



UNIVERSIDADE
ESTADUAL DE LONDRINA

FRANCIELI STÉFANI COFANI PINTO

**INFLUÊNCIA DA LOCALIZAÇÃO DA JAZIDA DE MESMA
MINERALOGIA NAS CARACTERÍSTICAS DO AGREGADO
GRAÚDO E NAS PROPRIEDADES DO CONCRETO
AUTOADENSÁVEL (CAA)**

FRANCIELI STÉFANI COFANI PINTO

**INFLUÊNCIA DA LOCALIZAÇÃO DA JAZIDA DE MESMA
MINERALOGIA NAS CARACTERÍSTICAS DO AGREGADO
GRAÚDO E NAS PROPRIEDADES DO CONCRETO
AUTOADENSÁVEL (CAA)**

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação, em Engenharia Civil, da Universidade Estadual de Londrina, como requisito à obtenção do título de Mestre.

Orientadora: Prof^a. Dr^a. Berenice Martins Toralles

Londrina
2020

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor, através do Programa de Geração Automática do Sistema de Bibliotecas da UEL

C674i Cofani-Pinto , Francieli Stéfani .
Influência da localização da jazida de mesma mineralogia nas características do agregado graúdo e nas propriedades do concreto autoadensável (CAA) / Francieli Stéfani Cofani-Pinto . - Londrina, 2020.
206 f. : il.

Orientador: Berenice Martins Toralles.
Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Estadual de Londrina, Centro de Tecnologia e Urbanismo, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2020.
Inclui bibliografia.

1. Concreto autoadensável - Tese. 2. Localização da jazida - Tese. 3. Agregado graúdo - Tese. 4. Propriedades mecânicas - Tese. I. Martins Toralles, Berenice . II. Universidade Estadual de Londrina. Centro de Tecnologia e Urbanismo. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDU 62

FRANCIELI STÉFANI COFANI PINTO

**INFLUÊNCIA DA LOCALIZAÇÃO DA JAZIDA DE MESMA
MINERALOGIA NAS CARACTERÍSTICAS DO AGREGADO
GRAÚDO E NAS PROPRIEDADES DO CONCRETO
AUTOADENSÁVEL (CAA)**

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação, em Engenharia Civil, da Universidade Estadual de Londrina, como requisito à obtenção do título de Mestre.

BANCA EXAMINADORA

Orientadora: Prof^a. Dr^a. Berenice Martins
Toralles
Universidade Estadual de Londrina – UEL

Prof. Dr. Romel Dias Vanderlei
Universidade Estadual de Maringá– UEM

Prof. Dr. Paulo César Correia Gomes
Universidade Federal de Alagoas – UFAL

Prof. Dr. Luiz Roberto Prudêncio Jr
Universidade Federal de Santa Catarina -
UFSC

Londrina, 31 de julho de 2020.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, pelo dom da vida e por estar ao meu lado por toda a minha trajetória, me dando forças para não desistir dos meus objetivos.

A minha orientadora, Prof.^a Dr.^a Berenice Martins Toralles, por ter acreditado em meu potencial e me permitir viver momentos de alegria e aprendizado que levarei para sempre em minha memória. Agradeço por toda a sua dedicação, carinho e ensinamentos.

Ao meu esposo, Guilherme Tavares Pinto, por seu amor, cuidado e apoio incondicionais! Que nunca me deixou desanimar e esteve sempre presente em todos os momentos desta linda trajetória.

Aos meus pais, Nilza Maria Paduan Cofani e Warley Sergio Cofani e, ao meu irmão, Gabriel Paduan Cofani, por sempre me apoiarem e acreditarem no meu futuro profissional, me auxiliando e me fornecendo o alicerce necessário ao meu desenvolvimento.

A CAPES pela bolsa recebida durante o desenvolvimento do mestrado.

Ao Prof. Dr. Romel Dias Vanderlei e ao Prof. Dr. José Wilson Assunção pela ajuda nos ensaios de caracterização mecânica da rocha e, a Universidade Estadual de Maringá por disponibilizar o laboratório para realização dos ensaios.

Ao professor Carlos Humberto por disponibilizar o equipamento Sonelastic e ao aluno Gabriel por me auxiliar nos ensaios.

Ao professor Francisco C. Morato Leite pelo auxílio no Laboratório de Materiais da Universidade Estadual de Londrina, agradeço pela paciência e disponibilidade.

Ao Osvaldo pelo auxílio no Microscópio Eletrônico de Varredura.

Ao professor Alexandre Urbano pelo auxílio no ensaio de Difração de Raio-X.

Ao professor Paulo Parreira pelo auxílio no ensaio de Fluorescência de Raio-X.

Ao professor Eduardo Inocente pela realização do ensaio de μ -CT.

Aos alunos de iniciação científica Daniela e Ighor, aos técnicos do Laboratório de Materiais, Anderson Tiroli e André Capobianco e ao estagiário do laboratório, Carlos Lazari pela colaboração nos experimentos.

A minha parceira do mestrado Maria Fernanda Porto, por todos os ensinamentos, momentos vividos e pela amizade que construímos.

Aos meus queridos companheiros de mestrado e doutorado, Nicole Schwantes, Geovana Souza Ferreira Nogueira e Gersson Sandoval, pelo apoio e momentos vividos.

E a todos que contribuíram de alguma maneira para o desenvolvimento desse trabalho e construção deste sonho.

COFANI-PINTO, Francieli Stéfani. **Influência da localização da jazida de mesma mineralogia nas características do agregado graúdo e nas propriedades do concreto autoadensável (CAA)**. 2020. 210 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2020.

RESUMO

Sabe-se que alterações nas propriedades mecânicas do CAA são observadas, principalmente para o módulo de elasticidade, o qual tende a sofrer reduções em virtude do menor volume de agregado graúdo na mistura. Ademais, é de conhecimento que o tipo de agregado possui influência significativa no módulo de elasticidade de concretos, entretanto, um fato não considerado é a influência da localização da jazida do agregado de mesma origem mineralógica. Assim, frente a importância do agregado graúdo para as propriedades mecânicas do concreto autoadensável, este trabalho possui como objetivo estudar a influência da localização da jazida nas características do agregado graúdo e nas propriedades do CAA. Para isso, rochas e agregados graúdos de diferentes dimensões máximas (9,5 mm e 12,5 mm) provenientes de três jazidas localizadas em diferentes lugares, denominadas neste trabalho A, B e C, foram coletados. A fim de atingir o objetivo proposto, o programa experimental desenvolvido foi dividido em dois estudos. O primeiro, denominado Estudo 1, teve como objetivo verificar a influência da localização da jazida nas propriedades físicas, químicas, mineralógicas e mecânicas dos agregados estudados. O segundo, denominado Estudo 2, buscou, a partir dos diferentes agregados utilizados, verificar a influência da localização da jazida e da granulometria e características do agregado graúdo na resistência à compressão e no módulo de elasticidade do concreto autoadensável. Desta maneira, após produção e verificação das propriedades autoadensáveis, os CAA's foram submetidos a ensaios de resistência à compressão, módulo de elasticidade estático e módulo dinâmico, além da determinação da curva tensão-deformação. No Estudo 1, verificou-se, a partir dos dados obtidos, que os agregados coletados das três jazidas apresentaram diferenças, de porosidade, cor, presença ou não de fissuras e propriedades mecânicas, sendo observadas, de acordo com as análises estatísticas, diferenças significativas no módulo de elasticidade estático e dinâmico. Com relação aos resultados do Estudo 2, concluiu-se, a partir dos resultados encontrados e das análises estatísticas realizadas, que a variação da localização da jazida e da granulometria do agregado graúdo possui efeito mais significativos no módulo de elasticidade dos CAA's produzidos, sendo que para a resistência à compressão os resultados obtidos são, em sua maioria, estatisticamente iguais.

Palavras-chave: Concreto autoadensável. Localização da jazida. Agregado graúdo. Propriedades mecânicas.

COFANI-PINTO, Francieli Stéfani. **Influence of the deposit location of the same mineralogy on the characteristics of coarse aggregate and the properties of self-compacting concrete (SCC)**. 2020. 210 p. Dissertation (Master in Civil Engineering) – Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2020.

ABSTRACT

It is known that changes in the mechanical properties of SCC are observed, mainly for the modulus of elasticity, which tends to suffer reductions due to the lower volume of coarse aggregate in the mixture. Furthermore, it is known that the type of aggregate has a significant influence on the elasticity module of concretes, however, a fact that is not considered is the influence of the deposit location of the aggregate of the same mineralogical origin. Thus, given the importance of the coarse aggregate for the mechanical properties of self-compacting concrete, this work aims to study the influence of the location of the deposit on the characteristics of the coarse aggregate and the properties of the CAA. For this, rocks and coarse aggregates of different maximum dimensions (9.5 mm and 12.5 mm) from three deposits located in different places, named in this work A, B and C, were collected. In order to achieve the proposed objective, the experimental program developed was divided into two studies. The first, called Study 1, aimed to verify the influence of the location of the deposit on the physical, chemical, mineralogical and mechanical properties of the studied aggregates. The second, called Study 2, sought, from the different aggregates used, to verify the influence of the deposit location, granulometry and characteristics of the coarse aggregate in the compressive strength and in the elasticity modulus of the self-compacting concrete. Thus, after production and verification of the self-compacting properties, the CAA's were subjected to tests of compressive strength, static elasticity module and dynamic module, in addition to the determination of the stress-strain curve. In Study 1, it was found, from the data obtained, that the aggregates collected from the three deposits showed differences, in porosity, color, presence or absence of cracks and mechanical properties, being observed, according to statistical analysis, significant differences in the static and dynamic elastic modulus. Regarding the results of Study 2, it was concluded, from the results found and from the statistical analyzes carried out, that the variation of the location of the deposit and the coarse aggregate granulometry has a more significant effect on the elasticity module of the CAA's produced, being that for compressive strength, the results obtained are mostly statistically equal.

Keywords: Self-compacting concrete. Deposit location. Coarse aggregate. Mechanical properties.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1	Evolução do concreto até o desenvolvimento do CAA.....	27
Figura 2	Influência da forma da areia sobre a tensão de cisalhamento da mistura do CAA	46
Figura 3	Comportamento típico tensão-deformação da pasta de cimento, agregado e concreto	50
Figura 4	Resultados para a resistência à compressão do trabalho de Santos et al. (2015).....	58
Figura 5	Resultados de resistência à compressão em função da dimensão máxima do agregado graúdo	59
Figura 6	Resultados de resistência à compressão obtidos do trabalho de Nikbin et al. (2014)	60
Figura 7	Resultados de resistência à compressão do trabalho de Guru Jawahar et al. (2013).....	61
Figura 8	Resultados de resistência à compressão da pesquisa de Khaleel, Al-Mishhadani e Razak (2011)	62
Figura 9	Resultados de resistência à compressão retirados do trabalho de Uysal (2012).....	64
Figura 10	Resultados para resistência à compressão do trabalho de Türkel e Kandemir (2010).....	65
Figura 11	Resultados para o módulo de elasticidade do trabalho de Santos et al. (2015)	68
Figura 12	Resultados para o módulo de elasticidade do trabalho de Nikbin et al. (2014)	69
Figura 13	Variação do módulo de elasticidade do CAA com o volume do agregado graúdo	70
Figura 14	Resultados de Módulo de Elasticidade do trabalho de Leite (2007).....	71
Figura 15	Resultados de módulo de elasticidade.....	72
Figura 16	Resultados de módulo de elasticidade estático (E_c) e dinâmico (E_d)	73
Figura 17	Formação das rochas.....	81
Figura 18	Formação das rochas ígneas.....	83

Figura 19	Classificação modal das rochas ígneas	86
Figura 20	Feições microscópicas de basaltos amigdaloidais	88
Figura 21	Imagens microscópicas com (a) 1500 e (b) 5000 vezes de ampliação de rochas de basalto vesicular	88
Figura 22	Gráfico de resistência à compressão do Cimento Portland CP-V ARI	93
Figura 23	Curva granulométrica do agregado miúdo	95
Figura 24	Localização das jazidas estudadas	95
Figura 25	Foto das amostras de agregado graúdo por jazida e dimensão máxima.....	96
Figura 26	Curvas granulométricas dos agregados B3/8-A e B1/2-A	99
Figura 27	Curvas granulométricas dos agregados B3/8-B e B1/2-B	99
Figura 28	Curvas granulométricas dos agregados B3/8-C e B1/2-C.....	100
Figura 29	Foto das rocha coletadas	100
Figura 30	Fluxograma da campanha experimental	102
Figura 31	Fluxograma Estudo 1	103
Figura 32	Microscópio Eletrônico de Varredura	105
Figura 33	Detalhes da preparação das (a) amostras e do (b) equipamento metalizador.....	105
Figura 34	Espectrômetro de Fluorescência de Raios X	106
Figura 35	Equipamento de Difração de Raios-X	107
Figura 36	Amostras para o ensaio de μ -CT	108
Figura 37	a) Extração do testemunho com uma perfuratriz; b) retirada do testemunho da rocha; c) testemunho após extração; d) retificação do corpo de prova; e) corpo de prova pronto	108
Figura 38	Fotos das rocha após extração dos testemunhos.....	109
Figura 39	Extensômetro elétrico.....	112
Figura 40	Instrumento Ultrassônico.....	113
Figura 41	Sistema Sonelastic®.....	114
Figura 42	Fluxograma do Estudo 2	115
Figura 43	Fluxograma do procedimento de dosagem proposto por Porto (2020).....	117
Figura 44	Procedimento de mistura aplicado na produção dos CAA's.....	119
Figura 45	Compressômetro com bases independentes	122

Figura 46	Representação esquemática do carregamento para a determinação do módulo de elasticidade conforme a Metodologia A	123
Figura 47	Representação esquemática do carregamento para a determinação do diagrama tensão-deformação	123
Figura 48	Micrografias dos agregados A, B e C.....	125
Figura 49	Testemunhos extraídos das rochas de cada jazida.	125
Figura 50	Resultados de EDS: (a) jazida A, (b) jazida B e (c) jazida C.....	126
Figura 51	Resultados de FRX para cada jazida	128
Figura 52	Fotos da superfície dos testemunhos extraídos de cada jazida ...	129
Figura 53	Seções transversais das amostras por μ -CT	131
Figura 54	Porcentagem de poros totais obtida nas análises por μ -CT.....	132
Figura 55	Percentual de poros em relação ao diâmetro médio.....	133
Figura 56	Gráfico dos valores médios de resistência à compressão das rochas	137
Figura 57	Fotos do (a) MEV, (b) rocha e (c) testemunhos da jazida B.....	137
Figura 58	Resultado do teste de Tukey e box-plot dos dados de resistência à compressão.....	138
Figura 59	Gráfico dos valores médios de módulo de elasticidade dinâmico por ultrassom	140
Figura 60	Box-plot dos dados de módulo de elasticidade dinâmico por ultrassom.....	141
Figura 61	Gráfico dos valores médios de módulo de elasticidade dinâmico por técnica de excitação por impulso	143
Figura 62	Resultado do Teste de Tukey e Box-plot dos dados de módulo de elasticidade dinâmico por técnica de excitação por impulso ...	144
Figura 63	Curva tensão-deformação das rochas das jazidas A, B e C	145
Figura 64	Gráfico dos valores médios de módulo de elasticidade estático e resultado do Teste de Tukey.....	146
Figura 65	Comparação entre os valores médios de módulo de elasticidade estático e dinâmico.....	147
Figura 66	Correlação entre o módulo de elasticidade estático e o dinâmico por ultrassom e por técnica de excitação por impulso.....	148
Figura 67	Estudo das composições: (a) jazida A, (b) jazida B e (c) jazida C	151

