiras ABNT (mm)

- Impurezas orgânicas das areias ABNT NBR 49:2001

O ensaio é estabelecido pelo método de determinação colorimétrica de impurezas orgânicas em agregado miúdo destinado ao preparo e controle do concreto e de argamassa. Não sendo indicado para determinação de substâncias orgânicas como óleos, graxas e parafinas. De acordo com a Figura A.2, verifica-se que as amostras, tanto de areia fina quanto a de areia média, apresentam coloração mais clara que a solução padrão.

Figura A. 2 Resultados das determinações nas amostras de areia fina e média

Fonte: Autor (2018).

- Massa unitária em estado solto ABNT NBR NM 45:2006

Definida como o quociente entre a massa de agregado lançado no recipiente e o volume desse recipiente, a massa unitária foi determinada de acordo com as diretrizes da NBR NM 45:2006 (ABNT, 2006). Nas tabelas A.2, A.3 e A.4 encontram-se os valores da massa unitária no estado solto para cada material respectivamente.

Tabela A. 2 Resultados de massa unitária no estado solto - AREIA FINA

Det.	Massa (kg)		Volume (dm ³)	Massa Unitária (kg/dm ³)		Massa Unitária (kg/m ³)		Desvios (%)
	M _r	Agregado		Individual	Média	Individual	Média	
1	1,50	14,350	10,00	1,435	1,440	1435,00	1440,00	0,35
2	1,50	14,450	10,00	1,445		1445,00		0,35
3	1,50	14,400	10,00	1,440		1440,00		0,00

Fonte: Autor (2018).

Tabela A. 3 Resultados de massa unitária no estado solto - AREIA MÉDIA

Det.	Massa (kg)		Volume (dm ³)	Massa Unitária (kg/dm ³)		Massa Unitária (kg/m ³)		Desvios (%)
	M _r	Agregado		Individual	Média	Individual	Média	
1	1,50	13,600	10,00	1,360	1,365	1360,00	1365,00	0,37
2	1,50	13,700	10,00	1,370		1370,00		0,36
3	1,50	13,650	10,00	1,365		1365,00		0,00

Fonte: Autor (2018).

Tabela A. 4 Resultados de massa unitária no estado solto - BRITA 0

Det.	Massa (kg)		Volume (dm ³)	Massa Unitária (kg/dm ³)		Massa Unitária (kg/m ³)		Desvios (%)
	M _r	Agregado	V	Individual	Média	Individual	Média	
1	1,50	14,800	10,00	1,480	1,478	1,480	1477,50	0,169
2	1,50	14,750	10,00	1,475		1,475		0,169
3	1,50	14,780	10,00	1,478		1,478		0,00

Fonte: Autor (2018).

- Massa específica e absorção de água

Definida como a relação entre a massa do agregado seco e seu volume, excluindo os poros permeáveis, as massas específicas das areias foram determinadas (Tabela A.5) de acordo com a NBR NM 52:2009 (ABNT, 2009) e NBR NM 30:2001 (ABNT, 2001). A massa específica e absorção do agregado graúdo (Tabela A.6) de acordo com a NBR NM 53:2009 (ABNT:2009).

Tabela A. 5 Resultados de massa específica das amostras de areia fina e areia média

Parâmetros	Areia Fina	Areia Média
Média (Agregado seco), em g/cm ³	2,467	2,680
Média (Agregado Saturado Superfície seca), em g/cm ³	2,482	2,718
Média (Agregado), em g/cm ³	2,504	2,799
Absorção média (%)	0,59	1,42

Fonte: Autor (2018).

Tabela A. 6 Resultados de massa específica das amostras de brita 0

Parâmetros	Brita 0
Média (Agregado seco), em g/cm ³	2,735
Média (Agregado Saturado Superfície seca), em g/cm ³	2,788
Média (Agregado), em g/cm ³	2,887
Absorção média (%)	2,04

Fonte: Autor (2018).

A.2 Esqueleto granular

Na seção 5.1.3, foi apresentado a 14^o tentativa de dosagem, com adição de uma segunda areia, classificada como areia média, para verificação da melhoria das dosagens. As tabelas A.7 e A.8 apresentam os resultados obtidos para compatibilização do esqueleto granular entre a

areia fina e areia média, e posteriormente na Tabela A.9 e A.10 entre areias e agregado graúdo.

A primeira fase do empacotamento (Tabela A.7) consistiu em partir de 100% de areia fina até 50%, acrescentando a areia média, e depois partindo de 100% de areia média e acrescentando areia fina até 50% (Tabela A.8).

Tabela A. 7 Composição ideal entre areia fina e areia média

Composição entre fina e média (%)	Areia fina (kg)	Areia média (kg)	Acréscimo de areia média (kg)	Massa (agregado) (kg)	Massa unitária no estado solto (kg/dm ³)	índice de vazios (%)
100	14,400	---	---	14,400	1,440	50,130
90/10	14,400	1,600	1,600	14,400	1,440	49,280
80/20	14,400	2,000	0,400	14,400	1,440	48,430
70/30	14,400	4,171	2,171	14,650	1,465	46,670
60/40	14,400	5,429	1,257	14,700	1,470	45,620
50/50	14,400	8,971	3,543	14,900	1,490	44,001

Fonte: Autor (2018).

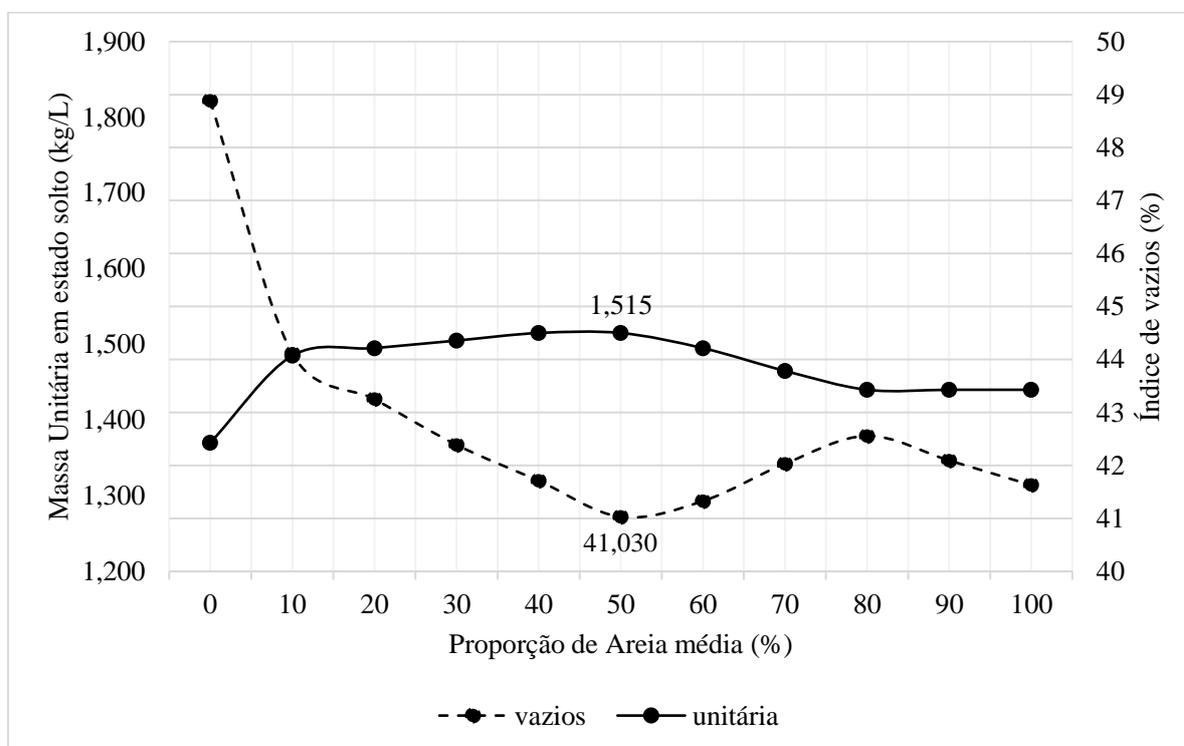
Tabela A. 8 Composição ideal entre areia média e areia fina

Composição entre média e fina (%)	Areia Média (kg)	Areia fina (kg)	Acréscimo de areia fina (kg)	Massa (agregado) (kg)	Massa unitária no estado solto (kg/dm ³)	índice de vazios (%)
100	13,650	---	---	13,700	1,370	44,467
90/10	13,650	1,517	1,517	14,850	1,485	40,682
80/20	13,650	1,896	0,379	14,950	1,495	41,165
70/30	13,650	3,954	2,058	15,050	1,505	41,660
60/40	13,650	5,146	1,192	15,100	1,510	42,357
50/50	13,65	8,504	3,358	15,150	1,515	43,061

Fonte: Autor (2018).

Os resultados destes ensaios, estão expressos em termos de índice de vazios e massa unitária é ilustrado na Figura A.3.

Figura A. 3 Massa unitária e índices de vazios resultante em ensaio de empacotamento entre areia fina e areia média



Fonte: Autor (2018).

A segunda fase do empacotamento (Tabela A.9) consistiu em partir de 100% de mistura de areias até 50%, acrescentando o agregado graúdo, e depois partindo de 100% de agregado graúdo e acrescentando a mistura de areias até 50% (Tabela A.10).

Tabela A. 9 Composição ideal entre mistura de areias e agregado graúdo

Composição entre Areias e Brita (%)	Areia média + Fina (kg)	Brita 0 (kg)	Acréscimo de Brita 0 (kg)	Massa (agregado) (kg)	Massa unitária no estado solto (kg/dm ³)	índice de vazios (%)
100	15,150	---	---	15,150	1,515	47,532
90/10	15,150	1,683	1,683	15,850	1,585	44,173
80/20	15,150	2,104	0,421	15,900	1,590	43,058
70/30	15,150	4,389	2,285	16,800	1,680	38,843
60/40	15,150	5,711	1,323	17,350	1,735	35,817
50/50	15,150	9,439	3,727	18,100	1,810	31,974

Fonte: Autor (2018).