Figura 68	Curvas granulométricas dos agregados B1/2+B3/8-A, B1/2+B3/8-B e B1/2+B3/8-C	153
Figura 69	Curva tensão-deformação da pasta com teor de superplastificante igual a 0,4% e adição de SA	154
Figura 70	Curva tensão-deformação da Arg_32	156
Figura 71	Concreto Teste_B3/8A após ensaio de espalhamento	157
Figura 72	Concreto Teste_B3/8C após ensaio de espalhamento	158
Figura 73	Concretos produzidos após ensaio de espalhamento e anel J	162
Figura 74	Gráfico dos valores médios de resistência à compressão aos 7 e 28 dias.....	164
Figura 75	Corpo de prova dos concretos das jazidas C e A após o ensaio de resistência à compressão.....	165
Figura 76	Resultado do teste de Tukey e box-plot dos dados de resistência à compressão.....	166
Figura 77	Comparação entre a resistência à compressão das rochas com o resultados obtidos para os concretos autoadensáveis.....	167
Figura 78	Curva tensão-deformação dos nove CAA's	169
Figura 79	Correlação entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão.....	170
Figura 80	Gráfico dos valores médios de módulo de elasticidade dinâmico por ultrassom	172
Figura 81	Box-plot dos dados de módulo de elasticidade dinâmico.....	173
Figura 82	Gráfico dos valores médios de módulo de elasticidade estático ..	174
Figura 83	Teste de Tukey e box-plot dos dados de módulo de elasticidade estático.....	176
Figura 84	Comparação entre o módulo de elasticidade estático das rochas com o resultados obtidos para os concretos autoadensáveis	177
Figura 85	Comparação entre o módulo de elasticidade estático e o módulo dinâmico dos CAA's produzidos.....	178
Figura 86	Comportamento tensão-deformação do CAA e suas fases	179
Figura 87	Difratograma Jazida A.....	196
Figura 88	Difratograma Jazida B.....	196
Figura 89	Difratograma Jazida C.....	197

LISTA DE QUADROS

Quadro 1	Itens abordados pela ASTM sobre CAA e sua relação com as normas brasileiras.....	38
Quadro 2	Alguns cristais comuns de rochas ígneas, sedimentares e metamórficas.....	82
Quadro 3	Planejamento experimental para caracterização mecânica das rochas	110
Quadro 4	Composições estudadas para cada jazida.....	116
Quadro 5	Nomenclatura para as composições selecionadas	116
Quadro 6	Ensaio para caracterização das combinações selecionadas	117
Quadro 7	Concretos autoadensáveis produzidos	120
Quadro 8	Planejamento experimental para verificação da autoadensabilidade dos CAA's produzidos	120
Quadro 9	Planejamento experimental para caracterização mecânica dos CAA's	121
Quadro 10	Arg_42: argamassa com 133% de excesso de pasta em função do volume de vazios do agregado miúdo e teor de agregado miúdo igual a 42%.....	198
Quadro 11	Arg_39: argamassa com 163% de excesso de pasta em função do volume de vazios do agregado miúdo e teor de agregado miúdo igual a 39%.....	199
Quadro 12	Arg_37: argamassa com 193% de excesso de pasta em função do volume de vazios do agregado miúdo e teor de agregado miúdo igual a 37%.....	199
Quadro 13	Arg_33: argamassa com 234% de excesso de pasta em função do volume de vazios do agregado miúdo e teor de agregado miúdo igual a 33%.....	200
Quadro 14	Arg_32: argamassa com 254% de excesso de pasta em função do volume de vazios do agregado miúdo e teor de agregado miúdo igual a 32%.....	200

LISTA DE TABELAS

Tabela 1	Classificação do CAA em função dos valores obtidos nos ensaios descritos pela norma brasileira	32
Tabela 2	Classificação do CAA em função dos valores obtidos nos ensaios descritos pela norma europeia.....	33
Tabela 3	Classificação do CAA em função dos valores obtidos nos ensaios descritos pela norma americana	34
Tabela 4	Classificação do CAA em função dos valores obtidos nos ensaios descritos pelo “The European Guidelines for Self-Compacting Concrete”	34
Tabela 5	Valores de tolerância conforme EN 206-9 (2010)	35
Tabela 6	Consumos utilizados nas misturas de CAA.....	39
Tabela 7	Classificação das adições minerais.....	45
Tabela 8	Evolução da ABNT NBR 6118	51
Tabela 9	Valores para αE	53
Tabela 10	Modelos de previsão para o módulo de elasticidade do concreto	54
Tabela 11	Resultados de caracterização das rochas do trabalho de Uysal (2012).....	63
Tabela 12	Estudos sobre a influência das propriedades do agregado graúdo na resistência à compressão e no módulo de elasticidade do CAA.....	66
Tabela 13	Estudos sobre a influência das propriedades do agregado graúdo na resistência à compressão e no módulo de elasticidade do CAA.....	75
Tabela 14	Resumo da influência das propriedades do agregado graúdo na resistência à compressão e no módulo de elasticidade do CAA....	78
Tabela 15	Exemplos de composição média de rochas ígneas consolidadas a partir de magmas graníticos, andesíticos e basálticos (valores em % em peso).	85
Tabela 16	Estudos de caracterização mecânica da rocha de basalto	90
Tabela 17	Composição Química Cimento Portland CP-V ARI.....	93
Tabela 18	Especificações da Sílica Ativa.....	94

Tabela 19	Caracterização do agregado miúdo	94
Tabela 20	Resultados de caracterização das rochas britadas	97
Tabela 21	Corpos de prova por jazida, dimensões (mm), massa (g) e massa específica (g/cm ³)	109
Tabela 22	Análise mineralógica dos basaltos	130
Tabela 23	Resultados de resistência à compressão (fc) das rochas	135
Tabela 24	Resultados do ensaio de ultrassom por jazida	139
Tabela 25	Resultados do ensaio de módulo de elasticidade dinâmico aferidos pela técnica de excitação por impulso por jazida	142
Tabela 26	Resultados de resistência à compressão para execução do ensaio de módulo de elasticidade estático	144
Tabela 27	Resultados de módulo de elasticidade estático por jazida	146
Tabela 28	Correlações entre o módulo de elasticidade estático e dinâmico obtidas neste trabalho e verificadas na literatura	149
Tabela 29	Resultados de caracterização das combinações escolhidas	152
Tabela 30	Resultados de espalhamento, tempo de escoamento, Gm e Rm	155
Tabela 31	Resultados no estado fresco concreto Teste_ B3/8A.....	157
Tabela 32	Resultados no estado fresco concreto Teste_ B3/8C	158
Tabela 33	Consumo concreto autoadensável Teste_ B3/8C	159
Tabela 34	Concretos autoadensáveis produzidos	160
Tabela 35	Resultados dos ensaios no estado fresco para os concretos autoadensáveis produzidos.....	161
Tabela 36	Resultados de resistência à compressão média aos 7 e 28 dias.	163
Tabela 37	Análise de variância para a resistência à compressão dos CAA's	166
Tabela 38	Resistência à compressão para o ensaio do módulo de elasticidade estático (n=2).....	168
Tabela 39	Módulo de elasticidade dinâmico (Ed) , módulo de elasticidade estático tangente inicial (Eci,m), módulo de elasticidade secante (Ecs,m) e módulo de elasticidade estimado	169
Tabela 40	Análise de variância para o módulo de elasticidade dinâmico	172
Tabela 41	Análise de variância para o módulo de elasticidade estático	175
Tabela 42	Dados de entrada para dosagem das argamassas.....	198
Tabela 43	Dados de entrada para dosagem do concreto Teste_ B3/8A.....	203

Tabela 44	Dados de entrada dosagem do concreto Teste_ B3/8C.....	206
Tabela 45	Análise estatística para os dados de resistência à compressão das rochas.....	208
Tabela 46	Análise estatística para os dados de módulo de elasticidade dinâmico por ultrassom das rochas.....	208
Tabela 47	Análise estatística para os dados de módulo de elasticidade dinâmico por técnica de excitação por impulso das rochas	208
Tabela 48	Análise estatística para os dados de módulo de elasticidade estático das rochas	208
Tabela 49	Análise estatística para os dados de resistência à compressão dos CAA's	209
Tabela 50	Análise estatística para os dados de módulo de elasticidade dinâmico por ultrassom dos CAA's	209
Tabela 51	Análise estatística para os dados de módulo de elasticidade estático dos CAA's	210

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

$\%Ag$	Teor de agregado graúdo
$\acute{A}gua_{Ag}$	Água de absorção do agregado graúdo
$\acute{A}gua_{Am}$	Água de absorção do agregado miúdo
EX_{pasta}	Excesso de pasta
EX_{arg}	Excesso de argamassa
E_{cm}	Módulo de deformação secante do concreto segundo o EUROCODE 2 (2004)
E_{cs}	Módulo de deformação secante do concreto
I_{vag}	Índice de vazios do agregado graúdo
I_{vam}	Índice de vazios do agregado miúdo
M_{ag}	Massa de agregado graúdo
M_{am}	Massa de agregado miúdo
M_{cim}	Massa de cimento
V_{vag}	Volume de vazios do agregado graúdo
V_{vam}	Volume de vazios do agregado miúdo
V_{am}	Volume de agregado miúdo
V_{arg}	Volume de argamassa
V_{conc}	Volume de concreto
V_{pasta}	Volume de pasta
f_{cj}	Resistência de dosagem do concreto
f_{cm}	Valor médio da resistência à compressão do cilindro de concreto
$\gamma_{\acute{a}gua}$	Densidade da água
γ_{AD}	Densidade da adição mineral
γ_{SP}	Densidade do aditivo superplastificante
γ_{ag}	Massa específica do agregado graúdo
γ_{am}	Massa específica do agregado miúdo
γ_{cim}	Densidade do cimento
ρ_{ag}	Massa unitária do agregado graúdo
ρ_{am}	Massa unitária do agregado miúdo
ABGE	Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute

AM/arg	Relação volume de agregado miúdo por volume de argamassa
AM/cim	Relação entre a massa de agregado miúdo e a massa de cimento
AMV	Aditivo Modificador de Viscosidade
ANOVA	Análise de variância
ASTM	American Society for Testing and Materials
DRX	Difração de Raios-X
E_c	Módulo de elasticidade estático
E_{ci}	Módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangente inicial do concreto, referindo-se sempre ao módulo cordal
$E_{ci,i}$	Módulo de elasticidade individual
$E_{ci,m}$	Módulo de elasticidade médio
E_d	Módulo de elasticidade dinâmico
$E_{cs,m}$	Módulo de elasticidade secante médio
EDS	Espectroscopia por Energia Dispersiva
EFNARC	European Federation for Specialist Construction Chemicals and Concrete Systems
EN	Europäische Norm
f_1	Frequência de ressonância fundamental longitudinal
f_c	Resistência à compressão do concreto
$f_{c,m}$	Resistência média à compressão do concreto
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
Fe	Ferro
FRX	Fluorescência de Raio X
G_m	Índice de deformabilidade relativa
LARX	Laboratório de Análises por Técnicas de Raios-X
LMEM	Laboratório de Microscopia Eletrônica e Microanálise
NM	Norma Mercosul
pasta/arg	Relação entre o volume de pasta e o volume de argamassa
SA	Sílica Ativa
UEM	Universidade Estadual de Maringá
α_E	Parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade
σ_c	Tensão à compressão no concreto
ω_c	Massa específica

V Velocidade da onda ultrassônica
 μ Coeficiente de Poisson

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	21
1.1	JUSTIFICATIVA.....	22
1.2	QUESTÃO DE PESQUISA	24
1.3	OBJETIVOS	24
1.3.1	Objetivo Geral.....	24
1.3.2	Objetivos Específicos	24
1.4	DELIMITAÇÃO DA PESQUISA.....	24
1.5	CONTRIBUIÇÃO ESPERADA.....	25
1.6	ESTRUTURA DO TRABALHO.....	25
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	27
2.1	DESENVOLVIMENTO DO CONCRETO AUTOADENSÁVEL.....	27
2.1.1	Vantagens E Desvantagens Do Caa	28
2.2	PROPRIEDADES NO ESTADO FRESCO DO CAA	29
2.2.1	Sistematização Das Principais Normas Em Vigor	31
2.3	CONSUMOS UTILIZADOS NAS MISTURAS DE CAA.....	39
2.3.1	Materiais Constituintes	44
2.4	INFLUÊNCIA DO AGREGADO GRAÚDO NAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CAA	48
2.4.1	Evolução Da Abnt Nbr 6118: Análise Da Importância Do Agregado Graúdo Para As Propriedades Mecânicas Do Concreto.....	51
2.4.2	Modelos De Previsão Para Estimativa Do Módulo De Elasticidade	53
2.4.3	Módulo De Elasticidade Dinâmico Do Concreto	56
2.4.4	Efeito Do Agregado Graúdo Na Resistência À Compressão Do Caa.....	57
2.4.5	Efeito Do Agregado Graúdo No Módulo De Elasticidade Do Caa	67
2.4.6	Considerações Sobre A Influência Das Propriedades Do Agregado Graúdo Na Resistência À Compressão E No Módulo De Elasticidade Do Caa.	76
2.5	MINERAIS E ROCHAS.....	79
2.5.1	Definições, Classificações E Processo De Formação Das Rochas.....	79
2.5.2	Minerais Formadores Das Rochas	82
2.5.3	Características Das Rochas Ígneas.....	83

2.5.4	Características Da Rocha De Basalto	87
3	MATERIAIS E MÉTODOS	92
3.1	MATERIAIS.....	92
3.1.1	Cimento Portland, Adição Mineral, Água E Aditivo Superplastificante....	92
3.1.2	Agregado Miúdo	94
3.1.3	Agregado Graúdo E Rocha	95
3.2	MÉTODO	101
3.2.1	Estudo 1	102
3.2.1.1	Análise por MEV e EDS.....	104
3.2.1.2	Análise química por fluorescência de raios X (FRX).....	106
3.2.1.3	Análise mineralógica por difração de raios-X (DRX).....	106
3.2.1.4	Análise da porosidade por microtomografia computadorizada de raios- X (M-CT).....	107
3.2.1.5	Caracterização mecânica da rocha	108
3.2.1.6	Resistência à compressão, curva tensão-deformação e módulo de elasticidade estático da rocha	111
3.2.1.7	Módulo de elasticidade dinâmico por ultrassom	112
3.2.1.8	Módulo de elasticidade dinâmico por técnica de excitação por impulso	114
3.2.2	Estudo 2	115
3.2.2.1	Estudo da combinação granulométrica binária (B1/2”+B3/8”)	116
3.2.2.2	Produção dos caa’s e verificação das propriedades no estado fresco .	117
3.2.2.3	Caracterização mecânica dos CAA’S.....	121
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	124
4.1	ESTUDO 1	124
4.1.1	Análise Por Mev E Eds.....	124
4.1.2	Análise Química Por Fluorescência De Raios-X (FRX).....	127
4.1.3	Análise Mineralógica Por Difração De Raios-X (DRX).....	129
4.1.4	Análise Da Porosidade Total Por Microtomografia Computadorizada De Raios-X (M-CT).....	130
4.1.5	Caracterização Mecânica Das Rochas.....	134
4.1.5.1	Resistência à compressão.....	135

4.1.5.2	Módulo de elasticidade dinâmico por ultrassom, módulo de elasticidade dinâmico por técnica de excitação por impulso, curva tensão-deformação e módulo de elasticidade estático	139
4.1.5.3	Comparação entre os módulos de elasticidade dinâmico e estático	147
4.1.6	Considerações Parciais Sobre O Estudo 1.....	149
4.2	ESTUDO 2	150
4.2.1	Estudo Da Combinação Granulométrica Binária (B1/2”+B3/8”).....	150
4.2.2	Produção Dos Caa's E Verificação Das Propriedades No Estado Fresco.....	153
4.2.3	Caracterização Mecânica Dos Caa's.....	163
4.2.3.1	Resistência à compressão.....	163
4.2.3.2	Curva tensão-deformação, módulo de elasticidade dinâmico e módulo de elasticidade estático	168
4.2.3.3	Comportamento tensão-deformação do concreto autoadensável e de suas fases constituintes.....	178
4.2.4	Considerações Parciais Sobre O Estudo 2.....	180
5	CONCLUSÃO	182
5.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	184
	REFERÊNCIAS	185
	APÊNDICES	196
	APÊNDICE A Difractogramas obtidos nas análises de DRX.....	196
	APÊNDICE B Dosagem das argamassas conforme procedimento de porto (2020).....	198
	APÊNDICE C Dosagem do concreto teste_ B3/8A	201
	APÊNDICE D Dosagem do concreto teste_ B3/8C.....	205
	APÊNDICE E Análises estatísticas para as rochas	208
	APÊNDICE F Análises estatísticas para os CAA'S	209

1. INTRODUÇÃO

O concreto autoadensável (CAA) foi idealizado por Okamura em 1986, com o objetivo de melhorar a qualidade das estruturas de concreto, sendo o seu primeiro protótipo desenvolvido no Japão, em 1988 (OKAMURA; OZAWA; OUCHI, 2000).

O CAA é caracterizado por seu alto desempenho, possuindo a habilidade de fluir e preencher as fôrmas por conta própria, sem necessidade de vibração ou compactação externa de qualquer natureza (AHMAD; UMAR, 2017; OKAMURA; OUCHI, 2003).

Embora apresente os mesmos materiais constituintes do concreto convencional (CC), sua composição possui diferenças, principalmente em questão de volume e dimensão máxima do agregado graúdo, além do incremento da quantidade de finos, de pasta e de argamassa. Em função destas alterações, algumas desigualdades, em especial para o módulo de elasticidade do CAA, podem ser verificadas quando este é comparado ao CC (CRAEYE *et al.*, 2014; EFNARC, 2005; MARQUES, 2011; TUTIKIAN; DAL MOLIN, 2008).

Estudos desenvolvidos por autores como: Parra, Valcuende e Gómez (2011), Felekoglu, Türkel e Baradan (2007), Domone (2007), Holschemacher (2004), Holschemacher e Klug (2002), mostram que o CAA é mais deformável que o CC, com reduções do módulo de elasticidade na ordem de 2% a 20%, podendo chegar a 40% no caso de concretos com baixa resistência (20 MPa).

Como se sabe, o módulo de elasticidade do concreto está relacionado a rigidez e proporção dos materiais que o constitui. Assim, o módulo de elasticidade aumenta para altos teores de agregado graúdo com elevada rigidez e diminui com o aumento de materiais finos e redução dos agregados (HOLSCHEMACHER; KLUG, 2002). Desta maneira, observa-se que as propriedades mecânicas de um concreto não dependem somente do traço ou da composição dos seus materiais constituintes, mas também da qualidade dos materiais utilizados em sua produção.

Com isso, a partir da importância do agregado graúdo para as propriedades mecânicas do CAA, verifica-se que dependendo da aplicação para qual serão utilizados, as rochas que dão origem aos agregados deverão apresentar certas características que permitam atingir sua função como material constituinte (QUEIROZ, 2009).

O estudo da influência das propriedades do agregado como, por exemplo, a dimensão máxima, origem mineralógica, resistência à compressão, textura e porosidade, no módulo de elasticidade do CAA pode ser encontrado em trabalhos como os desenvolvidos por Nikbin *et al.* (2014), Uysal (2012), Khaleel, Al-Mishhadani e Abdul Razak (2011) e Leite (2007).

Nestas pesquisas, observa-se para a dimensão máxima do agregado graúdo, resultados discordantes, uma vez que segundo autores, como Nikbin *et al.* (2014) e Leite (2007), não há influência significativa do aumento ou diminuição da dimensão máxima no módulo de elasticidade do CAA, já outros, como Khaleel, Al-Mishhadani e Abdul Razak (2011) verificaram melhores resultados para uma menor dimensão máxima.

Em relação a origem mineralógica e demais propriedades, nota-se, nestes estudos, que rochas com maior resistência à compressão, menor porosidade e textura mais áspera, resultam em CAA's com um maior módulo de elasticidade, além de maior capacidade de carga.

Então, como visto, rochas de diferentes mineralogias possuem propriedades distintas, que influenciam no comportamento mecânico do CAA. Entretanto, comparando estudos que caracterizaram rochas de mesma origem mineralógica, pode-se observar também diferenças em suas propriedades, tais como resistência à compressão e módulo de elasticidade, conforme os trabalhos desenvolvidos por Cardozo *et al.* (2016), Kılıç e Teymen (2008), Freitas Neto *et al.* (2006), Hernández-Gutiérrez e Santamarta (2015), Gomes (2001), Marrano (1997) e Frazão (1993).

Porém, trabalhos que estudam o efeito da utilização de agregados provenientes de rochas de mesma origem mineralógica, mas de diferentes jazidas, nas propriedades mecânicas de concretos, como o CAA, não são verificados na literatura. Assim, este trabalho buscou compreender se agregados de mesma mineralogia extraídos de diferentes lugares e com diferentes granulometrias possuem influência na resistência à compressão e no módulo de elasticidade do concreto autoadensável.

1.1. JUSTIFICATIVA

Apesar das semelhanças nas propriedades mecânicas do CAA ao compará-las com as do concreto convencional, algumas alterações podem ser verificadas, principalmente para o módulo de elasticidade, o qual tende a sofrer reduções, em consequência, por grande parte, do menor volume de agregado graúdo.

Como visto, conforme estudo desenvolvido por Domone (2007), nota-se que para concretos de baixa resistência, o módulo de elasticidade dos CAA pode chegar a ser 40% menor que os de concretos convencionais com mesmo valor de resistência à compressão.

Considerando que uma das principais aplicações do concreto autoadensável são as estruturas pré-moldadas, como postes, pilares e vigas, por exemplo, observa-se que reduções no módulo de elasticidade, mesmo que pequenas, podem gerar problemas estruturais significativos em aplicações deste tipo, as quais estão expostas a situações que podem causar deformações excessivas, em especial durante a etapa de transporte.

Sabe-se que o agregado graúdo possui influência no módulo de elasticidade do concreto, principalmente em questão do volume presente na mistura. Como no concreto autoadensável o volume de agregado graúdo é limitado em virtude de suas propriedades em fresco, são necessários estudos que busquem outras alternativas para aprimoramento desta propriedade do CAA.

Uma das características do agregado graúdo já considerada significativamente para determinação do módulo de elasticidade de concretos é a sua origem mineralógica. Ao analisar ABNT NBR 6118 (2014), por exemplo, nota-se que por meio do coeficiente proposto α_E , é possível realizar a correção do módulo de elasticidade do concreto considerando o tipo de rocha da qual o agregado é proveniente.

Entretanto, um fato não considerado nesta norma e nas demais normas que tratam sobre o dimensionamento de estruturas em concreto, é a influência da localização da jazida do agregado, a qual pode causar efeitos em suas propriedades, uma vez que, conforme verifica-se na literatura, uma rocha de mesma origem mineralógica, como por exemplo o basalto, pode apresentar propriedades variáveis a depender da região de formação da rocha mãe.

Neste contexto, observa-se uma lacuna do conhecimento a respeito da influência da localização da jazida do agregado graúdo de mesma origem mineralógica nas propriedades mecânicas do concreto autoadensável. Assim, com base nesta lacuna, busca-se com este trabalho, verificar se esta característica do agregado possui influência significativa nas propriedades mecânicas do CAA, principalmente em relação ao módulo de elasticidade.

Logo, estudos que buscam entender como a variabilidade e características dos materiais constituintes do CAA influenciam em suas propriedades mecânicas,

possuem relevância, uma vez que ao aprofundar-se tal conhecimento, em especial no caso do módulo de elasticidade, propriedade importante para a segurança das estruturas em concreto, a aplicabilidade do CAA poderá ser ampliada.

1.2. QUESTÃO DE PESQUISA

O agregado graúdo de mesma mineralogia sendo proveniente de diferentes jazidas influencia nas características do agregado e nas propriedades do concreto autoadensável?

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo Geral

Estudar a influência da localização da jazida, de mesma mineralogia, e da granulometria do agregado graúdo na resistência à compressão e no módulo de elasticidade do Concreto Autoadensável (CAA).

1.3.2. Objetivos Específicos

- Mapear a influência da localização da jazida nas características químicas, físicas e mineralógicas e, nas propriedades mecânicas da rocha de basalto;
- Propor correlações para estimativa do módulo de elasticidade estático da rocha com base nos resultados de módulo de elasticidade dinâmico por ultrassom e por frequência natural de vibração;
- Comparar os valores experimentais obtidos para o módulo de elasticidade estático dos CAA's produzidos com os valores calculados pelas equações propostas nos códigos vigentes;
- Verificar o comportamento tensão-deformação do CAA e de suas fases constituintes;

1.4. DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

A pesquisa delimitou-se na análise da influência da região de localização da jazida de mesma mineralogia e da granulometria do agregado graúdo na resistência à compressão e no módulo de elasticidade do concreto autoadensável. Foram estudadas três jazidas, localizadas no norte do estado do Paraná, sob a Bacia do

Paraná, denominadas neste trabalho de jazidas A, B e C, sendo que as rochas analisadas são provenientes de derrames basálticos. Ademais, foram fixadas duas dimensões máximas características para o agregado: 9,5 mm e 12,5 mm, bem como a combinação destas granulometrias.

1.5. CONTRIBUIÇÃO ESPERADA

Busca-se com este trabalho contribuir para o aprofundamento do conhecimento sobre a influência do agregado graúdo nas propriedades mecânicas do CAA. Desta maneira, espera-se que esta pesquisa apresente dados que demonstrem a importância do estudo do agregado graúdo para o controle e previsão do módulo de elasticidade e da resistência à compressão do CAA.

1.6. ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho apresenta cinco capítulos, sendo o primeiro dedicado à introdução, justificativa, questão de pesquisa, objetivos, delimitação de pesquisa e a contribuição esperada.

No segundo capítulo se apresenta a revisão bibliográfica, estudando primeiramente o desenvolvimento do concreto autoadensável, suas definições, vantagens e desvantagens. Após isso, estão apresentadas as propriedades no estado fresco do CAA com uma análise das principais normas, nacional e internacionais, vigentes. Em seguida, trata-se sobre os materiais constituintes do CAA e a influência do agregado graúdo nas propriedades mecânicas do material.

Ainda neste segundo capítulo apresenta-se também, um tópico específico para minerais e rochas, no qual são estudados os processos de formação das rochas, bem como os minerais constituintes das rochas ígneas e as características físicas, químicas e mecânicas do basalto.

Os materiais empregados e os métodos utilizados no desenvolvimento da campanha experimental se encontram no terceiro capítulo. Os resultados e discussões, sobre as propriedades físicas, químicas, morfológicas e mecânicas dos agregados graúdos utilizados e a influência da localização da jazida de mesma mineralogia e granulometria na resistência à compressão e no módulo de elasticidade do CAA estão descritos no quarto capítulo.

Por fim, o quinto e último capítulo apresenta as considerações finais do trabalho e sugestões para trabalhos futuros.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo está apresentado o panorama sobre o concreto autoadensável (CAA) e a influência do agregado graúdo na resistência à compressão e no módulo de elasticidade do CAA. Além disso, apresenta-se também informações relevantes sobre a formação das rochas e as características das rochas ígneas, como o basalto.

2.1. DESENVOLVIMENTO DO CONCRETO AUTOADENSÁVEL

Avanços na área da tecnologia do concreto têm ocorrido nas últimas décadas, com o desenvolvimento de materiais que apresentem características especiais, como os concretos de alta resistência, de alto desempenho, sustentável e o autoadensável (TUTIKIAN; DAL MOLIN, 2008). A Figura 1 mostra um breve histórico da evolução do concreto até a concepção de alguns concretos especiais, como o CAA.

Figura 1 - Evolução do concreto até o desenvolvimento do CAA



Fonte: Fluxograma adaptado de Kaefer (1998)

Observando a linha do tempo apresentada na Figura 1, é interessante ressaltar que o CAA foi idealizado na mesma década em que os aditivos superplastificantes são introduzidos nas misturas de concreto, fato que permite compreender a possibilidade de se desenvolver um material que apresenta alta deformabilidade.

De acordo com Okamura, Ozawa e Ouchi (2000), após o desenvolvimento do primeiro protótipo de CAA em 1988, uma intensa pesquisa teve início em vários lugares, especialmente em institutos de pesquisa de grandes companhias de construção.

Como resultado, a primeira aplicação do CAA em uma obra ocorreu apenas dois anos após seu desenvolvimento, em junho de 1990, no Japão. Em seguida, foi utilizado nas torres da ponte Shin-kiba Ohashi, em 1991. A partir disso, o uso do concreto autoadensável apresentou um significativo crescimento, visto que o mesmo possui diversas aplicações, tais como: pontes, edifícios, túneis, elementos estruturais pré-moldados, tanques e produtos de concreto em geral (OKAMURA; OZAWA; OUCHI, 2000).

No Brasil, o CAA atrai cada vez mais interesse, e tem sido utilizado em indústrias de pré-moldados e em obras correntes e especiais nas quais o uso do concreto convencional é de difícil aplicação (TUTIKIAN e DAL MOLIN, 2008).

Uma das primeiras experiências práticas da aplicação do concreto autoadensável no Brasil ocorreu em Goiânia, no final do ano de 2004, no Edifício Camila, para o qual foi utilizado um CAA para f_{ck} de 20 MPa. Nesta obra, verificou-se um ganho econômico, principalmente em decorrência da redução da mão-de-obra, além da eliminação do uso de vibradores durante o lançamento do concreto (SILVA, 2008).

Domone (2006) ao realizar um levantamento das publicações que relatavam o uso do CAA, entre 1993 e 2003, observou que em relação a sua aplicação, 67% das obras que o utilizaram o fizeram por conta das vantagens técnicas do material, como a impossibilidade de acesso ao local ou dificuldade de vibração; 14% optaram pelo CAA por motivos econômicos devido a redução do número de trabalhadores ou do tempo de construção; por fim, 10% o utilizaram, pois é um material inovador.

2.1.1. Vantagens e Desvantagens do CAA

A saber das vantagens do CAA, pode-se destacar: a redução no período de construção, a garantia de compactação da estrutura, especialmente em zonas

confinadas onde o adensamento por vibrador é de difícil execução e, a eliminação de ruídos da vibração (OKAMURA; OZAWA; OUCHI, 2000).

Por outro lado, o CAA apresenta um maior preço do m³ quando comparado ao concreto vibrado, e apesar de permitir ganhos que podem reduzir o custo final da obra em virtude de suas vantagens, este ainda é um fator limitante da utilização deste material em obras (COUTINHO, 2011; KLEIN, 2008).

Ademais, este tipo de concreto apresenta ainda algumas desvantagens possíveis de serem contornadas, sendo elas: a dificuldade de obtenção do material; a necessidade de mão de obra especializada para sua confecção, controle tecnológico e aplicação; maior necessidade de controle e menor tempo disponível para aplicação quando comparado ao concreto convencional; além da necessidade de cuidados especiais com o transporte, a fim de se evitar uma possível segregação (LISBÔA, 2004).

Por fim, de acordo com diversos autores como Okamura, Ozawa e Ouchi (2000), Khaleel, Al-Mishhadani e Abdul Razak (2011), Uysal (2012), Guru Jawahar *et al.* (2013), a produção de CAA exige uma diminuição na quantidade de agregado graúdo e um aumento da quantidade de finos presente na mistura, fatos que podem contribuir para ocorrência de fissuras por retração do concreto no processo de endurecimento do material.

Além do mais, como a composição do CAA difere da encontrada no CC, é possível que diferenças nas propriedades mecânicas destes materiais possam ser observadas, principalmente no módulo de elasticidade, o qual para uma mesma classe de resistência pode-se apresentar ligeiramente inferior quando comparado ao CC, primordialmente em função da redução do volume de agregado graúdo (EFNARC, 2005; MELO, 2005; MARQUES, 2011; TUTIKIAN; DAL MOLIN, 2008; CRAEYE *et al.*, 2014).