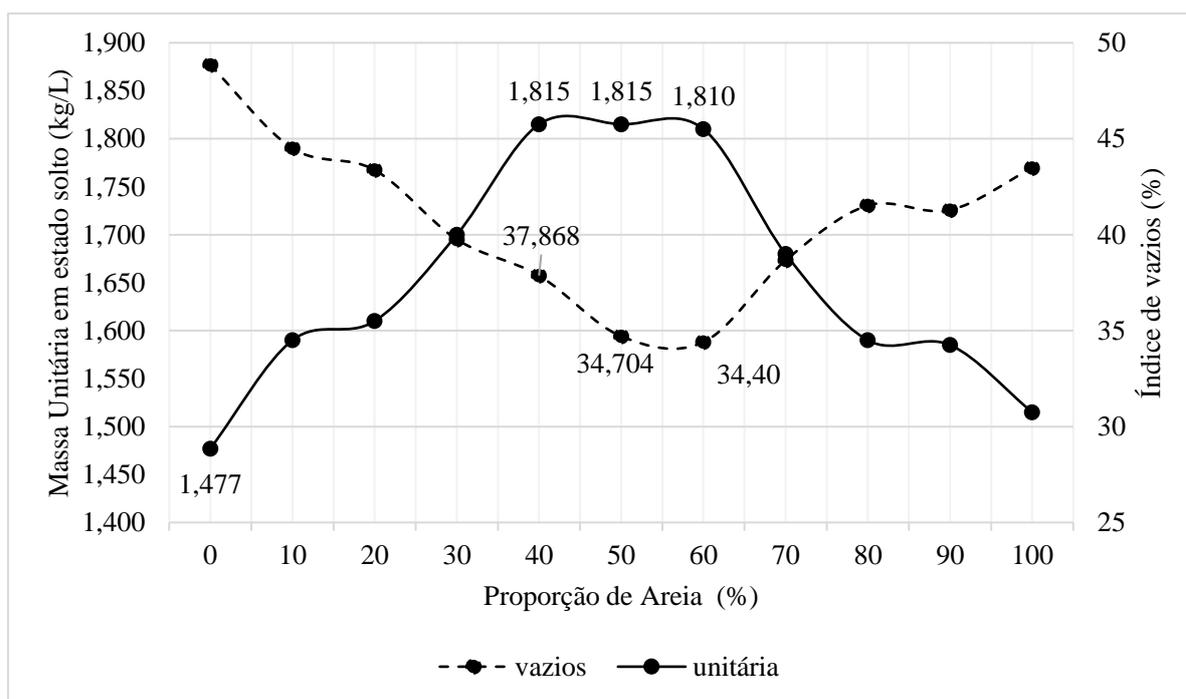
Tabela A. 10 Composição ideal entre agregado graúdo e mistura de areias

Composição entre Brita 0 (%)	Agregado miúdo (kg)	Agregado graúdo (kg)	Acréscimo de agregado miúdo (kg)	Massa (agregado) (kg)	Massa unitária no estado solto (kg/dm ³)	Índice de vazios (%)
100	14,770	---	---	14,770	1,477	40,130
90/10	14,770	1,641	1,641	15,900	1,590	36,488
80/20	14,770	2,051	0,410	16,100	1,610	36,639
70/30	14,770	4,279	2,227	17,000	1,700	34,101
60/40	14,770	5,568	1,289	17,400	1,740	33,577
50/50	14,770	9,202	3,634	18,150	1,815	31,786

Fonte: Autor (2018).

Os resultados destes ensaios, estão expressos em termos de índice de vazios e massa unitária é ilustrado na Figura A.4.

Figura A. 4 Massa unitária e índices de vazios resultante em ensaio de empacotamento entre agregado graúdo e misturas de areias



Fonte: Autor (2018).

A.3 Avaliação do aditivo

Tabela A. 11 Ensaio de funil Marsh - Tempo de escoamento versus teor de SP – A/C = 0,4, SA/C = 0,1 e FC/C = 0,1

Tipo de cimento		CP II - Z - 32			
Teor de sílica		10%	10%	10%	10%
Teor de Fíler		10%	10%	10%	10%
Teor de SP (%)		0,60%	0,80%	1,20%	1,60%
10 min	T _m (s)	59,055	85,160	31,6	35,27
	log (T _m)	1,771	1,930	1,500	1,547
30 min	T _m (s)	102,545	149,450	36,77	38,13
	log (T _m)	2,011	2,174	1,565	1,581
40 min	T _m (s)	138,770	168,010	40,52	36,37
	log (T _m)	2,142	2,225	1,608	1,561
60 min	T _m (s)	169,280	200,200	48,53	37,32
	log (T _m)	2,229	2,301	1,686	1,572

Fonte: Autor (2018).

Tabela A. 12 Ensaio de funil Marsh - Tempo de escoamento versus teor de SP – A/C = 0,4, SA/C = 0,1 e FC/C = 0,2

Tipo de cimento		CP II - Z - 32				
Teor de sílica		10%	10%	10%	10%	10%
Teor de Fíler		20%	20%	20%	20%	20%
Teor de SP (%)		0,60%	0,80%	1,20%	1,60%	2,00%
10 min	T _m (s)	N.M	161,420	103,35	40,26	54,9
	log (T _m)	0,000	2,208	2,014	1,605	1,740
30 min	T _m (s)	N.M	71,160	115,32	43,17	64,1
	log (T _m)	0,000	1,852	2,062	1,635	1,807
40 min	T _m (s)	N.M	77,560	124,56	43,97	70,3
	log (T _m)	0,000	1,890	2,095	1,643	1,847
60 min	T _m (s)	N.M	101,240	141,5	48,14	62,12
	log (T _m)	0,000	2,005	2,151	1,683	1,793

N.M –Pasta obstruiu o equipamento, impossibilitando a leitura.

Fonte: Autor (2018).

Tabela A. 13 Ensaio de funil Marsh - Tempo de escoamento versus teor de SP – A/C = 0,4, SA/C = 0,1 e FC/C = 0,3

Tipo de cimento		CP II - Z - 32				
Teor de sílica		10%	10%	10%	10%	10%
Teor de Fíler		30%	30%	30%	30%	30%
Teor de SP (%)		0,60%	0,80%	1,20%	1,60%	2,00%
10 min	T _m (s)	N.M	305,150	105,64	61,73	106,33
	log (T _m)	0,000	2,485	2,024	1,790	2,027
30 min	T _m (s)	N.M	N.M	160,85	64,71	102,64
	log (T _m)	0,000	0,000	2,206	1,811	2,011
40 min	T _m (s)	N.M	N.M	168,89	75,97	111,43
	log (T _m)	0,000	0,000	2,228	1,881	2,047
60 min	T _m (s)	N.M	N.M	212,22	80,12	112,32
	log (T _m)	0,000	0,000	2,327	1,904	2,050

N.M –Pasta obstruiu o equipamento, impossibilitando a leitura.

Fonte: Autor (2018).

Tabela A. 14 Ensaio de funil Marsh - Tempo de escoamento versus teor de SP – A/C = 0,4, SA/C = 0,1 e FC/C = 0,4

Tipo de cimento		CP II - Z - 32					
Teor de sílica		10%	10%	10%	10%	10%	10%
Teor de Fíler		40%	40%	40%	40%	40%	40%
Teor de SP (%)		0,60%	0,80%	1,20%	1,60%	2,00%	2,40%
10 min	T _m (s)	N.M	N.M	181,94	148,66	114,81	99,16
	log (T _m)	0,000	0,000	2,260	2,172	2,060	1,996
30 min	T _m (s)	N.M	N.M	326,36	165,00	132,78	124,08
	log (T _m)	0,000	0,000	2,514	2,217	2,123	2,094
40 min	T _m (s)	N.M	N.M	308,93	179,63	139,63	126,04
	log (T _m)	0,000	0,000	2,490	2,254	2,145	2,101
60 min	T _m (s)	N.M	N.M	519,75	197,34	137,39	136,89
	log (T _m)	0,000	0,000	2,716	2,295	2,138	2,136

N.M –Pasta obstruiu o equipamento, impossibilitando a leitura.

Fonte: Autor (2018).

Tabela A. 15 Ensaio de miniabatimento - A/C = 0,4, SA/C = 0,1 e FC/C = 0,1

Tipo de cimento		CP II - Z - 32			
Teor de sílica		10%	10%	10%	10%
Teor de Fíler		10%	10%	10%	10%
Teor de SP (%)		0,60%	0,80%	1,20%	1,60%
10 min	T ₁₁₅ (s)	5,00	1,00	2,00	2,00
	T _f (s)	14,00	19,00	15,00	28,00
	Espalhamento (mm)	118,700	143,265	173,050	176,950
30 min	T ₁₁₅ (s)	4,00	N.M	1,00	1,00
	T _f (s)	10,00	13,00	27,00	33,00
	Espalhamento (mm)	118,150	108,050	185,850	181,150
40 min	T ₁₁₅ (s)	N.M	N.M	1,50	1,00
	T _f (s)	6,00	9,00	33,00	38,00
	Espalhamento (mm)	93,750	101,450	185,100	179,800
60 min	T ₁₁₅ (s)	N.M	N.M	2,00	2,00
	T _f (s)	6,00	11,00	26,00	33,00
	Espalhamento (mm)	111,450	99,150	179,600	186,250
Massa Específica (g/cm ³)		1,987	1,985	1,997	1,985

N.M – A pasta não atingiu a marca estabelecida.

Fonte: Autor (2018).