2.2. PROPRIEDADES NO ESTADO FRESCO DO CAA

As características no estado fresco do concreto autoadensável é o que o diferencia do concreto convencional, sendo que o controle destas possui significativa influência na qualidade final do material (KLEIN, 2008).

Como visto, o concreto autoadensável possui a habilidade de fluir e preencher as fôrmas por conta própria. Assim, a fim de se garantir tal habilidade, este material deve apresentar simultaneamente três propriedades: fluidez, ou habilidade de

preenchimento, coesão necessária para escoamento entre as barras de aço, também conhecida como habilidade passante e, resistência à segregação (EFNARC, 2005; ABNT NBR 15823-1, 2017).

Habilidade de preenchimento é a capacidade do CAA de fluir dentro da fôrma e preencher os espaços. Habilidade passante é a capacidade da mistura de escoar pela fôrma sem obstrução do fluxo ou segregação. Por fim, resistência à segregação é a capacidade do CAA de permanecer homogêneo durante as etapas de transporte, lançamento e acabamento (ABNT NBR 15823-1, 2017).

A ABNT NBR 15823-1 (2017) ainda define uma quarta propriedade, relacionada a coesão da mistura, denominada viscosidade plástica parente. A qual possui relação com a consistência da mistura e influência na resistência do concreto ao escoamento. Assim, quanto maior a viscosidade do concreto, maior sua resistência ao escoamento. Esta propriedade é verificada por ensaios que determinam o tempo de escoamento do CAA, sendo que, o concreto com maior tempo é aquele que possui maior viscosidade.

Ainda antes da normalização dos ensaios para controle das propriedades no estado fresco do CAA, um conjunto de equipamentos para a avaliação das propriedades autoadensáveis do material foi totalmente desenvolvido para esse novo tipo de concreto. Havia muitas divergências no meio técnico quanto às especificações e medidas, porém, sem variação dos tipos de aparelhos, assim, a grande maioria dos autores utilizavam os mesmos testes, apenas com medidas e intervalos diferentes (TUTIKIAN; DAL MOLIN, 2008).

Neste contexto, em 2010, foi aprovada no Brasil a norma que estabelece os critérios relacionados ao concreto autoadensável: a ABNT NBR 15823, a qual passou por atualização em 2017. A norma possui seis partes e apresenta os requisitos para classificação, controle e aceitação do concreto autoadensável no estado fresco, além de estabelecer limites para as classes de autoadensabilidade do material. Ela também prescreve os ensaios para avaliar as propriedades do CAA, indicando procedimentos e valores de referência.

Além da norma brasileira, há também outras normas internacionais, como a europeia e as americanas (*American Concrete Institute – ACI* e *American Society for Testing and Materials - ASTM*). Ademais, ainda se tem publicados manuais de utilização para o CAA, como por exemplo o “*The European Guidelines for Self-Compacting Concrete*” (EFNARC, 2005).

2.2.1. Sistematização das Principais Normas em Vigor

Para o controle das propriedades no estado fresco do concreto autoadensável, tem-se as normas brasileiras: ABNT NBR 15823-1 (2017) (classificação, controle e aceitação), ABNT NBR 15823- 2 (2017) (ensaio de espalhamento), ABNT NBR 15823-3 (2017) (ensaio do anel J), ABNT NBR 15823-4 (2017) (ensaio da caixa L e da caixa U), ABNT NBR 15823-5 (2017) (método do funil V) e, por fim, a ABNT NBR 15823-6:2017 (ensaio de resistência à segregação).

Em relação as normas europeias, tem-se já publicadas a EN 12350-8 (2010), para ensaio de espalhamento; EN 12350-9 (2010) para ensaio do funil V; EN 12350-10 (2010), para ensaio da caixa L; EN 12350-11 (2010), para ensaio de resistência à segregação, a EN 12350-12 (2010), para ensaio do anel J, e a EN 206-9 (2010), que contém os requisitos de aceitação para o CAA no estado fresco e cuja versão atual é de 2013.

Sobre as normas americanas publicadas tem-se: a ASTM C1611-18 (2018), para ensaio de espalhamento; a ASTM C1621-17 (2017), para ensaio do anel J; a ASTM C1610-19 (2019) e a ASTM 1712-17 (2017), para ensaio de resistência à segregação, além da ACI 237R-07 (2007), que tem como base alguns ensaios da ASTM e prescreve as práticas, processos e critérios aplicados para obtenção e utilização do CAA.

Por fim, o *“The European Guidelines for Self-Compacting Concrete”*, publicado em 2005, define o concreto autoadensável e os termos técnicos utilizados para descrever suas propriedades. Além disso, o documento também fornece informações sobre os ensaios e critérios para controle e recebimento, além dos materiais constituintes empregados na produção do CAA com base em normas europeias como a EN 206-1 (2000) (EFNARC, 2005).

As Tabelas de 1 a 4 apresentam a classificação do CAA em função dos valores obtidos nos ensaios descritos nas normas brasileira, europeia e americana e no *“The European Guidelines for Self-Compacting Concrete”*.

Tabela 1 - Classificação do CAA em função dos valores obtidos nos ensaios descritos pela norma brasileira

Normas	Ensaio	Propriedade Avaliada	Classes	Critérios
ABNT NBR 15823-1 (2017)	Espalhamento (ABNT NBR 15823-2)	Fluidez e habilidade de preenchimento	SF1	550 a 650 mm
			SF2	660 a 750 mm
			SF3	760 a 850 mm
	t ₅₀₀ (ABNT NBR 15823-2)	Viscosidade Plástica Aparente	VS1	≤ 2 s
			VS2	> 2 s
	Índice estabilidade visual (ABNT NBR 15823-2)	Estabilidade visual	IEV 0	Sem segregação ou exsudação
			IEV 1	Leve exsudação
			IEV 2	Pequena auréola de argamassa e/ou agregado no centro
			IEV 3	Elevada Segregação
	Anel J (ABNT NBR 15823-3)	Habilidade Passante	PJ1	0 a 25 mm com 16 barras de aço
			PJ2	25 a 50 mm com 16 barras de aço
	Caixa L (H2/H1) (ABNT NBR 15823-4)	Habilidade Passante	PL1	≥ 0,80, com duas barras de aço
			PL2	≥ 0,80, com três barras de aço
	Caixa U (H2-H1) (ABNT NBR 15823-4)	Habilidade Passante	PU	≤ 30 mm
	Funil V (ABNT NBR 15823-5)	Viscosidade Plástica Aparente (fluidez)	VF1	< 9 s
			VF2	9 a 25 s
Coluna de segregação (ABNT NBR 15823-6)	Resistência à segregação	SR1	≤ 20 %	
		SR2	≤ 15 %	
Método da Peneira (ABNT NBR 15823-6)	Resistência à segregação	TP1	≤ 20 %	
		TP2	≤ 15 %	

Fonte: a própria autora

Tabela 2 - Classificação do CAA em função dos valores obtidos nos ensaios descritos pela norma europeia

Normas	Ensaio	Propriedade Avaliada	Classes	Crítérios
EN 206-9 (2010)	Espalhamento (EN 12350-8)	Fluidez e habilidade de preenchimento	SF1	550 a 650 mm
			SF2	660 a 750 mm
			SF3	760 a 850 mm
	t ₅₀₀ (EN 12350-8)	Viscosidade Plástica Aparente	VS1	≤ 2 s
			VS2	> 2 s
	Anel J (EN 12350-9)	Habilidade Passante	PJ1	≤ 10 mm com 12 barras de aço
			PJ2	≤ 10 mm com 16 barras de aço
	Caixa L (H2/H1) (EN 12350-10)	Habilidade Passante	PL1	≥ 0,80, com duas barras de aço
			PL2	≥ 0,80, com três barras de aço
	Funil V (EN 12350-11)	Viscosidade Plástica Aparente (fluidez)	VF1	< 9 s
			VF2	9 a 25 s
	Método da Peneira (EN 12350-12)	Resistência à segregação	SR1	≤ 20 %
SR2			≤ 15 %	

Fonte: a própria autora

Tabela 3 - Classificação do CAA em função dos valores obtidos nos ensaios descritos pela norma americana

Normas	Ensaio	Propriedade Avaliada	Classes	
ACI 237R-07	Espalhamento (ASTM C 1611/C 1611M-18)	Fluidez e estabilidade	450 a 760 mm	
	Índice estabilidade visual (<i>Visual Stability Index - VSI</i>)	Estabilidade visual	VSI 0	Sem evidência de segregação, alta estabilidade
			VSI 1	Estável
			VSI 2	Pequena auréola de argamassa e/ou agregado no centro
			VSI 3	Elevada Segregação
	T ₅₀	Viscosidade Plástica Aparente	Baixa viscosidade	≤ 2 s
			Alta viscosidade	> 5 s
	Anel J (ASTM C1621/C1621M - 17)	Habilidade Passante	Não especifica classes ou critérios	
Caixa L (H2/H1)	Habilidade Passante	≥ 0,80		
Coluna de Segregação	Resistência à segregação	Valor aceitável: ≤ 10 %		

Fonte: a própria autora

Tabela 4 - Classificação do CAA em função dos valores obtidos nos ensaios descritos pelo “*The European Guidelines for Self-Compacting Concrete*”

Referência	Ensaio	Propriedade Avaliada	Classes	Critérios
EFNARC (2005)	Espalhamento (EN 12350-2)	Fluidez e habilidade de preenchimento	SF1	520 a 700 mm
			SF2	640 a 800 mm
			SF3	740 a 900 mm
	Caixa L (H2/H1)	Habilidade Passante	PA1	≥ 0,75, com duas barras de aço
			PA2	≥ 0,75, com três barras de aço
	Funil V	Viscosidade e fluidez	VF1	< 10 s
			VF2	7 a 25 s
	Método da Peneira	Resistência à segregação	SR1	≤ 23 %
SR2			≤ 18 %	

Fonte: a própria autora

Interessante ressaltar que a EN 206-9 (2010) apresenta ainda uma tabela com valores de tolerância para os ensaios de Espalhamento, t_{500} e Funil V, conforme a Tabela 5, diferente da norma brasileira e americana que não apresentam tal informação.

Tabela 5 - Valores de tolerância conforme EN 206-9 (2010)

Ensaio	Tolerância	
Espalhamento	± 50 mm	
t_{500}	± 1 s	
Funil V	< 9	≥ 9
	± 5 s	± 3 s

Fonte: EN 206-9 (2010)

Ao comparar os critérios de classificação para CAA apresentados nas Tabelas de 1 a 4, nota-se que a norma brasileira é mais completa em relação as demais, apesar de ser muito semelhante a EN 206-9 (2010), tanto nos ensaios prescritos quanto nas classes e critérios adotados.

Após analisar os ensaios propostos pela EN 206-9 (2010) em comparação com a ABNT NBR 15823-1 (2017), verifica-se que a norma europeia não prescreve o ensaio de resistência à segregação pelo método da coluna, o ensaio de Índice estabilidade visual e o da Caixa U para verificação da habilidade passante.

Sobre as classes de espalhamento, viscosidade plástica aparente e habilidade passante pelo ensaio da Caixa L, nota-se que tanto os critérios quanto as classes são semelhantes para as duas normas, entretanto, ao analisar os critérios adotados no Anel J, verifica-se que as classes são as mesmas, porém, os critérios diferenciam-se nos limites especificados para a diferença entre o diâmetro médio de espalhamento obtido com e sem a utilização do anel J (PJ) e em relação ao número de barras de aço de cada classe.

Ao comparar a norma brasileira com a ACI 237R-07 (2007), verificam-se poucas semelhanças. Em relação ao espalhamento, a norma americana não apresenta classes, apenas um intervalo aceitável para considerar o concreto autoadensável (450 a 760 mm). A norma também não contém critérios claros para o ensaio de habilidade passante pelo Anel J e de resistência à segregação pelo método da coluna, considerando aceitável o percentual de segregação igual ou inferior a 10%.

Para classificação do CAA quanto ao espalhamento, a norma brasileira considera três classes: SF1, SF2 e SF3, nas quais o espalhamento varia no intervalo

de 550 a 850 mm. Para o ensaio de habilidade passante pelo anel J, a norma brasileira prescreve que o concreto pode apresentar duas classes: PJ1 e PJ2, as quais dependem do espalhamento obtido em função do número de barras do anel, conforme apresentado na Tabela 2. Sobre o método da coluna de segregação para verificação da resistência à segregação a ABNT NBR 15823-2 (2017) considera duas classes: SR1 para percentual menor ou igual a 20% e SR2 para percentual menor ou igual a 15%.

Em relação as semelhanças entre as normas brasileiras e americanas, nota-se que para o ensaio da Caixa L, a recomendação do ACI 237R-07 (2007) para o resultado da relação entre as alturas ser maior que 0,80 coincide com a ABNT NBR 15823-2 (2010) e também com a norma europeia. Além disso, de acordo com a norma americana, quanto mais próximo de 1,0 o resultado, maior será o potencial de escoamento do CAA, indicando melhor capacidade de passagem através das barras da amadura.

Outro ponto de semelhança é o critério adotado para a viscosidade plástica aparente no ensaio T_{50} , o qual também pode ser denominado de t_{500} . A norma brasileira classifica o CAA em VS1 quando o t_{500} é menor ou igual a 2 segundos e VS2 quando o t_{500} é superior a 2 segundos. Enquanto que a norma americana considera um CAA de baixa viscosidade quando o T_{50} é inferior ou igual a 2 segundos e uma alta viscosidade quando o T_{50} é superior a 5 segundos.

Ademais, tanto a norma americana, quanto a brasileira apresentam o ensaio para o índice estabilidade visual, classificando o CAA em quatro classes: IEV 0, IEV 1, IEV 2 e IEV 3 para a norma brasileira e VSI 0, VSI 1, VSI 2 e VSI 3 para a norma americana, sendo que os critérios adotados são semelhantes nas duas normas.

Além disso, ao comparar os ensaios da norma americana com a brasileira, verifica-se que a primeira não apresenta os ensaios da Caixa U, Funil V e resistência à segregação pelo método da peneira. Além disso, ao correlacionar a norma americana com a europeia verifica-se que os ensaios são semelhantes, porém, as classes e critérios diferenciam-se.

Por fim, ao analisar os ensaios e critérios prescritos pelo *“The European Guidelines for Self-Compacting Concrete”*, nota-se que os ensaios não possuem uma referência normativa, visto que o documento foi publicado antes do desenvolvimento das normas europeias vigentes. Assim, os ensaios e critérios apresentados foram baseados em publicações e trabalhos sobre o concreto autoadensável.

Ao comparar a diretriz com a normas apresentadas, observa-se que, em relação ao espalhamento, os critérios para as classes são mais amplos, variando de 520 a 900 mm, enquanto que a norma brasileira, por exemplo, especifica de 550 a 850 mm. Em relação ao T_{500} , o documento descreve o ensaio, porém, não deixa claro os intervalos adotados para aceitação do CAA.

Sobre o ensaio da Caixa L, a diretriz especifica critérios diferentes quando comparada as normas brasileira, europeia e americana. De acordo com “*The European Guidelines for Self-Compacting Concrete*”, o CAA será classe PA1 se a relação H2/H1 for maior ou igual a 0,75 com duas barras de aço e PA2 se for maior ou igual a 0,75 com três barras de aço, para as normas apresentadas a relação H2/H1 deve ser maior ou igual a 0,8.

Em relação aos ensaios de Funil V e Resistência à segregação, nota-se que os critérios adotados pelo “*The European Guidelines for Self-Compacting Concrete*” diferem dos adotados pelas normas brasileira, europeia e americana. Além do mais, o documento apresenta outros ensaios, porém sem especificar critérios para classificação e aceitação do CAA, como por exemplo os ensaios Anel J e Caixa U.

Porém, é preciso considerar que o documento foi desenvolvido antes da normatização europeia para o CAA e, desde de então, o conhecimento sobre o material e suas propriedades foi sendo aprofundado, além das normas serem desenvolvidas e conterem as classes e critérios para os demais ensaios.

Sobre as normas da ASTM, estas não apresentam critérios para classificação e aplicação do CAA. Desta maneira, a fim de apresentar estas normas, no Quadro 1 constam os métodos dos ensaios prescritos pela ASTM para o CAA no estado fresco em comparação com as normas brasileiras.

Quadro 1 - Itens abordados pela ASTM sobre CAA e sua relação com as normas brasileiras

Norma	Norma brasileira correspondente	Descrição e comentários
ASTM C1610/C1610M – 19 <i>Standard Test Method for Static Segregation of Self Consolidating Concrete Using Column Technique</i>	ABNT NBR 15823-6 (2017) Concreto autoadensável Parte 6: Determinação da resistência à segregação – Métodos da coluna de segregação e da peneira	Determinação da resistência à segregação pelo método da coluna. A norma da ASTM não aborda o método da peneira assim como a norma brasileira e a europeia.
ASTM C1611/C1611M – 18 <i>Standard Test Method for Slump Flow of Self-Consolidating Concrete</i>	ABNT NBR 15823-2 (2017) Concreto autoadensável. Parte 2: Determinação do espalhamento, do tempo de escoamento e do índice de estabilidade visual – Método do cone de Abrams	Determinação do espalhamento e do t_{500} pelo método do cone de Abrams e do Índice de Estabilidade Visual (IEV).
ASTM C1712 – 17 <i>Standard Test Method for Rapid Assessment of Static Segregation Resistance of Self-Consolidating Concrete Using Penetration Test</i>	Não há correspondência na norma Brasileira	Determinação da resistência à segregação pelo método do teste de penetração. A norma brasileira não considera este método.
ASTM C1758/C1758M – 15 <i>Standard Practice for Fabricating Test Specimens with Self-Consolidating Concrete</i>	ABNT NBR 5738 (2015) Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova.	Moldagem de corpos de prova de concreto autoadensável. A ABNT não apresenta uma norma específica para CAA, porém na ABNT NBR 5738 há recomendações para a moldagem de corpos de prova de concreto autoadensável.
ASTM C1621/C1621M – 17 <i>Standard Test Method for Passing Ability of Self-Consolidating Concrete by J-Ring</i>	ABNT NBR 15823-3 (2017) Concreto autoadensável Parte 3: Determinação da habilidade passante –Método do anel J	Determinação da habilidade passante pelo anel J.

Fonte: a própria autora

No Quadro 1, verifica-se que em comparação com a ABNT NBR 15823, a ASTM não considera os ensaios de Caixa L, Caixa U e Funil V, além de não apresentar o ensaio de resistência à segregação pelo método da peneira. Em contrapartida, a norma brasileira não considera o ensaio de resistência a segregação

pelo método do teste de penetração, o qual, de acordo com a ASTM C1712 – 17, é um método rápido para a determinação desta propriedade do CAA.

2.3. CONSUMOS UTILIZADOS NAS MISTURAS DE CAA

De acordo com Okamura e Ouchi (2003), para o concreto atingir as propriedades autoadensáveis ele deve apresentar em sua composição uma quantidade limitada de agregado graúdo, baixa relação água/cimento e o uso de aditivo superplastificante.

Assim, quando comparado ao concreto convencional nota-se que o CAA apresenta uma redução no volume de agregado graúdo e um aumento no volume de pasta (GURU JAWAHAR *et al.*, 2013). Na Tabela 6 estão apresentadas proporções da mistura do CAA sugeridas por alguns autores.

Tabela 6 - Consumos utilizados nas misturas de CAA

Autores	Finos^a (kg/m³)	Am^b	Ag^c	a/f^d	SP^e	Pasta (%)	Arg.^f (%)	am/arg^g
Prasenjit, Prasenjit e Paul (2019)	370 a 733	656 a 1038 (kg/m ³)	590 a 935 (kg/m ³)	0,26 a 0,45	0,74 a 21,84 (kg/m ³)	-	-	-
Raju <i>et al.</i> (2019)	230 (cimento)	903,1 (kg/m ³)	795,5 (kg/m ³)	0,4	2,49 (kg/m ³)	-	-	-
	284,3 (adição)							
Athiyamaan V. e Mohan Ganesh (2018)	485 a 525	895 a 935 (kg/m ³)	710 a 750 (kg/m ³)	0,38 a 0,44	0,01 a 0,017 % (em relação a massa de cimento)	-	-	-
Nimodiya e Patel (2018)	400 (cimento)	897,87 a 1027,25 (kg/m ³)	684,83 a 828,81 (kg/m ³)	0,50	3,2 (kg/m ³)	34,08%	-	-
Kumar <i>et al.</i> (2018)	288 a 480 (cimento)	707,23 (kg/m ³)	608 (kg/m ³)	216 (kg/m ³)	0,216 ml	-	-	-
	48 a 240 (adição)							

Autores	Finos^a (kg/m³)	Am^b	Ag^c	a/f^d	SP^e	Pasta (%)	Arg.^f (%)	am/arg^g
Cifuentes, Ríos e Gómez (2018)	201 a 431 (cimento)	663 a 1245 (kg/m ³)	437 a 958 (kg/m ³)	0,23 a 0,56	1,8 a 17 kg/m ³	-	-	-
	51 a 63 (adição)							
Ahmad e Umar (2017)	400 (cimento)	830 (kg/m ³)	805 (kg/m ³)	0,35	0,8%	-	-	-
	60 (adição)							
Ahmad, Umar e Masood (2017)	530 a 600 (cimento)	725 (kg/m ³)	775 (kg/m ³)	0,35	0,8%	-	-	-
	70 (adição)							
Dutta <i>et al.</i> (2017)	161 a 427 (cimento)	478 a 919 (kg/m ³)	837 (kg/m ³)	0,38 a 0,65	0,2 a 0,8%	-	-	-
	24 a 257 (adição)							
Said <i>et al.</i> (2017)	500 (cimento)	875 (kg/m ³)	750 (kg/m ³)	0,36 a 0,40	2 a 4,5%	-	-	-
	25 e 50 (adição)							
Bamigboye <i>et al.</i> (2017)	561 (cimento)	977 (kg/m ³)	620 (kg/m ³)	0,3 a 0,38	1,14%	-	-	-
Silva e Brito (2017)	218 a 707 (cimento)	723 a 758 (kg/m ³)	700 (kg/m ³)	0,27 a 0,76	3 a 7 kg/m ³	-	0,702 m ³ /m ³ de concreto	-
	158 a 449 (adição)		0,268 m ³ /m ³ de concreto			-	-	-
Ma <i>et al.</i> (2017)	350 a 388 (cimento)	802 a 812 (kg/m ³)	812 a 830 (kg/m ³)	0,30 a 0,37	4,56 a 5,06 kg/m ³	-	-	-
	157,2 a 172,4 (adição)							
Zhu <i>et al.</i> (2016)	460 a 550	847 a 928 (kg/m ³)	697 a 813 (kg/m ³)	0,33	1,15% (em relação a massa de finos)	-	-	-

Autores	Finos^a (kg/m³)	Am^b	Ag^c	a/f^d	SP^e	Pasta (%)	Arg.^f (%)	am/arg^g
Abo Dhaheer, Kulasegaram e Karihaloo (2016)	240 a 367,5 (cimento)	676 a 743 (kg/m ³)	924 (kg/m ³)	0,35 a 0,63	0,43 a 0,57% (em relação a massa de finos)	-	-	-
	80 a 122,5 (adição)							
Jurowski e Grzeszczyk (2015)	500 a 585 (cimento)	23 a 27% (do volume total de concreto)	27 a 42% (do volume total de concreto)	0,37 (em relação a massa de cimento)	2%	35 a 46 %	58 a 73 %	-
	50 (adição)	746 a 846 (kg/m ³)	747 a 846 (kg/cm ³)					-
El Mir e Nehme (2015)	320 a 400 (cimento)	700 a 776 (kg/m ³)	855 a 937 (kg/cm ³)	0,29 a 0,375	-	-	-	-
	80 a 300 (adição)							
Santos <i>et al.</i> (2015)	380 a 450	926 a 991 (kg/cm ³)	797 a 842 (kg/cm ³)	0,404 a 0,479	-	-	-	-
Marques (2011)	370	932	868	0,49 (em relação a massa de cimento)	-	-	60%	-
Almeida Filho <i>et al.</i> (2010)	329 a 363 (cimento)	35% a 42,2% (do volume total de concreto)	19,8% a 29,5% (do volume total de concreto)	0,45 (em relação a massa de cimento)	1,70%	34,5 a 38%	70 a 80,2 %	-
	99 a 109 (adição)	940 a 1109 (kg/cm ³)	526 a 781 (kg/cm ³)					-
Gomes e Barros (2009)	200 a 450 (cimento)	710 a 900 (kg/cm ³)	28% a 35% (do volume total de concreto)	-	-	-	-	40% a 50%
			750 a 920 (kg/cm ³)					-

Autores	Finos^a (kg/m³)	Am^b	Ag^c	a/f^d	SP^e	Pasta (%)	Arg.^f (%)	am/arg^g
Klein (2008)	357,69 a 363,45 (cimento)	33% (do volume total de concreto)	33% (do volume total de concreto)	0,47 (em relação a massa de cimento)	0,30%	31%	-	-
	97,55 a 99,12 (adição)	966,59	950,75				-	-
Cavalcanti (2006)	373 a 412 (cimento)	839,72 a 857,60 (kg/cm ³)	46,97% (do volume de agregado)	0,33 a 0,44	-	39,33%	-	-
	186 a 206 (adição)		762,38 (kg/cm ³)			-	-	-
Domone (2006)	425 a 635	-	28% a 38% (do volume total de concreto)	0,26 a 0,48 (em relação a massa de cimento)	-	30% a 42%	-	38% a 54%
			770 a 925			-	-	-
ACI 237R (2007)	386 a 475	-	28 a 32% (D _{máx} > 12 mm) Acima de 50% (D _{máx} = 12 mm)	0,32 a 0,45	-	34 a 40%	68 a 72%	-
EFNARC (2005)	380 a 600	48 a 55% (do volume total de agregado)	45 a 52% (do volume total de agregado) 750 a 1000 (kg/m ³)	0,85 a 1,10 (em relação ao volume de finos)	-	-	-	-

Autores	Finos^a (kg/m³)	Am^b	Ag^c	a/f^d	SP^e	Pasta (%)	Arg.^f (%)	am/arg^g
Gomes, Gettu e Agulló (2003)	432 a 501 (cimento)	744 a 791 (kg/cm ³)	696 a 834 (kg/cm ³)	0,35 e 0,40 (em relação a massa de cimento)	-	38 a 45%	-	-
	173,2 a 275 (adição)			0,26 a 0,30 (em relação a massa de finos)		-	-	-
Okamura, Ozawa e Ouchi (2000)	-	-	50% (do volume de agregado)	-	-	-	-	40%

^a Material < 0,125 mm; ^b Agregado miúdo; ^c Agregado graúdo; ^d Relação água/finos; ^e Aditivo Superplastificante; ^f Teor de Argamassa; ^g Relação agregado miúdo por volume de argamassa.

Fonte: a própria autora

Na Tabela 6, é interessante notar que o volume de agregado graúdo em relação ao volume total de mistura varia de 19,8% a 38%, podendo chegar a 50% se considerado um agregado com dimensão máxima característica igual a 12 mm, conforme ACI 237R (2007).

Além disso, quando verificado o teor de agregado graúdo em relação ao volume total de agregado, o intervalo encontrado na literatura é de 45% a 52% e, o consumo de agregado graúdo, em massa, com relação a um metro cúbico de concreto, varia entre 437 e 1000 kg/m³, conforme os autores estudados.

O consumo de finos, ou seja, todo o material com partículas inferiores a 0,125 mm (DOMONE, 2006), varia de 310 a 744,1 kg/m³, enquanto que a relação água/finos encontra-se no intervalo entre 0,23 e 0,76 e a relação água/cimento de 0,26 a 0,49. Por fim, na Tabela 6, nota-se ainda, que o intervalo para o volume de pasta nas misturas de CAA verificado na literatura, encontra-se de 30 a 46% em relação ao volume total de material e de argamassa de 58 a 80,2%.

2.3.1. Materiais Constituintes

O CAA é constituído por: cimento, adições minerais, agregado miúdo, agregado graúdo, água, além de aditivos químicos como superplastificantes e aditivos modificadores de viscosidade (EFNARC, 2005).

Sobre o cimento, de acordo com o “*The European Guidelines for Self Compacting Concrete*” (EFNARC, 2005), todos os tipos que estejam de acordo com a EN 197-1 podem ser usados para a produção de CAA.

A norma brasileira, ABNT NBR 15823-1 (2017) especifica que o cimento utilizado, bem como as adições minerais ou outros materiais pozolânicos, devem atender aos critérios das normas vigentes.

De acordo com o Tutikian e Dal Molin (2008), considerando a demanda por finos para os CAA em virtude da necessidade de aumentar a coesão da mistura, cimentos que apresentam maior superfície específica são mais apropriados - apesar de aumentarem os cuidados necessários com relação ao calor de hidratação e retração do concreto. Além do mais, alguns trabalhos indicam que cimentos com mais de 10% de C_3A , podem causar problemas com relação a trabalhabilidade, algo não desejado ao CAA (GOMES; BARROS, 2009).

Apesar de cimentos mais finos, como o CP V – ARI colaborarem para a coesão da mistura de CAA, a escolha correta do tipo de cimento a ser aplicado na produção do concreto autoadensável não está diretamente relacionada aos requisitos específicos do CAA, mas sim aos requisitos específicos da aplicação para qual este material está sendo produzido (EFNARC, 2005).

Em relação as adições minerais, inertes ou reativas, estas são utilizadas no CAA para melhorar e manter a coesão e a resistência à segregação da mistura, além de regular a quantidade de cimento, quando utilizado em substituição, podendo colaborar para a redução do calor de hidratação (EFNARC, 2005).

De acordo com a EFNARC (2005) as adições podem ser classificadas em dois tipos, os quais são apresentados na Tabela 7.

Tabela 7 - Classificação das adições minerais

Tipo I	Inertes ou semi-inertes	Fíleres minerais (calcário, dolomita etc.)
		Pigmentos
Tipo II	Pozolânicas	Cinza volante, conforme a EN 450
		Sílica ativa, conforme a EN 13263
	Hidráulicas	Escória de alto-forno

Fonte: Adaptado de EFNARC (2005)

As adições do Tipo I são materiais sem atividade química, contribuindo apenas para o empacotamento granulométrico e a ação como pontos de nucleação para as reações de hidratação do cimento (TUTIKIAN; DAL MOLIN, 2008).

As pedras calcárias, dolomíticas ou graníticas, finamente trituradas, em frações de partículas menores que 0,125 mm, podem ser utilizadas como fíleres na produção de CAA. As dolomíticas, entretanto, devem ser avaliadas, pois podem vir a apresentar riscos à durabilidade do concreto, em razão da reação álcali-carbono (LISBÔA, 2004).

As adições do Tipo II são quimicamente ativas e, assim, podem melhorar consideravelmente a durabilidade do concreto, em função da contribuição para formação dos produtos de hidratação (GOMES e BARROS, 2009).

As adições do Tipo II utilizadas no concreto autoadensável podem ser as mesmas empregadas em concretos convencionais, sendo que no CAA as adições pozolânicas, como sílica ativa, cinza de casca de arroz e metacaulim, apresentam melhores resultados com relação ao aumento da coesão, da resistência e da durabilidade do concreto (TUTIKIAN; DAL MOLIN, 2008).