Tabela A. 16 Ensaio de miniabatimento - A/C = 0,4, SA/C = 0,1 e FC/C = 0,2

Tipo de cimento		CP II - Z - 32				
Teor de sílica		10%	10%	10%	10%	10%
Teor de Fíler		20%	20%	20%	20%	20%
Teor de SP (%)		0,60%	0,80%	1,20%	1,60%	2,00%
10 min	T ₁₁₅ (s)	N.M	M	3,00	1,50	1,00
	T _f (s)	4,00	13,00	31,00	47,00	63,00
	Espalhamento (mm)	64,400	166,100	195,500	206,150	205,850
30 min	T ₁₁₅ (s)	-	2,00	3,00	1,00	1,00
	T _f (s)	-	13,00	44,00	48,00	63,00
	Espalhamento (mm)	-	127,750	180,900	188,050	208,100
40 min	T ₁₁₅ (s)	-	3,00	3,00	1,00	1,00
	T _f (s)	-	11,00	31,00	40,00	63,50
	Espalhamento (mm)	-	119,500	174,500	185,350	217,250
60 min	T ₁₁₅ (s)	-	11,50	4,00	1,00	2,00
	T _f (s)	-	12,00	50,00	39,00	66,00
	Espalhamento (mm)	-	115,500	164,200	188,550	192,150
Massa Específica (g/cm ³)		1,990	1,937	1,998	2,015	2,010

N.M – A pasta não atingiu a marca estabelecida.

M – Tempo de espalhamento menor que 1 segundo.

Fonte: Autor (2018).

Tabela A. 17 Ensaio de miniabatimento - A/C = 0,4, SA/C = 0,1 e FC/C = 0,3

Tipo de cimento		CP II - Z - 32				
Teor de sílica		10%	10%	10%	10%	10%
Teor de Fíler		30%	30%	30%	30%	30%
Teor de SP (%)		0,60%	0,80%	1,20%	1,60%	2,00%
10 min	T ₁₁₅ (s)	N.M	N.M	3,00	1,00	2,00
	T _f (s)	N.M	17,00	33,00	53,00	61,00
	Espalhamento (mm)	N.M	108,10	184,40	190,75	201,95
30 min	T ₁₁₅ (s)	-	N.M	3,00	2,00	2,00
	T _f (s)	-	14,00	31,00	51,00	55,00
	Espalhamento (mm)	-	100,15	160,00	190,00	192,25
40 min	T ₁₁₅ (s)	-	-	3,00	1,00	2,00
	T _f (s)	-	-	38,00	61,00	68,00
	Espalhamento (mm)	-	-	152,25	194,10	188,35
60 min	T ₁₁₅ (s)	-	-	5,00	2,50	2,00
	T _f (s)	-	-	29,00	56,50	72,00
	Espalhamento (mm)	-	-	137,70	195,85	196,05
Massa Específica (g/cm ³)		-	2,000	2,033	2,030	2,031

N.M – A pasta não atingiu a marca estabelecida.

Fonte: Autor (2018).

Tabela A. 18 Ensaio de miniabatimento - A/C = 0,4, SA/C = 0,1 e FC/C = 0,4

Tipo de cimento		CP II - Z - 32					
Teor de sílica		10%	10%	10%	10%	10%	10%
Teor de Fíler		40%	40%	40%	40%	40%	40%
Teor de SP (%)		0,60%	0,80%	1,20%	1,60%	2,00%	2,40%
10 min	T ₁₁₅ (s)	N.M	-	4,00	2,00	2,00	2,00
	T _f (s)	4,00	-	19,00	76,00	75,00	57,00
	Espalhamento (mm)	64,400	-	161,950	192,900	189,000	196,800
30 min	T ₁₁₅ (s)	-	-	7,00	3,00	3,00	2,50
	T _f (s)	-	-	24,00	85,00	75,00	79,50
	Espalhamento (mm)	-	-	134,650	193,400	191,800	193,450
40 min	T ₁₁₅ (s)	-	-	4,00	2,00	2,00	1,00
	T _f (s)	-	-	22,00	82,00	82,00	73,00
	Espalhamento (mm)	-	-	140,850	193,200	182,850	193,600
60 min	T ₁₁₅ (s)	-	-	9,00	3,00	3,00	2,00
	T _f (s)	-	-	22,00	73,00	72,00	61,00
	Espalhamento (mm)	-	-	128,400	182,050	188,000	193,200
Massa Específica (g/cm ³)		1,990	-	2,049	2,042	2,062	2,060

N.M – A pasta não atingiu a marca estabelecida.

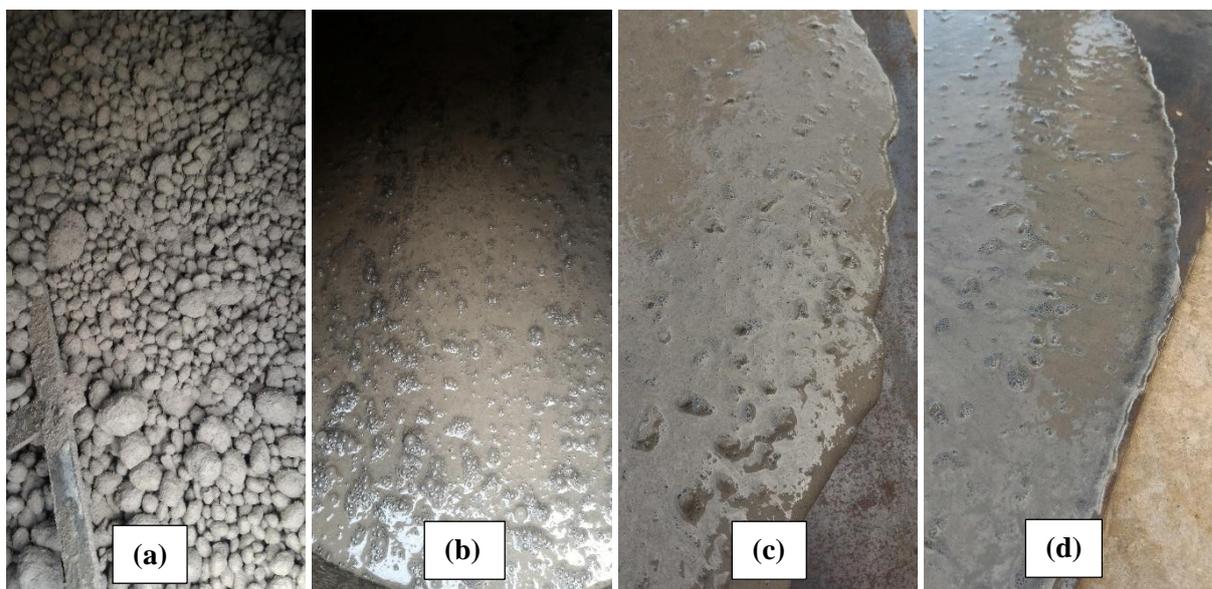
Fonte: Autor (2018).

APÊNDICE B – Resultados dos ensaios físicos-mecânicos dos concretos autoadensáveis no estado fresco e endurecido

Os resultados individuais dos ensaios para avaliação das propriedades dos concretos autoadensáveis no estado fresco e endurecido são apresentados a seguir, realizados de acordo com as metodologias apresentadas pelas normas vigentes, NBR 15823:2010 (ABNT:2010), NBR 5739:2007 (ABNT:2007) e NBR 7222:2011 (ABNT, 2011).

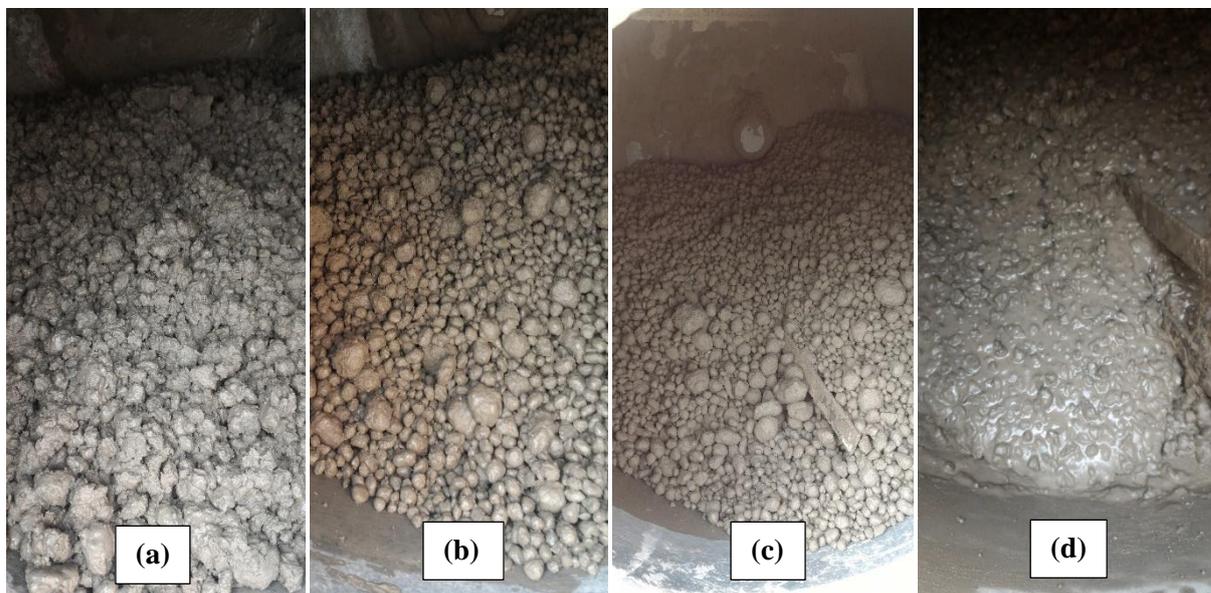
B.1 Resultados dos concretos no estado fresco

Figura B. 1 1° Tentativa (a) Dosagem com 0,0% de adição de água de saturação do agregado miúdo (b) Dosagem com 9,9% de adição de água de saturação de água do agregado (c) Ensaio de espalhamento da dosagem (d) Presença de segregação e exsudação