De acordo com EFNARC (2005), a adição de cinza volante aumenta a coesão e diminui a sensibilidade às mudanças da quantidade de água do CAA. Porém, quantidades elevadas de cinza volante prejudicam a fluidez da mistura.

Em relação a sílica ativa (SA), a elevada finura e a forma praticamente esférica das partículas deste tipo de adição melhoram a coesão e a resistência à segregação. Porém, em função de sua capacidade de redução ou até eliminação da exsudação, a SA pode gerar problemas de rápido endurecimento superficial do material, dificultando a execução do acabamento dos elementos de concreto (EFNARC, 2005).

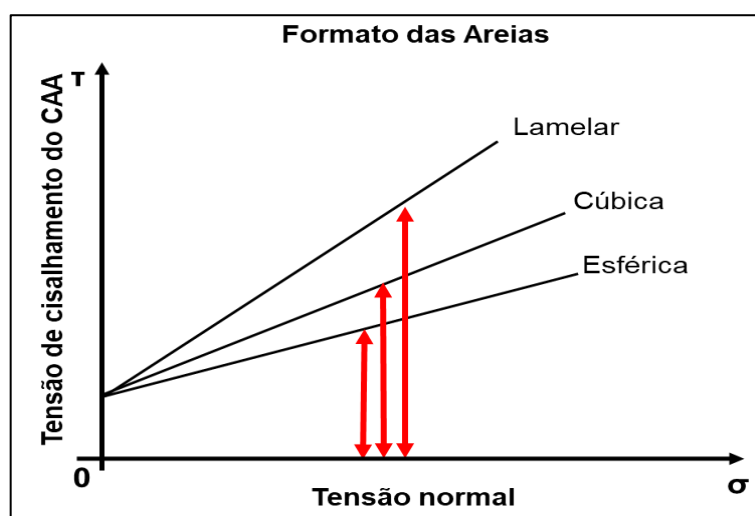
De acordo com a ABNT NBR 15823-1 (2017) o uso da sílica ativa, metacaulim e outros materiais pozolânicos deve estar conforme as orientações do fabricante quanto forma e momento da adição na mistura, teores utilizados e tempo de mistura.

Por fim, segundo a EFNARC (2005), a adição da escória de alto-forno promove um baixo calor de hidratação, entretanto a alta dosagem desta adição pode causar problemas de controle de consistência e aumentar o risco de segregação.

Sobre o agregado miúdo utilizado na produção do concreto autoadensável, este deve possuir granulometria contínua, para isso muitos métodos de dosagem de CAA usam areias combinadas a fim de ser obter uma curva granulométrica otimizada (ACI 237R-07, 2007; EFNARC, 2005).

Em relação ao tipo de agregado miúdo, tanto as areias naturais quanto as industriais podem ser utilizadas no processo de fabricação do CAA, sendo que as primeiras são mais recomendadas por possuírem forma mais arredondada e textura mais lisa e assim aumentarem a fluidez da mistura para uma mesma quantidade de água (TUTIKIAN; DAL MOLIN, 2008). A Figura 2 mostra a influência da forma da areia sobre a tensão de cisalhamento da mistura do CAA quando em movimento.

Figura 2 - Influência da forma da areia sobre a tensão de cisalhamento da mistura do CAA



Fonte: Adaptado de Okamura e Ouchi (2003)

De acordo com Okamura e Ouchi (2003) quanto mais lamelares forem as partículas do agregado miúdo, maior é a resistência ao cisalhamento das argamassas, dificultando a deformabilidade do concreto, prejudicando assim a fluidez do CAA.

Segundo a EFNARC (2005) as frações de tamanho de partículas inferiores a 0,125 mm devem ser incluídas no teor de finos da pasta e também devem ser levadas em consideração no cálculo da proporção de água e finos.

Sobre as especificações para agregados graúdos no CAA, estas são semelhantes as utilizadas na produção do concreto convencional vibrado, sendo a principal diferença de um para com outro a exigência em relação à dimensão máxima e o volume do agregado graúdo, que possuem influência significativa na obtenção das características autoadensáveis do CAA, em especial, na capacidade do material em se manter coeso ao passar por obstáculos (ACI 237R, 2007).

Além disso, segundo Khaleel, Al-Mishhadani e Abdul Razak (2011), ao aumentar a dimensão máxima do agregado graúdo e ao utilizar agregados de superfície mais rugosa a fluidez do concreto diminui.

Para a escolha da dimensão máxima do agregado graúdo, o espaçamento entre as barras de aço em estruturas de concreto é o principal fator, sendo que a dimensão máxima é determinada a fim de se evitar o bloqueio do agregado durante o processo de concretagem. Geralmente, adota-se para a produção deste tipo de concreto, agregados com dimensão máxima entre 12 a 20 mm (EFNARC, 2005).

Segundo o trabalho publicado por Domone (2006), de 68 estudos analisados entre 1993 e 2003, cerca de 70% dos casos utilizaram agregados com dimensão máxima entre 16 e 20 mm, 8% utilizaram agregados com dimensão superior a 22 mm e aproximadamente 14% utilizaram agregados de 10 a 15 mm.

Com relação a redução do volume de agregado graúdo presente nas misturas de CAA, esta justifica-se pelo fato de que esses agregados, quando presentes em elevado volume, promovem um alto consumo de energia necessária para o fluxo do material, pois suas partículas se encontram muito próximas, provocando, assim, colisões e resultando em bloqueios nas regiões vizinhas a obstáculos (OKAMURA e OUCHI, 2003).

Conforme a ACI 237R-07 (2007), além das propriedades já descritas, a forma e textura do agregado graúdo afetam significativamente a trabalhabilidade das misturas de CAA. Assim, quanto mais esféricas as partículas dos agregados graúdos, menor a probabilidade de bloqueio durante a passagem do CAA e maior o fluxo devido a redução do atrito interno entre as partículas (EFNARC, 2005).

Sobre os requisitos de qualidade da água para CAA, estes são os mesmos que para o concreto convencional vibrado e segundo a ABNT NBR 15823-1 (2017) a água utilizada deve estar de acordo com a ABNT NBR 15900 (2009). Em relação a quantidade de água na mistura, esta depende de vários fatores, como: tipo de cimento,

propriedades dos agregados, quantidade de finos na mistura, uso de aditivos e adições, entre outros (GOMES; BARROS, 2009).

Por fim, na produção do CAA são dois os principais tipos de aditivos usados: os aditivos redutores de água da alta efetividade a base de policarboxilatos (SP), os quais permitem que se alcance alta fluidez nas misturas e, os aditivos modificadores de viscosidade (AMV), que oferecem um ajuste da viscosidade, melhorando a estabilidade do concreto autoadensável (ACI 237R, 2007).

De acordo com a ABNT NBR 15823-1 (2017) os aditivos utilizados devem atender os requisitos da ABNT NBR 11768 e serem usados conforme orientações do fabricante quanto a forma e momento de adição na mistura, teores utilizados e tempo de mistura. Além disso, a ABNT NBR 15823-1 (2017) ainda prescreve a realização dos ensaios de caracterização do material conforme a ABNT NBR 10908.

Segundo a EFNARC (2005), a escolha correta do tipo de aditivo químico pode ser influenciada pelas propriedades físicas e químicas do material ligante (cimento/adicação). Assim, fatores como finura, teor de carbono, álcalis e C_3A podem ter efeito. Portanto, recomenda-se que a compatibilidade seja cuidadosamente verificada nos casos em que ocorrer, por exemplo, alterações em qualquer um desses constituintes, uma vez que mudanças como o tipo ou fabricante, podem gerar um efeito significativo no desempenho do CAA.

Outros aditivos, como os incorporadores de ar, aceleradores ou retardadores de pega podem ser usados na produção do CAA, assim como utilizados no concreto convencional. Porém, estes tipos de aditivos são menos utilizados (EFNARC, 2005; GOMES; BARROS, 2009).

2.4. INFLUÊNCIA DO AGREGADO GRAÚDO NAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CAA

A partir da importância do agregado graúdo para as propriedades mecânicas do concreto, são encontrados alguns estudos sobre a influência das propriedades do agregado na resistência à compressão e no módulo de elasticidade do concreto autoadensável, como os desenvolvidos por: Santos *et al.* (2015); Nikbin *et al.* (2014); Guru Jawahar *et al.* (2013); Uysal (2012); Khaleel, Al-Mishhadani e Abdul Razak (2011); Türkel e Kandemir (2010) e Leite (2007).

O concreto autoadensável, quando comparado a um concreto convencional com mesma relação água/cimento terá, usualmente, uma resistência à compressão ligeiramente superior, em virtude da capacidade de autoadensamento,

proporcionando uma melhor interface entre o agregado e a pasta endurecida, além de uma microestrutura mais homogênea, com uma menor porosidade quando comparada a concretos convencionais (EFNARC, 2005; MELO, 2005).

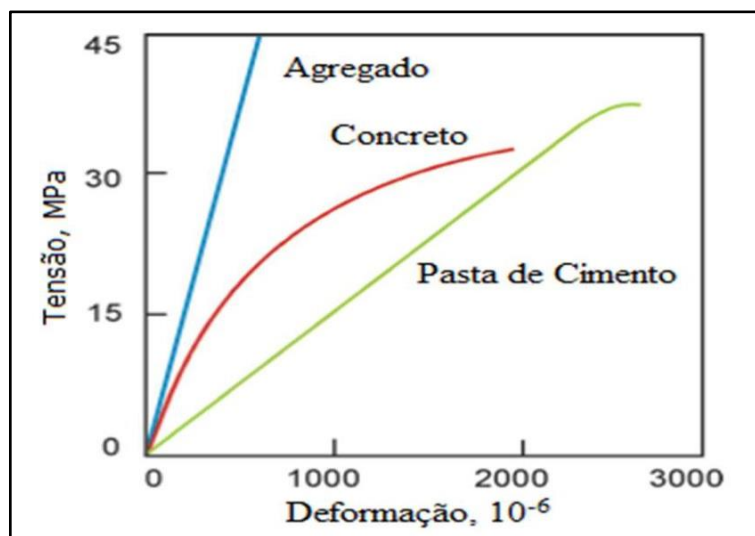
Sobre a influência do agregado graúdo na resistência à compressão do concreto, Neville (2016) explica que para concretos convencionais, a resistência do agregado possui pouca influência nos resultados obtidos, uma vez que este é mais resistente do que a matriz e a zona de transição, mas quando se trata da forma, textura e dimensão máxima do agregado graúdo, verifica-se que estas características possuem influência na resistência à compressão do concreto.

Embora o concreto autodensável apresente os mesmos constituintes do CC, sua composição possui algumas diferenças, como o menor volume de agregado. Deste modo, em função destas alterações, esperam-se valores mais baixos de módulo de elasticidade para o CAA quando comparado ao concreto convencional (CRAEYE *et al.*, 2014; EFNARC, 2005;).

Em relação a influência do agregado graúdo no módulo de elasticidade do concreto, propriedades do agregado como a porosidade, volume na mistura, dimensão máxima, a forma, textura superficial, granulometria e composição mineralógica possuem influência. Sendo que a porosidade apresenta efeito mais significativo, isto porque, esta determina a rigidez do agregado, que por sua vez controla a capacidade do mesmo em restringir deformações da matriz (MEHTA e MONTEIRO, 2014).

A explicação para a influência do agregado no valor do módulo de elasticidade para concretos, está na análise do diagrama tensão versus deformação das diferentes fases que o compõem, como mostra a Figura 3.

Figura 3 - Comportamento típico tensão-deformação da pasta de cimento, agregado e concreto



Fonte: Adaptado de Neville (2016)

Na Figura 3, nota-se que, enquanto o agregado e a pasta de cimento apresentam relação tensão-deformação praticamente linear, o concreto, não apresenta esta mesma tendência, mas uma curvatura. Esta não linearidade deve-se à presença da zona de transição entre o agregado e a pasta de cimento, que possui vazios, concentração de cristais de hidróxido de cálcio e microfissuras, fatores esses que afetam o módulo de elasticidade (DE MARCHI, 2011; NEVILLE, 2016; GUJEL; KAZMIERCZAK; MASUERO, 2017).

A fim de compreender melhor o efeito do agregado graúdo nas propriedades mecânicas do concreto autoadensável, neste subcapítulo será apresentada uma análise da evolução da ABNT NBR 6118 com o objetivo de verificar como as características do agregado graúdo ganharam mais importância a cada atualização, principalmente para o módulo de elasticidade do concreto.

Além disso, serão apresentados modelos de previsão para estimativa do módulo de elasticidade com base nas normas vigentes, bem como será estudado o módulo de elasticidade dinâmico, propriedade importante para a caracterização dos concretos. Por fim, serão descritas algumas das propriedades e características do agregado graúdo e, como estas influenciam na resistência à compressão e no módulo de elasticidade do concreto autoadensável.

2.4.1. Evolução da ABNT NBR 6118: Análise da Importância do Agregado Graúdo para as Propriedades Mecânicas do Concreto

Ao observar a evolução da ABNT NBR 6118, que trata sobre os procedimentos para projeto de estruturas de concreto, nota-se que as características do agregado graúdo, como a sua origem mineralógica e dimensão máxima, passou a ter mais importância a cada atualização, principalmente para o módulo de elasticidade.

Na Tabela 8 está apresentada a evolução da ABNT NBR 6118, desde a NB-1 de 1940 até a última revisão em 2017. Por ela é possível verificar as mudanças nas considerações quanto a dimensão máxima do agregado graúdo, resistência à compressão e módulo de elasticidade do concreto.

Tabela 8 - Evolução da ABNT NBR 6118

Norma	Dimensão Máxima	Resistência à compressão (MPa)	Módulo de elasticidade
NB-1 (1940)	< ¼ da menor dimensão da peça	$\geq 12,25$	10 vezes menor que o módulo de elasticidade do aço
NB-1 (1960)	< ¼ da menor dimensão da peça	$\geq 8,82$	10 vezes menor que o módulo de elasticidade do aço
ABNT NBR 6118 (1978)	< ¼ da menor dimensão da peça e < 1/3 da espessura das lajes	$f_{ck} \geq 9$	$E_c = 6600 \sqrt{f_{cj}}$ ($f_{cj} = f_{ck} + 3,5 \text{ MPa}$)
ABNT NBR 6118 (2003/2007)	\leq espessura nominal de cobrimento	$20 \leq f_{ck} \leq 50$	$E_{ci} = 5600 \sqrt{f_{ck}}$
			$E_{cs} = 0,85 * E_{ci}$
ABNT NBR 6118 (2014/2017)	\leq espessura nominal de cobrimento	$20 \leq f_{ck} \leq 90$	$E_{ci} = \alpha_E * 5600 \sqrt{f_{ck}}$ (20 a 50 MPa)
			$E_{ci} = 21,5 * 10^3 * \alpha_E * (\frac{f_{ck}}{10} + 1,25)^{1/3}$ (55 a 90 MPa) (α_E : coeficiente em função da origem mineralógica do agregado)
			$E_{cs} = \alpha_i * E_{ci}$ $\alpha_i = 0,8 + 0,2 * \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0$

Fonte: a própria autora

Sobre a dimensão máxima do agregado graúdo, verifica-se que o critério para definição passou da simples análise da dimensão da peça, para um algo mais completo, que leva em consideração, além das dimensões relacionadas a armadura, que como visto, é o principal fator na escolha da dimensão máxima do agregado graúdo, a classe de agressividade do ambiente, a qual irá determinar o cobrimento nominal mínimo de uma determinada barra.

Além disso, observa-se que a resistência à compressão mínima considerada pela norma também evoluiu. Com o avanço da tecnologia do concreto, novos materiais foram desenvolvidos, como por exemplo, os concretos de alto desempenho. Assim, na atualização de 2003 da ABNT NBR 6118 foram incorporadas as classes de resistência do concreto, as quais variavam de 20 MPa a 50 MPa, conforme definições da ABNT NBR 8953. Após isso, na atualização de 2014, o intervalo para as classes de resistência, foi ampliado, passando para 20 MPa a 90 MPa.

Outro fato interessante para a resistência à compressão, é a inclusão do conceito de resistência à compressão característica (f_{ck}), a qual foi definida na primeira versão da ABNT NBR 6118 em 1978.

Com relação ao módulo de elasticidade, propriedade importante para o dimensionamento e segurança das estruturas de concreto, este ganhou mais importância a partir da ABNT NBR 6118 de 1978. Antes, nas versões da NB-1, o módulo de elasticidade do concreto (E_c) era definido apenas como sendo 10 vezes inferior ao módulo de elasticidade do aço. A partir da versão de 1978, esta propriedade passou a ser relacionada com a resistência à compressão característica.

Além do mais, inicialmente a norma definia somente o módulo de elasticidade tangente inicial (E_{ci}), sendo que apenas na versão de 2003 foi incluído o módulo de elasticidade secante (E_s), o qual é calculado em função do E_{ci} . Importante observar que na versão de 2014, o módulo de elasticidade tangente inicial passa a ser definido não somente com base na resistência característica do concreto, mas também, na natureza do agregado graúdo.

Na versão de 2014 da ABNT NBR 6118 foi adicionado o coeficiente α_E , o qual é definido conforme a origem mineralógica do agregado. A Tabela 9 traz os valores apresentados pela norma para diferentes agregados.

Tabela 9 - Valores para α_E

α_E	Origem do Agregado
1,2	basalto e diabásio
1,0	granito e gnaisse
0,9	calcário
0,7	arenito

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

Nota-se, a partir da Tabela 9, que a utilização de agregados de basalto e diabásio, com o coeficiente igual a 1,2, resultará em concretos com maior módulo de elasticidade, enquanto que o emprego de agregados de arenito, por exemplo, que apresentam um coeficiente menor em relação aos demais tipos, resultará em um valor de módulo de elasticidade inferior.

Entretanto, no trabalho desenvolvido por Vasconcellos (2018), verifica-se que ao contrário do proposto na norma brasileira, concretos produzidos com agregados graúdos de granito e gnaisse, resultaram em valores de módulo de elasticidade significativamente diferentes entre si.

Vasconcellos (2018) evidencia que, em função destas diferenças, torna-se de extrema importância a realização de ensaios experimentais com o intuito de mapear os agregados utilizados na produção dos concretos, uma vez que o desempenho e características destes estão relacionados às propriedades da rocha mãe, bem como, aos locais de extração do agregado graúdo.

2.4.2. Modelos de Previsão para Estimativa do Módulo de Elasticidade

Além da norma brasileira, ABNT NBR 6118 (2014), tem-se, entre as normas de concreto que apresentam modelos de previsão para o módulo de elasticidade, o EUROCODE 2, *fib* MODEL CODE (2010) e a ACI 318-19. Na Tabela 10, está apresentado um resumo dos modelos de previsão para estimativa do módulo de elasticidade do concreto verificados nestas normas.

Tabela 10 - Modelos de previsão para o módulo de elasticidade do concreto

Norma	Módulo de Elasticidade Tangente Inicial	Módulo de Elasticidade Secante	Observações
ACI 318 (2019)	-	$E_c = \omega_c^{1,5} * 0,043 * \sqrt{f'_c}$ (MPa) para ω_c entre 1440 e 2560 kg/m ³ $E_c = 4732 * \sqrt{f'_c}$ (MPa) para concreto de massa específica normal	E_c = módulo de elasticidade estático secante a 0,45 de f_{ck} , em MPa; f'_c = resistência a compressão aos 28 dias, em MPa, obtida de cilindros; ω_c = massa específica
fib MODEL CODE (2010)	$E_{ci} = 21,5 * 10^3 * \alpha_E * \left(\frac{f_{ck}+8}{10}\right)^{\frac{1}{3}}$ (α_E : coeficiente em função da origem mineralógica do agregado)	$E_c = \alpha_i * E_{ci}$ $\alpha_i = 0,8 + 0,2 * \left(\frac{f_{cm}}{88}\right)$	$\alpha_E = 1,2$ para basalto e agregado denso de calcário; $\alpha_E = 1,0$ para quartzo; $\alpha_E = 0,9$ para calcário e $\alpha_E = 0,7$ para arenito
EUROCODE-2 (2004)	$E_c = 1,05 * E_{cm}$	$E_{cm} = 22 * \left[\left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3}\right]$	E_{cm} estimado para concretos com quartzo, para calcário e arenito o valor deve ser reduzido em 10% e 30%, respectivamente, já para basalto o valor deve ser aumentado em 20%.
ABNT NBR 6118 (2014)	$E_{ci} = \alpha_E * 5600 * \sqrt{f_{ck}}$ (20 a 50 MPa) $E_{ci} = 21,5 * 10^3 * \alpha_E * \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25\right)^{1/3}$ (55 a 90 MPa) (α_E : coeficiente em função da origem mineralógica do agregado)	$E_{cs} = \alpha_i * E_{ci}$ $\alpha_i = 0,8 + 0,2 * \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0$	$\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio; $\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaiss; $\alpha_E = 0,9$ para calcário e $\alpha_E = 0,7$ para arenito

Fonte: a própria autora

Nota-se que, entre os modelos de previsão do módulo de elasticidade tangente inicial ou do módulo secante apresentados, apenas a ACI 318 (2019) não leva em consideração o tipo de agregado, fato que pode acarretar em erros de previsão (NETO e HELENE, 2002).

Dos modelos apresentados, as normas *fib* MODEL CODE (2010), EUROCODE – 2 (2004) e ABNT NBR 6118 (2014) contemplam a influência da origem mineralógica do agregado graúdo no módulo de elasticidade do concreto, sendo que as duas últimas adotam o coeficiente α_E para correção do módulo de elasticidade em função do tipo de agregado. Entretanto, tanto a norma brasileira quanto as internacionais, não consideram a influência de agregados de mesmo tipo, extraídos de rochas provenientes de diferentes regiões de extração.

De acordo com a ACI 318 (2019), os modelos de previsão para a estimativa do módulo de elasticidade do concreto mostram-se apropriados para a maioria das aplicações, entretanto, para alguns tipos especiais de concretos, como os concretos de alta resistência, concretos leves e os concretos autoadensáveis, os valores obtidos experimentalmente podem diferir significativamente dos calculados pelas equações propostas pelos códigos. No caso, do concreto autoadensável, segundo a norma, esta diferença pode estar relacionada, principalmente, ao menor volume de agregado graúdo.

Cabral, Monteiro e Helene (2014) comparando os resultados das normas brasileiras, verificaram que os valores obtidos na ABNT NBR 6118 (2014), superestimam os da norma ABNT NBR 8522 (2017). Sendo que o módulo experimental obtido foi 20% inferior que o calculado pelo modelo da ABNT NBR 6118 (2014).

Em relação as demais normas, Cabral, Monteiro e Helene (2014), verificaram que o módulo experimental para o CAA é 30% inferior que o estimado pelo Eurocode - 2 (2004) e 60% menor que o calculado pela *fib* MODEL CODE (2010), a qual possui os valores superestimado em relação a todos os modelos de previsão estudados.

De acordo com os autores, a única norma que aproxima com os demais modelos de previsão de estudos é a ACI 318 (2014), entretanto em relação a norma brasileira ABNT NBR 8522 (2017), os valores calculados ainda são superestimados, sendo o experimental 30% inferior que o estimado.

2.4.3. Módulo de Elasticidade Dinâmico do Concreto

Além do módulo de elasticidade estático, é usual a caracterização do concreto com base no módulo de elasticidade dinâmico, o qual é obtido realizando-se ensaios não destrutivos. Estes tipos de ensaio tornam-se interessante, pois oferecem maior agilidade e praticidade, além de evitar transtornos com o procedimento de extração de testemunhos, reduzindo custos (TORALLES-CARBONARI *et al.*, 2010).

Duas técnicas, são amplamente utilizadas para a determinação do módulo de elasticidade dinâmico. A primeira, tem como base a relação entre a velocidade de propagação da onda ultrassônica em determinada amostra, sua massa específica e suas características elásticas; e a segunda baseia-se na determinação do módulo de elasticidade dinâmico por meio da frequência natural de vibração do elemento a ser analisado, quando o mesmo é submetido a vibrações longitudinais, transversais ou torcionais, relacionada a massa específica e dimensões geométricas (CABRAL, MONTEIRO e HELENE, 2014).

Segundo Mehta e Monteiro (2014), o módulo de elasticidade dinâmico corresponde a uma deformação instantânea muito pequena, sendo próximo ao módulo tangente inicial e geralmente 20% maior que o módulo de elasticidade estático para concretos de alta resistência, 30% maior para os de média e, por fim, 40% maior para os de baixa resistência.

Entre as normas para o cálculo do módulo de elasticidade dinâmico do concreto por meio da técnica de determinação da velocidade de propagação de onda do ultrassom, pode-se citar a norma americana ASTM C597 (2016) e norma britânica BS – 1881 parte 203 (1986).

No Brasil, em 2008, foi publicada a ABNT NBR 15630, que prescreve os procedimentos de ensaios para determinação do módulo de elasticidade dinâmico através da propagação de onda ultrassônica para argamassas de assentamento e revestimento de paredes e tetos, não havendo uma norma específica para o cálculo do módulo de elasticidade dinâmico para o concreto.

A norma brasileira, apresenta procedimento semelhante ao prescrito pelas normas americana e britânica, sendo o módulo de elasticidade dinâmico determinado pela Equação 1:

$$E = \rho V^2 \frac{(1+\mu)(1-2\mu)}{(1-\mu)} \quad (1)$$

Na qual, ρ é a densidade de massa no estado endurecido do concreto em kg/m^3 , V a velocidade que a propagação da onda ultrassônica leva para percorrer o corpo de prova de concreto em seu sentido longitudinal, em km/s ; e, μ é o coeficiente de Poisson.

Segundo a norma britânica BS – 1881 parte 203 de 1986, relações empíricas podem ser estabelecidas entre a velocidade de propagação da onda ultrassônica e o módulo de elasticidade dinâmico e estático, além da resistência à compressão.

A relação entre a velocidade de onda e a resistência à compressão é influenciada por fatores como tipo de cimento, tipo e tamanho do agregado, além das condições de cura e idade do concreto. Assim, essa correlação deve ser estabelecida experimentalmente, testando-se um número suficiente de amostras a fim de se fornecer confiabilidade estatística (BS – 1881 parte 203, 1986).

Para aplicação de correlações entre a velocidade de propagação da onda ultrassônica e o módulo de elasticidade dinâmico e estático, deve-se atentar principalmente ao tipo de agregado a ser utilizado e considerado para determinação da relação (BS – 1881 parte 203, 1986).

2.4.4. Efeito do Agregado Graúdo na Resistência à Compressão do CAA

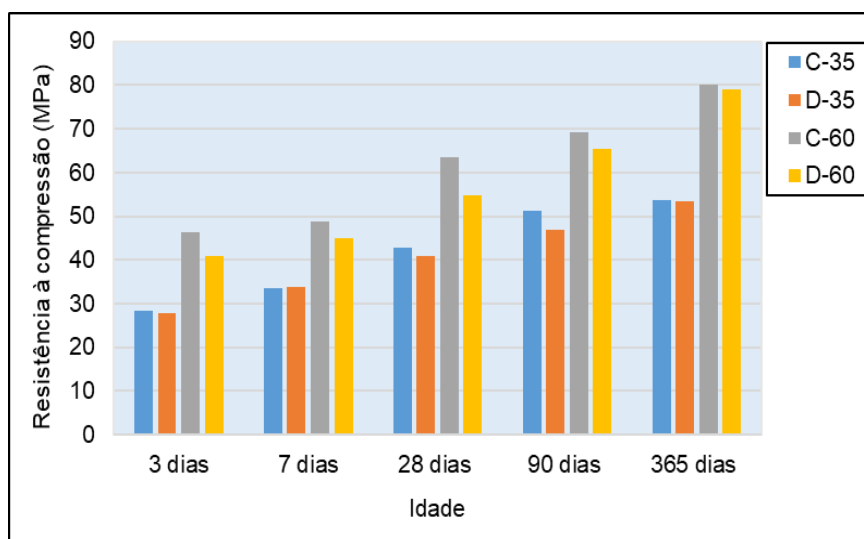
Verifica-se na literatura poucos estudos que se concentraram na análise da influência das propriedades do agregado graúdo na resistência à compressão do CAA, entre estes tem-se os desenvolvidos por: Santos *et al.* (2015), Nikbin *et al.* (2014), Guru Jawahar *et al.* (2013), Uysal (2012), Khaleel, Al-Mishhadani e Abdul Razak (2011) e Türkel e Kandemir (2010).

Em relação à influência da granulometria do agregado graúdo na resistência à compressão do CAA, Santos *et al.* (2015) estudaram o efeito de dois tipos de esqueleto granular, um com granulometria contínua e outro com descontínua, nas propriedades mecânicas de misturas de CAA.

Os autores produziram quatro misturas de concreto, com duas categorias de resistência especificada, 35 e 60 MPa. Destas quatro misturas, duas apresentavam granulometria contínua (C-35 e C-60), e as outras duas, granulometria descontínua (D-35 e D-60), os autores fixaram a relação água/cimento para as duas classes de resistência, bem como a quantidade de cimento, fatores que poderiam influenciar na resistência à compressão do CAA.

Na Figura 4 são apresentados os resultados para resistência à compressão obtidos por Santos *et al.* (2015).

Figura 4 - Resultados para a resistência à compressão do trabalho de Santos *et al.* (2015)



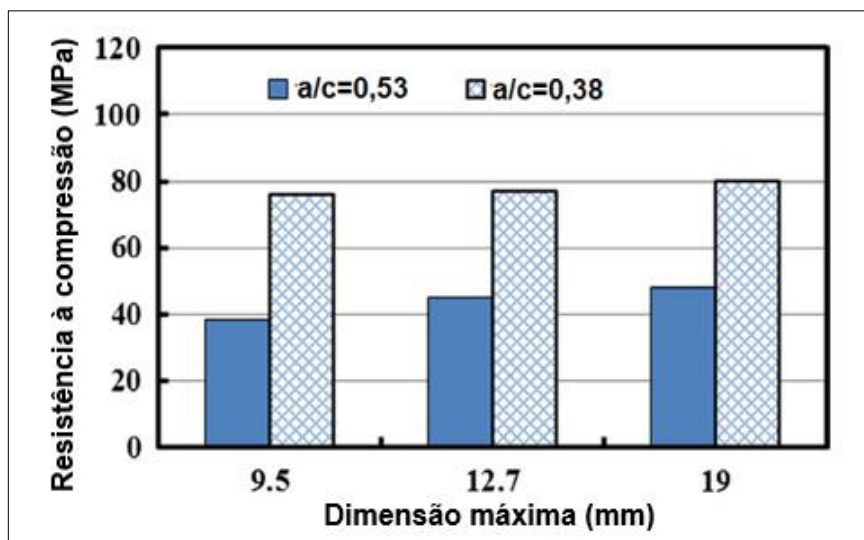
Fonte: Adaptado de Santos *et al.* (2015)

De acordo com os autores, o esqueleto granular contínuo apresenta valores ligeiramente maiores para as duas categorias de concreto (35 MPa e 60 MPa). Para o concreto de 60 MPa, a maior diferença entre as resistências à compressão é verificada aos 28 dias, sendo que o concreto C-60 apresenta uma resistência 13,5 % maior que o concreto D-60. Para o concreto de 35 MPa, a diferença maior é verificada aos 90 dias, sendo igual a aproximadamente 9 %.

Santos *et al.* (2015) explicam que este resultado indica que a granulometria contínua reflete uma estrutura agregada mais rígida e mais intertravada, quando comparada a estrutura descontínua, colaborando assim, para o aumento na resistência à compressão do CAA.