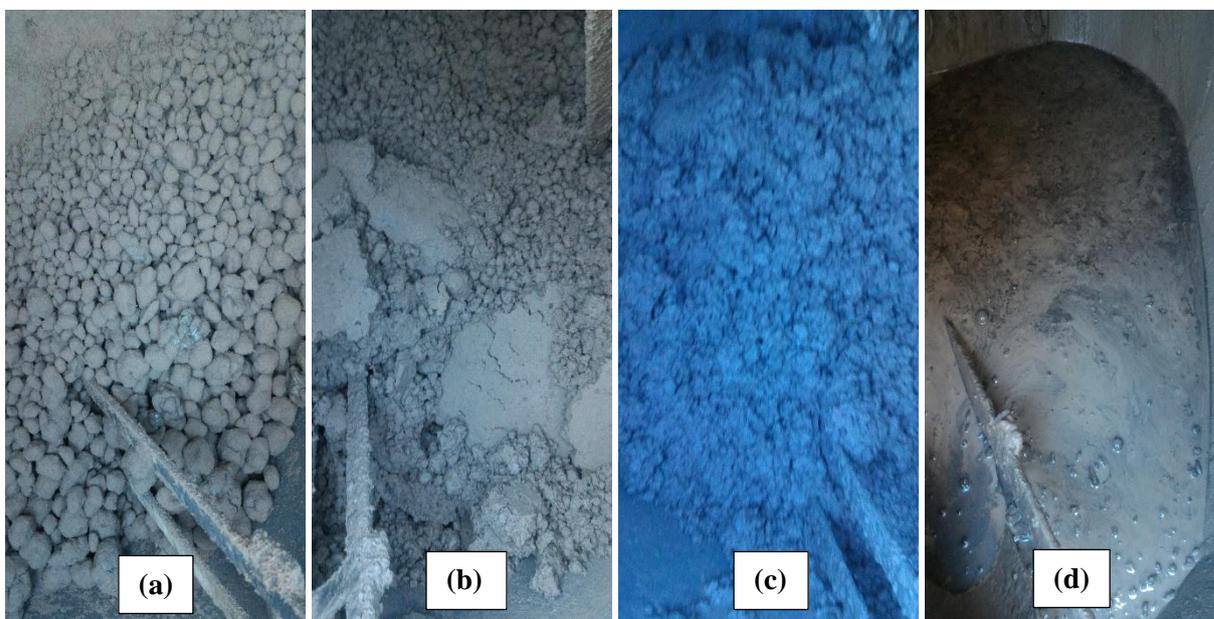
Fonte: Autor (2018).

Figura B. 2 2° Tentativa (a) Dosagem com 0,0% de adição de água de saturação (b) Dosagem com 2,0% de adição de água de saturação (c) Dosagem com 4,0% de adição de água de saturação (d) Dosagem com 6,0% de adição de água de saturação



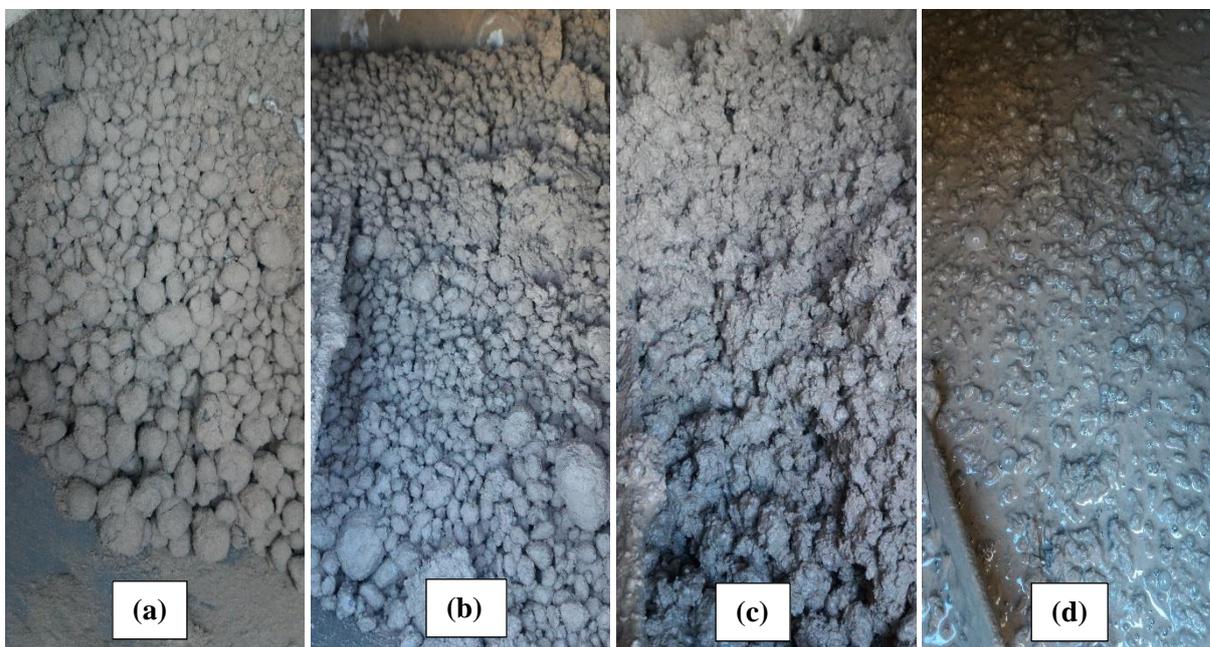
Fonte: Autor (2018).

Figura B. 3 3° Tentativa (a) Dosagem com 6,0% de adição de água de saturação (b) Dosagem com 8,0% de adição de água de saturação (c) Dosagem com 10,0% de adição de água de saturação (d) Dosagem com 10,61% de adição de água de saturação



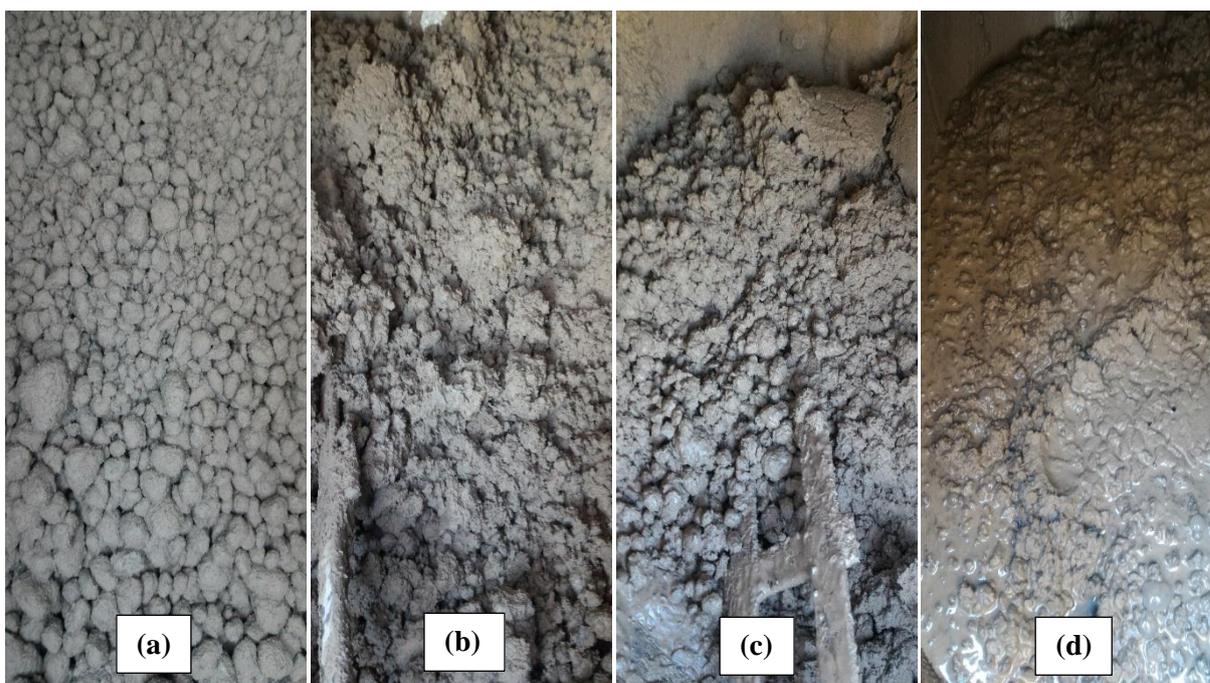
Fonte: Autor (2018).

Figura B. 4 4° Tentativa (a) Dosagem com 0,0% de adição de água de saturação (b) Dosagem com 6,0% de adição de água de saturação (c) Dosagem com 8,0% de adição de água de saturação (d) Dosagem com 8,86% de adição de água de saturação



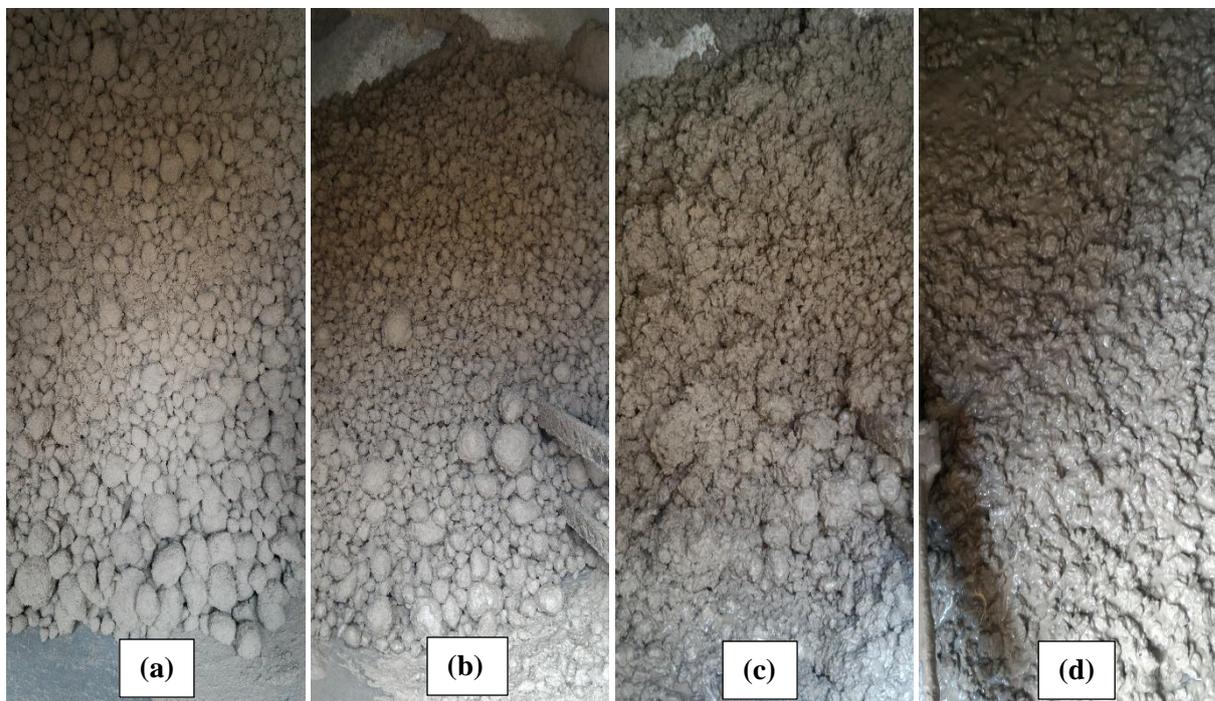
Fonte: Autor (2018).

Figura B. 5 5° Tentativa (a) Dosagem com 0,0% de adição de água de hidratação (b) Dosagem com 8,0% de adição de água de hidratação (c) Dosagem com 9,0% de adição de água de hidratação (d) Dosagem com 10,0% de adição de água de hidratação



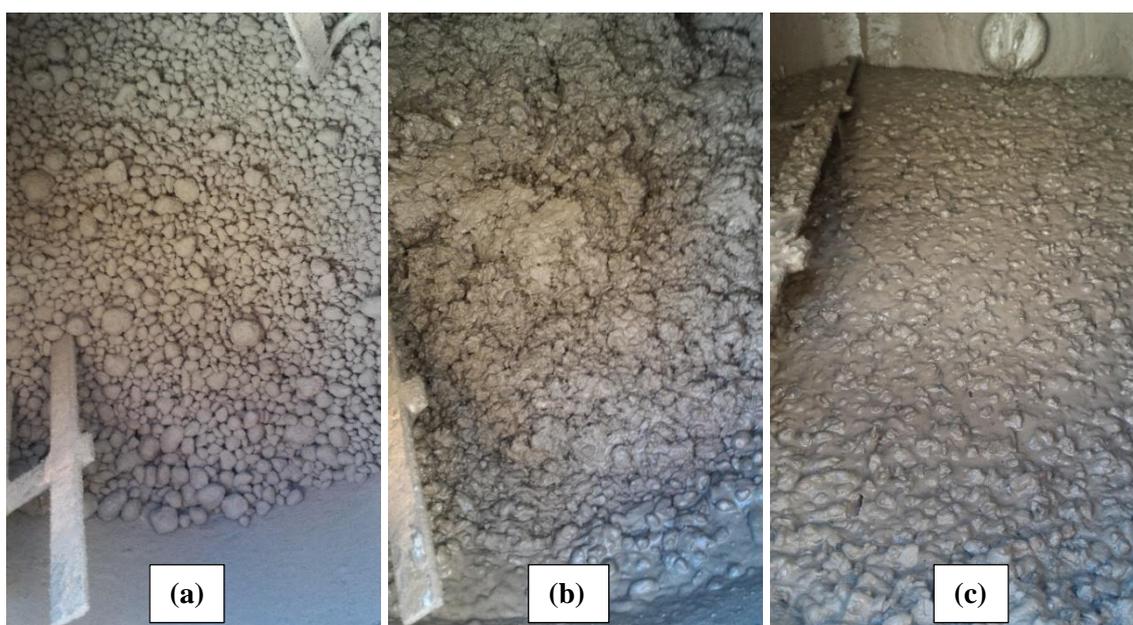
Fonte: Autor (2018).

Figura B. 6 6° Tentativa (a) Dosagem com 0,0% de adição de água de hidratação (b) Dosagem com 6,0% de adição de água de hidratação (c) Dosagem com 7,0% de adição de água de hidratação (d) Dosagem com 8,0% de adição de água de hidratação



Fonte: Autor (2018).

Figura B. 7 7° Tentativa (a) Dosagem com 0,0% de adição de água de saturação (b) Dosagem com 6,0% de adição de água de saturação (c) Dosagem com 7,0% de adição de água de saturação



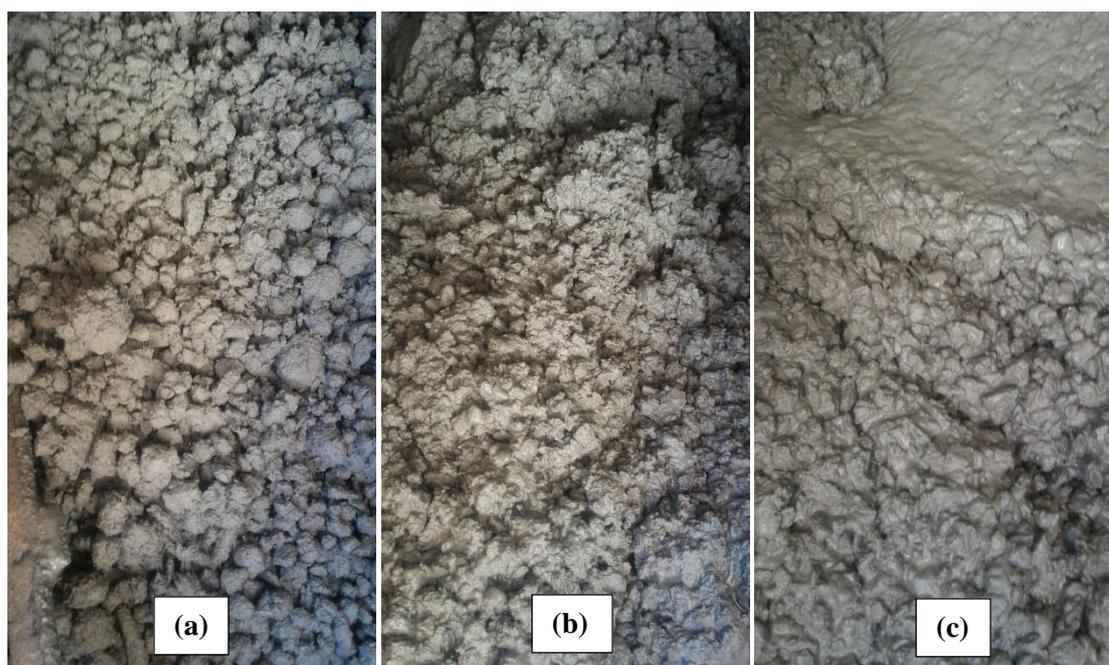
Fonte: Autor (2018).

Figura B. 8 8º Tentativa (a) Dosagem com 0,0% de adição de água de saturação (b) Dosagem com 6,0% de adição de água de saturação (c) Dosagem com 7,0% de adição de água de saturação (d) Dosagem com 7,15% de adição de água de saturação



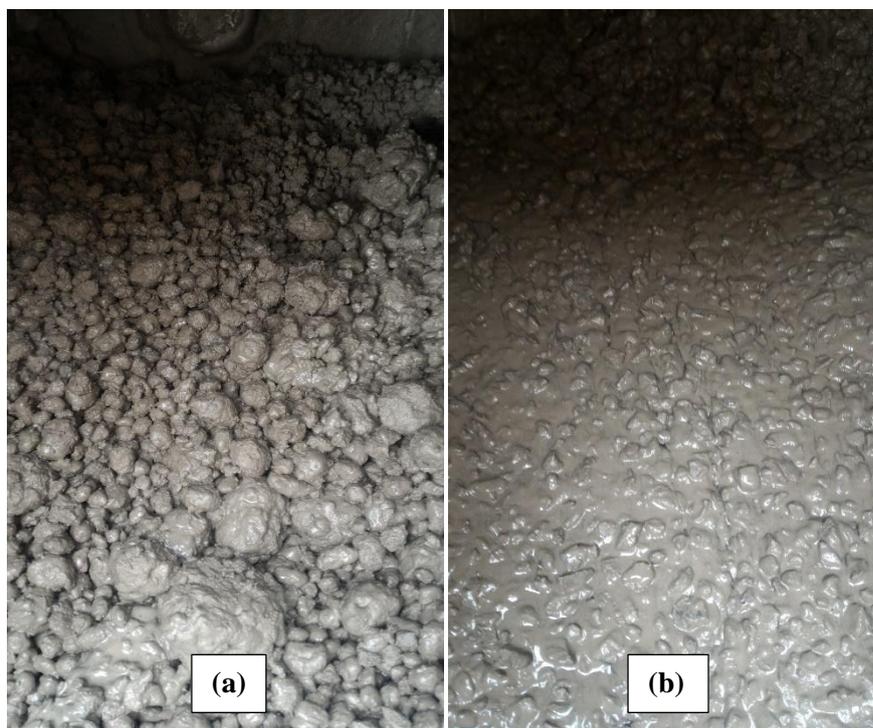
Fonte: Autor (2018).

Figura B. 9 9º Tentativa (a) Dosagem com 6,0% de adição de água de saturação (b) Dosagem com 7,0% de adição de água de saturação (c) Dosagem com 7,22% de adição de água de saturação



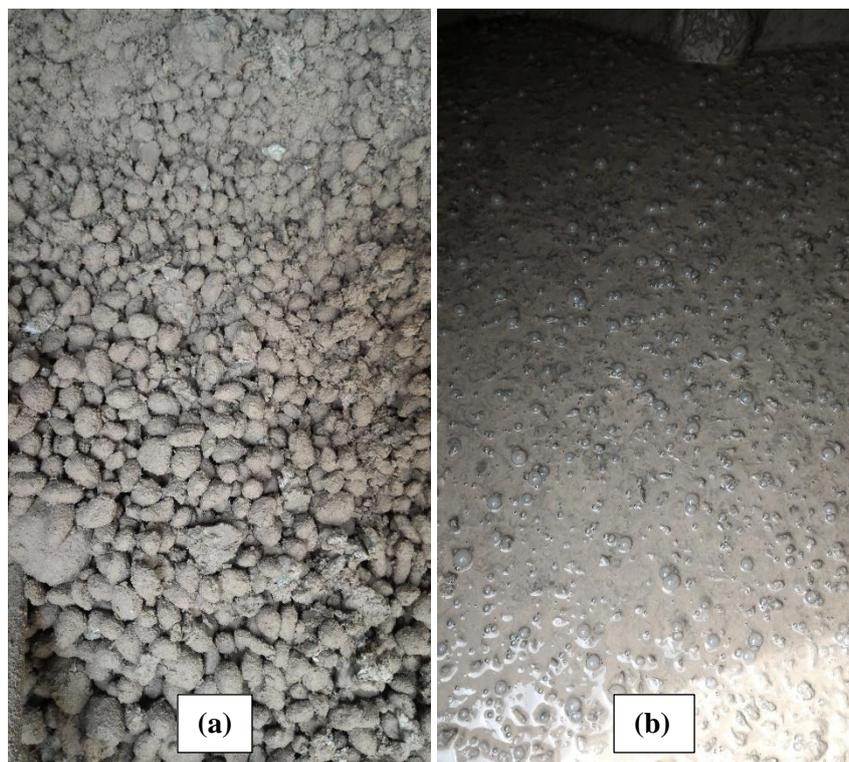
Fonte: Autor (2018).

Figura B. 10 10° Tentativa (a) Dosagem com 0,0% de adição de água de saturação (b) Dosagem com 3,34% de adição de água de saturação



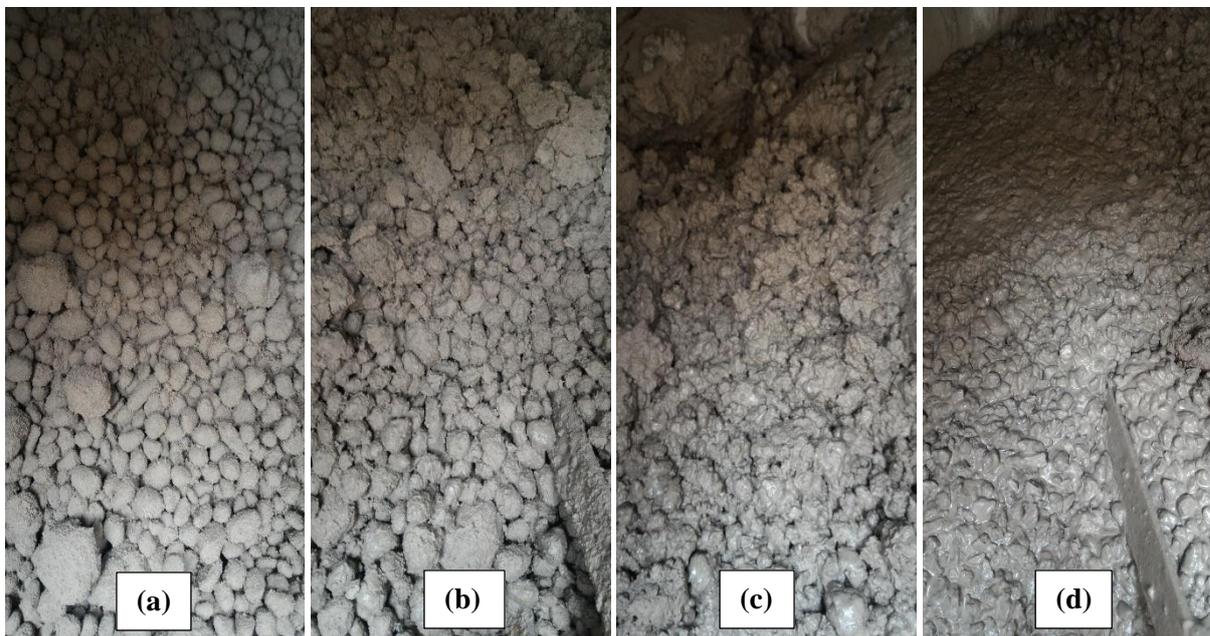
Fonte: Autor (2018).

Figura B. 11 11° Tentativa (a) Dosagem com 0,0% de adição de água de saturação (b) Dosagem com 6,0% de adição de água de saturação



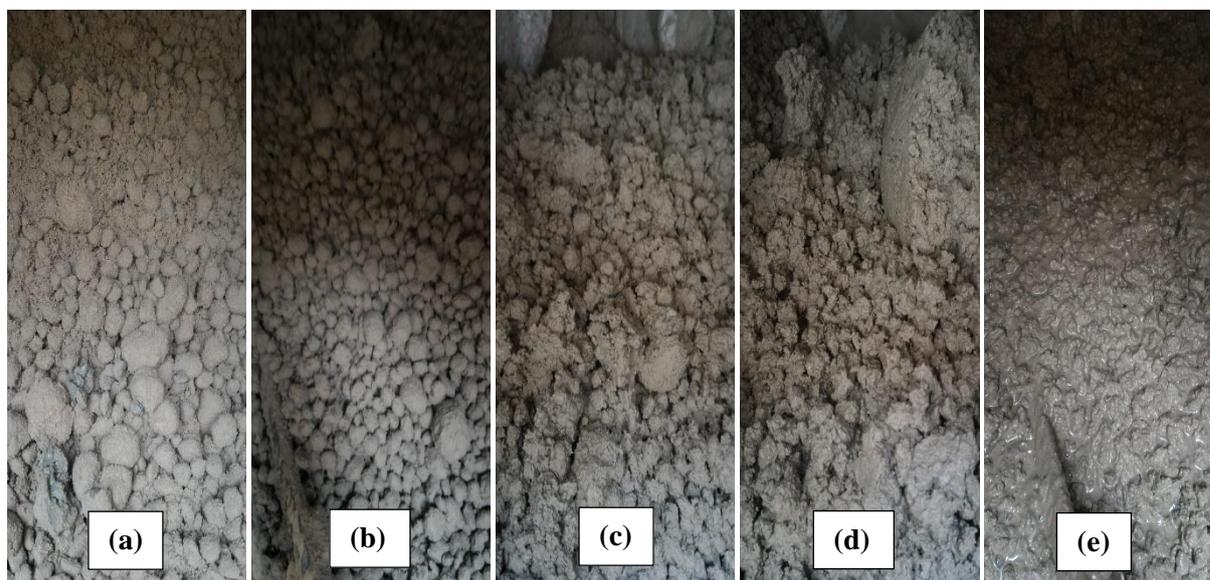
Fonte: Autor (2018).

Figura B. 12 12° Tentativa (a) Dosagem com 0,0% de adição de água de saturação (b) Dosagem com 5,0% de adição de água de hidratação (c) Dosagem com 6,0% de adição de água de hidratação (d) Dosagem com 6,75% de adição de água de saturação



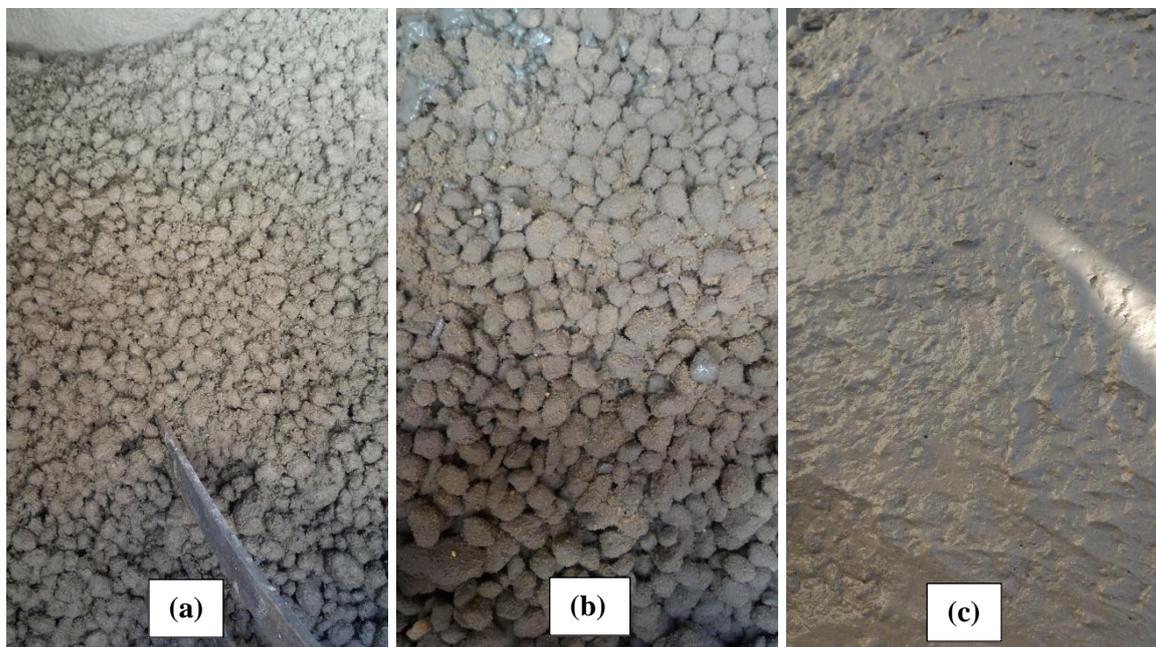
Fonte: Autor (2018).

Figura B. 13 13° Tentativa - Dosagem com adição de água de saturação (a) 0,0% (b) 5,0% (c) 6,0% (d) 7,0% e (e) 7,68%



Fonte: Autor (2018).

Figura B. 14 14° Tentativa (a) Dosagem com 0,0% de adição de água de hidratação (b) Dosagem com 5,0% de adição de água de hidratação (c) Dosagem com 10,68% de adição de água de hidratação



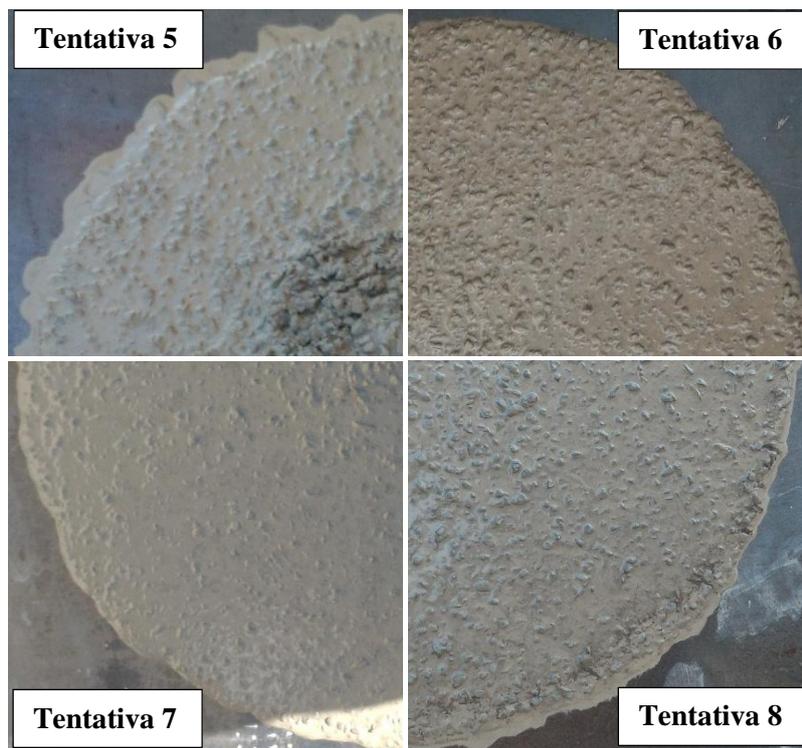
Fonte: Autor (2018).

Figura B. 15 16 Espalhamento das dosagens auxiliares dos concretos autoadensáveis com baixo consumo de cimento



Fonte: Autor (2018).

Figura B. 16 Espalhamento das dosagens auxiliares dos concretos autoadensáveis com baixo consumo de cimento



Fonte: Autor (2018).

Figura B. 17 Espalhamento das dosagens auxiliares dos concretos autoadensáveis com baixo consumo de cimento



Fonte: Autor (2018).

Figura B. 18 Espalhamento das dosagens auxiliares dos concretos autoadensáveis com baixo consumo de cimento



Fonte: Autor (2018).

Tabela B. 1 Propriedades no estado fresco dos concretos autoadensáveis com baixo consumo de cimento auxiliares

Determinação	Unidade	Tent. 01	Tent.02	Tent. 03	Tent. 04	Tent. 05	Tent. 06	Tent. 07
Slump-flow	mm	934,00	752,50	556,86	730,00	660,00	695,00	803,00
T ₅₀₀	s	01"50	10" 40	14" 22	09"30	15" 63	15" 31	05"57
Funil V	s	4" 81	11"25	-	-	Entupiu	01'00"63	15"96
Caixa L, H ₂ /H ₁	-	1,00	0,97	-	-	Entupiu	0,25	1,00
Caixa L, t ₂₀	s	4" 80	1" 97	-	-	-	02"70	1"16
Caixa L, t ₄₀	s	11" 61	5" 57	-	-	-	07"77	2"45
Massa específica (g/cm ³)		2,420	2,380	2,425	2,410	2,295	2,420	2,420
Temperatura	°C	24,00	25,10	20,00	20,10	33,80	34,90	34,90
Umidade do ar	%	49,00	48,00	64,00	61,00	40,00	30,00	17,00

Fonte: Autor (2018).

Tabela B. 2 Propriedades no estado fresco dos concretos autoadensáveis com baixo consumo de cimento auxiliares

Determinação	Unidade	Tent. 08	Tent.09	Tent. 10	Tent. 11	Tent. 12	Tent. 13	Tent. 14
Slump-flow	mm	665,00	687,50	815,00	732,50	760,00	667,50	532,25
T ₅₀₀	s	20"71	12"15	02"99	06"05	06"23	24"48	2"41
Funil V	s	43"23	49"41	09"11	11"14	10"92	12"48	02"12
Caixa L, H ₂ /H ₁	-	0,02	0,33	0,81	0,81	0,93	0,82	0,23
Caixa L, t ₂₀	s	11'52	07"97	01"20	02"24	02"09	02"36	0"57
Caixa L, t ₄₀	s	34'79	18"48	02"08	08"95	04"83	08"00	00"97
Massa específica (g/cm ³)		2,460	2,490	2,430	2,480	2,465	2,350	2,395
Temperatura	°C	32,50	36,10	21,80	27,10	27,50	30,50	33,40
Umidade do ar	%	14,00	10,00	82,00	69,00	56,00	53,00	29,00

Fonte: Autor (2018).

B.2 Resultados dos concretos no estado endurecido

- Resistência à compressão axial

Tabela B. 3 Resistência à compressão, em MPa, dos corpos de prova dos concretos auxiliares

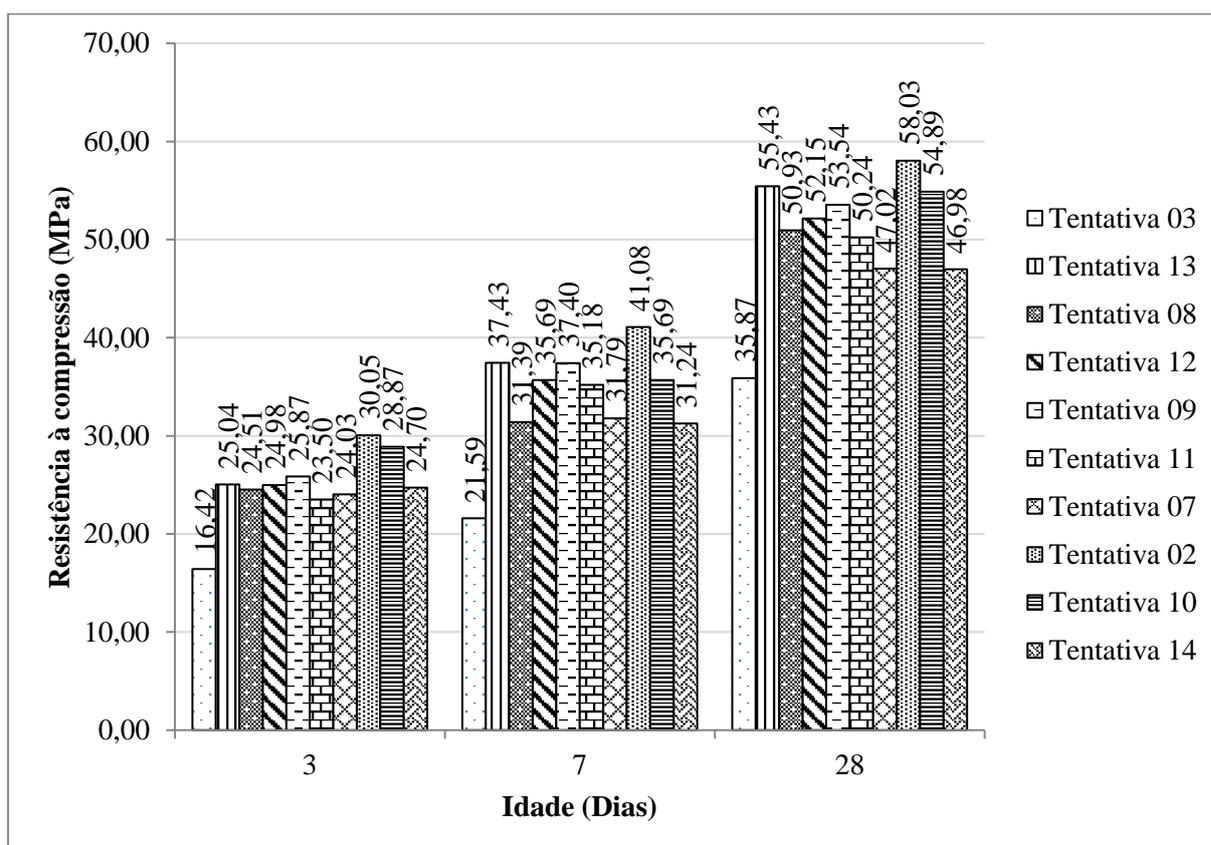
Idade (Dias)	CP	Tent. 03	Tent.13	Tent.08	Tent.12	Tent.09
		29%	30%	32%	32%	33%
3	1	16,43	25,19	25,45	25,46	25,35
	2	17,12	24,70	22,35	25,15	26,94
	3	15,70	25,23	25,72	24,33	25,31
	Média	16,42	25,04	24,51	24,98	25,87
7	1	23,04	37,75	29,96	35,71	37,17
	2	23,66	38,66	32,18	25,15	37,78
	3	18,07	35,87	32,03	24,33	37,24
	Média	21,59	37,43	31,39	28,39	37,40
28	1	34,66	55,61	52,06	51,84	51,46
	2	37,60	56,69	50,00	50,43	52,01
	3	35,36	53,99	50,73	54,19	57,14
	Média	35,87	55,43	50,93	52,15	53,54

Fonte: Autor (2018).

Tabela B. 4 Resistência à compressão, em MPa, dos corpos de prova dos concretos auxiliares

Idade (Dias)	CP	Tent.11	Tent. 14	Tent.07	Tent.02	Tent.10
		33%	30%	35%	38%	40%
3	1	23,63	24,46	23,29	30,05	33,36
	2	36,39	24,84	24,86	29,56	21,18
	3	48,84	24,80	23,93	30,54	32,05
	Média	36,29	24,70	24,03	30,05	28,87
7	1	35,11	31,90	32,74	39,10	44,94
	2	36,39	30,21	29,52	42,16	42,38
	3	48,84	31,62	33,12	41,97	44,22
	Média	40,11	31,24	31,79	41,08	43,85
28	1	50,59	46,49	48,01	58,46	54,85
	2	51,27	46,58	46,96	57,78	53,93
	3	48,84	47,85	46,10	57,86	55,88
	Média	50,24	46,97	47,02	58,03	54,89

Fonte: Autor (2018).

Figura B. 19 Resistência à compressão dos concretos auxiliares para as idades de 3, 7 e 28 dias

Fonte: Autor (2018).

- Resistência à tração por compressão diametral

Tabela B. 5 Resistência à tração por compressão diametral, em MPa, dos corpos de prova dos concretos auxiliares

Idade (Dias)	CP	Tent. 03	Tent.13	Tent.08	Tent.12	Tent.09
		29%	30%	32%	32%	33%
7	1	2,59	3,57	2,75	3,73	3,77
	2	2,72	3,35	3,04	4,12	3,80
	3	-	3,44	3,02	3,78	4,13
	Média	2,66	3,45	2,94	3,87	3,90
28	1	4,44	4,08	4,52	4,31	3,57
	2	4,41	4,46	4,93	4,38	3,74
	3	4,37	3,74	4,55	4,61	3,27
	Média	4,41	4,09	4,66	4,44	3,53

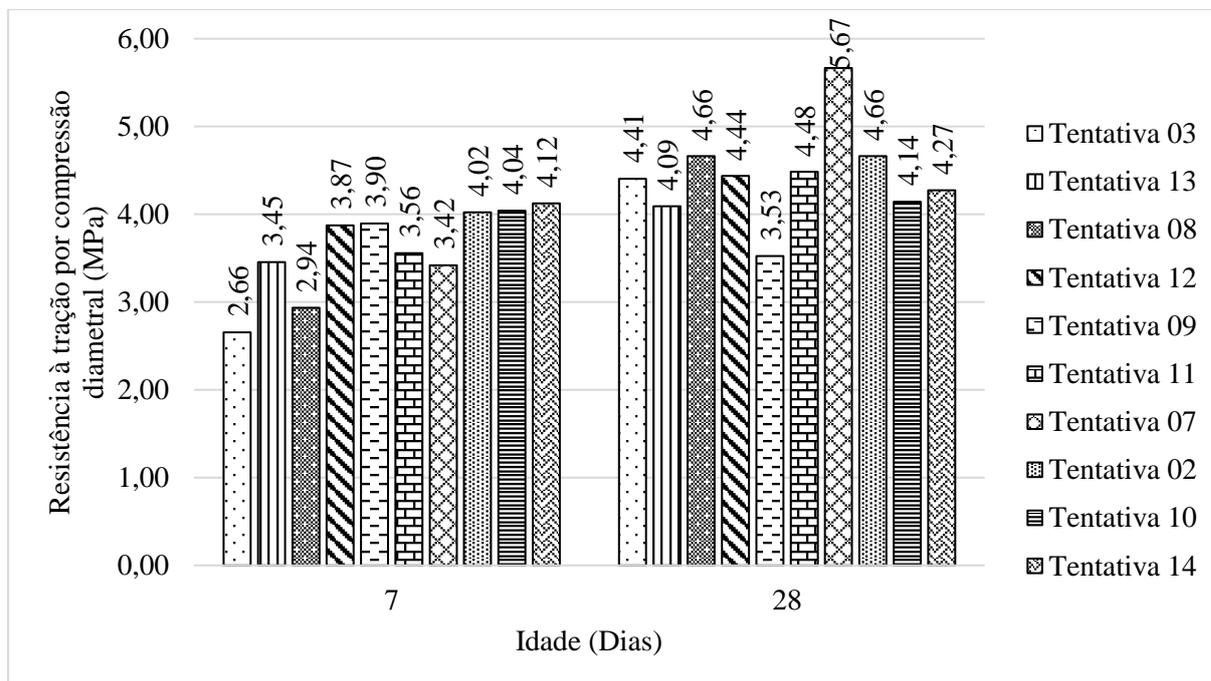
Fonte: Autor (2018).

Tabela B. 6 Resistência à tração por compressão diametral, em MPa, dos corpos de prova dos concretos auxiliares

Idade (Dias)	CP	Tent. 11	Tent.14	Tent.07	Tent.02	Tent.10
		29%	30%	32%	32%	33%
7	1	3,74	4,04	3,48	3,79	4,24
	2	3,41	4,06	3,56	4,00	3,83
	3	3,52	4,28	3,22	4,28	4,06
	Média	3,56	4,12	3,42	4,02	4,04
28	1	4,78	3,80	5,65	5,09	3,64
	2	3,60	4,82	5,65	4,39	4,11
	3	5,07	4,20	5,70	4,51	4,68
	Média	4,48	4,27	5,67	4,66	4,14

Fonte: Autor (2018).

Figura B. 20 Resistência à tração por compressão diametral, em MPa, dos corpos de prova dos concretos auxiliares



Fonte: Autor (2018).

- Consumo e insumos de materiais

Tabela B. 7 Custos dos materiais das dosagens dos concretos auxiliares

Material	1ª tent.	2ª tent.	3ª tent.	4ª tent.	5ª tent.	6ª tent.	7ª tent.
Cimento (kg)	164,94	164,94	125,88	138,90	125,88	138,90	151,92
Fíler Calcário (kg)	123,71	123,71	94,41	104,18	94,41	104,18	113,94
Sílica Ativa (kg)	47,43	47,43	36,19	39,93	36,19	39,93	43,68
Areia (kg)	38,88	38,88	44,52	42,64	44,51	42,64	41,05
Brita	64,35	64,35	73,69	70,58	73,69	70,58	67,46
SP (g)	5,78	5,78	4,40	4,86	4,40	4,86	5,32
Total (R\$)	445,08	445,08	379,09	401,08	379,08	401,08	423,37

Fonte: Autor (2018).

Tabela B. 8 Custos dos materiais das dosagens dos concretos auxiliares

Material	8ª tent.	9ª tent.	10ª tent.	11ª tent.	12ª tent.	13ª tent.	14ª tent.
Cimento (kg)	138,90	143,24	173,62	143,24	138,90	130,22	130,22
Fíler Calcário (kg)	104,18	107,43	130,22	107,43	104,18	97,67	97,67
Sílica Ativa (kg)	39,93	41,18	49,92	41,18	39,93	37,43	37,43
Areia (kg)	42,64	42,01	37,62	42,01	42,64	43,90	33,61
Brita	70,58	69,54	62,28	69,54	70,58	72,65	49,44
SP (g)	4,86	5,01	6,08	5,01	4,86	4,56	4,56
Total (R\$)	401,08	408,42	459,74	408,42	401,08	386,42	352,92

Fonte: Autor (2018).

B.3 Resultados dos ensaios de durabilidade

Tabela B. 9 Valores de massa obtidos no ensaio de absorção por capilaridade nos concretos analisados aos 28 dias

Concretos	Amostras	Massa (g)									h (cm)
		Seca	20 min.	45 min.	1:30 h	3h	6h	24h	48h	72h	
CAAR	1	12500	12550	12550	12550	12550	12550	12560	12560	12570	28,80
	2	12450	12440	12480	12490	12490	12490	12500	12500	12510	28,80
	3	12450	12450	12450	12470	12480	12480	12490	12500	12510	28,90
CAABCC1	1	12650	12660	12660	12660	12660	12670	12680	12680	12680	28,60
	2	12740	12750	12750	12760	12760	12760	12770	12770	12770	29,10
	3	12890	12900	12900	12900	12900	12910	12920	12920	12920	28,70
CAABCC2	1	13230	13250	13250	13250	13250	13250	13250	13250	13260	29,20
	2	13050	13060	13060	13060	13060	13060	13070	13070	13070	28,70
	3	13190	13210	13210	13210	13210	13210	13220	13220	13220	29,10
CAABCC3	1	12880	12890	12890	12890	12900	12900	12900	12900	12910	29,1
	2	12930	12930	12940	12940	12940	12940	12940	12950	12950	29,1
	3	12930	12930	12930	12940	12940	12940	12940	12950	12950	28,9

Fonte: Autor (2018).

Tabela B. 10 Valores de massa obtidos no ensaio de absorção por imersão nos concretos aos 28 dias

Concretos	Massa (g)						
	Amostras	Seca	1/3 saturada	2/3 saturada	Saturada	Ebulição	Hidrostática
CAAR	1	12450	12500	12550	12620	12610	7480
	2	12450	12650	12700	12770	12770	7534
	3	12500	12640	12700	12780	12780	7540
CAABCC1	1	12690	12750	12790	12900	12930	7770
	2	12700	12760	12800	12840	12910	7730
	3	12690	12740	12800	12830	12900	7780
CAABCC2	1	13210	13260	12280	13340	13360	8020
	2	12990	13030	13050	13100	13100	7910
	3	13320	13380	13400	13470	13470	8090
CAABCC3	1	13040	13080	13110	13190	13190	7760
	2	12970	13020	13050	13100	13090	7750
	3	13000	13040	13070	13130	13130	7790