Nikbin *et al.* (2014) analisaram a influência de diferentes dimensões máximas na resistência à compressão do CAA, sendo elas: 9,5 mm, 12,7 mm e 19 mm; em misturas com relação água/cimento (a/c) igual a 0,53 e a 0,38. A Figura 5 apresenta os resultados para a resistência à compressão obtidos pelos autores.

Figura 5 - Resultados de resistência à compressão em função da dimensão máxima do agregado graúdo



Fonte: Adaptado de Nikbin *et al.* (2014)

De acordo com Nikbin *et al.* (2014), a partir dos resultados obtidos, observa-se que a resistência à compressão das misturas de CAA produzidas, aumenta levemente com o aumento da dimensão máxima do agregado graúdo.

Para as misturas com relação água/cimento igual a 0,38, os autores encontraram um aumento de 1,30% ao passar a dimensão máxima de 9,5 mm para 12,7 mm e de 5,12% ao passar de 9,5 mm para 19 mm. Da mesma maneira, para as misturas com a/c igual a 0,53, os aumentos verificados foram iguais a 14,92% e 20,42%, respectivamente.

Com base no conhecimento sobre a influência da dimensão máxima na resistência à compressão de concretos convencionais, os autores atribuem a este comportamento do CAA, principalmente, a existência da zona de transição entre o agregado e a pasta.

De acordo com Akçaoğlu; Tokyay; Çelik (2004), em concretos de alta resistência, quando o agregado apresenta maior dimensão máxima, a proporção da zona de transição é reduzida em função da redução da área superficial, porém, a qualidade da zona de transição para agregados maiores é menor.

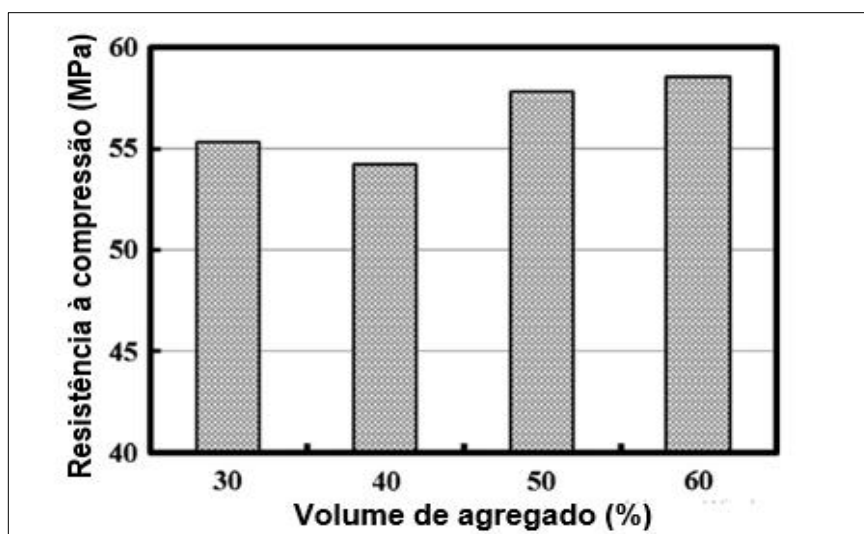
A esta redução da qualidade da zona de transição pode ser atribuída o aumento da superfície de contato ao redor do agregado com a pasta (NIKBIN *et al.*, 2014). Desta maneira, o aumento da resistência à compressão para os concretos produzidos

com um agregado de maior tamanho não é tão significativo quando comparado ao concreto produzido com um agregado menor.

Entretanto, em concretos com menor resistência à compressão, a zona de transição é semelhante para as diferentes dimensões máximas, assim, com a diminuição do tamanho do agregado, maior a área superficial, em consequência maior a proporção da zona de transição e, conseqüentemente, menor a resistência do concreto (AKÇAOĞLU; TOKYAY; ÇELIK, 2004).

Nikbin *et al.* (2014) também analisaram influência do volume de agregado na resistência à compressão de misturas de CAA com relação água/cimento de 0,5 e agregado com dimensão máxima igual a 12,7 mm. Na Figura 6 estão apresentados os resultados obtidos pelos autores para a resistência à compressão em função do volume de agregado graúdo.

Figura 6 - Resultados de resistência à compressão obtidos do trabalho de Nikbin *et al.* (2014)



Fonte: Adaptado de Nikbin *et al.* (2014)

Os autores verificaram uma ligeira queda na resistência à compressão ao aumentar o volume de agregado de 30% para 40%, porém de 40% para 60% verificou-se um aumento na resistência dos concretos produzidos.

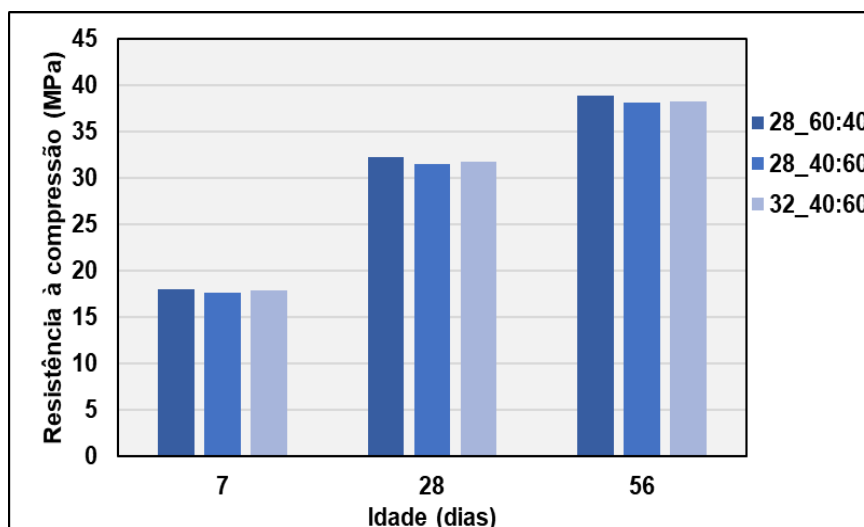
De acordo com Nikbin *et al.* (2014), no concreto, o agregado é geralmente mais resistente do que a pasta de cimento, assim o aumento do volume de agregado graúdo gera um aumento na resistência do concreto. Por outro lado, o aumento do volume de agregado também resulta em maiores pontos de contato entre agregado-pasta, os quais podem ser fracos, influenciando as propriedades mecânicas do concreto. Assim,

a resistência à compressão em função do volume de agregado não possui uma tendência uniforme.

Guru Jawahar *et al.* (2013) também estudaram a influência da dimensão máxima e do volume do agregado graúdo na resistência a compressão do CAA. Para isso, os autores analisaram a influência da mistura de agregados graúdos de duas dimensões máximas (20 e 10 mm) nas proporções 60:40 e 40:60 e em concretos com volume de agregado graúdo igual a 28 % e 32 % em relação ao volume total da mistura.

Assim, foram produzidas três misturas autoadensáveis: 28_60:40, 28_40:60 e 32_40:60. Na Figura 7 estão apresentados os resultados obtidos pelos autores para a resistência à compressão.

Figura 7 - Resultados de resistência à compressão do trabalho de Guru Jawahar *et al.* (2013)



Fonte: Adaptado de Guru Jawahar *et al.* (2013).

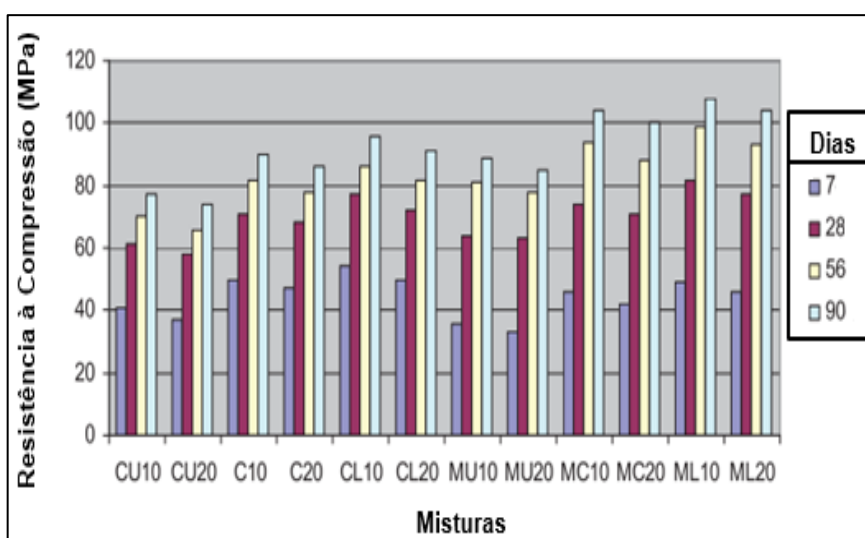
Guru Jawahar *et al.* (2013) verificaram que todos os concretos alcançaram valores semelhantes de resistência à compressão em todas as idades, o que permitiu concluir que a mistura de diferentes tamanhos de agregado graúdo e em diferentes volumes não apresentou influência na resistência à compressão dos concretos produzidos, fato que é corroborado por Domone (2006), o qual observou que a

resistência à compressão do CAA é controlada principalmente pela composição da fração aglutinante e da relação água/cimentícios.

Khaleel, Al-Mishhadani e Abdul Razak (2011), além de estudarem a influência da dimensão máxima característica, também verificaram o efeito do tipo de agregado na resistência à compressão do CAA.

Os autores estudaram três tipos de agregados (cascalho britado, cascalho não britado e calcário britado) com duas dimensões máximas diferentes (10 mm e 20 mm) em 12 misturas de CAA, sendo seis misturas sem adição de metacaulim e seis com substituição do cimento por 10% de metacaulim. Os resultados obtidos pelos autores estão apresentados na Figura 8.

Figura 8 - Resultados de resistência à compressão da pesquisa de Khaleel, Al-Mishhadani e Razak (2011)



Fonte: Adaptado de Khaleel, Al-Mishhadani e Razak (2011)

Com os resultados encontrados para a resistência à compressão (Figura 8), Khaleel, Al-Mishhadani e Abdul Razak (2011) verificaram que, quanto menor a dimensão máxima do agregado graúdo, maior a resistência à compressão.

De acordo com os autores, este fato ocorre, pois, quanto menor a dimensão máxima, maior a área superficial do agregado, o que resulta em uma maior aderência pasta-agregado, aumentando a resistência da zona de transição.

Em relação a influência do tipo de agregado graúdo, os autores verificaram que as misturas produzidas com o agregado de calcário (CL10, CL20, ML10 e ML20) apresentaram maior resistência à compressão. De acordo com Khaleel, Al-Mishhadani e Razak (2011) este comportamento é atribuído ao efeito da interação química e à

textura superficial mais áspera das partículas, onde a ligação entre o agregado e a pasta é mais forte.

Ademais, Khaleel; Al-Mishhadani; Abdul Razak (2011) verificaram que os concretos produzidos com o agregado britado (C10, C20, CL10, CL20, MC10, MC20, ML10 e ML20) apresentaram maior resistência do que aqueles produzidos com o agregado não britado (CU10, CU20, MU10, MU20) em todas as idades estudadas. Fato este que pode ser atribuído à rugosidade da superfície do agregado britado, que propicia uma maior aderência resultando em uma maior resistência à compressão.

Uysal (2012) também verificou a influência da natureza da rocha nas propriedades mecânicas do CAA. O autor estudou o efeito de cinco rochas diferentes nas propriedades no estado fresco e no estado endurecido do CAA, os agregados utilizados foram: basalto, mármore, dolomita, calcário e arenito. Assim, onze misturas com os diferentes tipos de agregados e combinações foram produzidas.

As misturas produzidas foram: M1 (100% calcário), M2 (100% dolomita), M3 (100% mármore), M4 (100% arenito), M5 (100% basalto), M6 (90% basalto + 10% dolomita), M7(80% basalto + 20% dolomita), M8 (70% basalto + 30% dolomita), M9 (60% basalto + 40% dolomita), M10 (50% basalto + 50% dolomita) e M11 (50% basalto + 50% arenito).

Além disso, o autor também realizou uma caracterização física e mecânica das rochas utilizadas, determinando a resistência a compressão (σ_c), índice de abrasão Los Angeles (LA%), dureza, massa específica (ρ), taxa de absorção de água e índice de porosidade, os resultados são apresentados na Tabela 11.

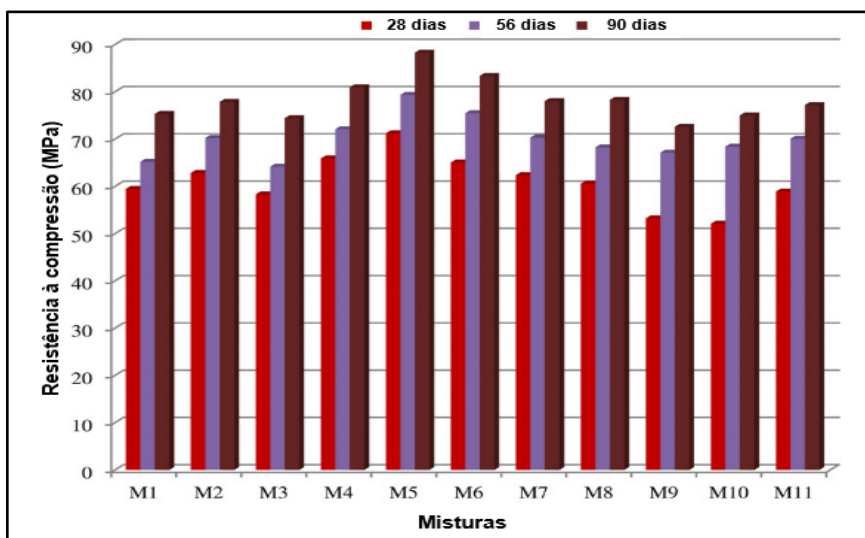
Tabela 11 - Resultados de caracterização das rochas do trabalho de Uysal (2012)

Rocha	σ_c (MPa)	LA%	Dureza	ρ (g/cm ³)	Absorção	Porosidade (%)
Basalto	153	10,21	65	2,90	0,28	0,45
Dolomita	132	20,48	51	2,82	0,40	0,58
Arenito	120	21,60	37	2,72	0,61	0,83
Mármore	111	26,82	46	2,68	0,54	0,99
Calcário	105	29,57	43	2,67	0,82	1,01

Fonte: Adaptado de Uysal (2012)

Os resultados obtidos por Uysal (2012) para a resistência à compressão dos concretos produzidos estão apresentados na Figura 9. O autor analisou a evolução da resistência à compressão em função do tempo para todas as misturas estudadas.

Figura 9 - Resultados de resistência à compressão retirados do trabalho de Uysal (2012)



*M1 (100% calcário), M2 (100% dolomita), M3 (100% mármore), M4 (100% arenito), M5 (100% basalto), M6 (90% basalto + 10% dolomita), M7(80% basalto + 20% dolomita), M8 (70% basalto + 30% dolomita), M9 (60% basalto + 40% dolomita), M10 (50% basalto + 50% dolomita) e M11 (50% basalto + 50% arenito).

Fonte: Adaptado de Uysal (2012)

De acordo com o autor, a Figura 9 indica que o tipo de agregado possui influência significativa na resistência à compressão do CAA. Em seu levantamento bibliográfico, o autor concluiu que em concretos como o CAA, com baixa relação água/cimento e elevado consumo de cimento, a resistência à compressão depende da qualidade do agregado graúdo, uma vez que se o agregado não possui resistência compatível com a resistência do concreto produzido, a ruptura deste tipo de concreto geralmente ocorre através dos agregados.

Em relação aos resultados obtidos, Uysal (2012) verificou que o concreto produzido com basalto (M5) apresentou maior resistência à compressão para todas as idades se comparado com as demais misturas. Tal resultado é compreensível, pois segundo o autor, como apresentado na Tabela 11, o agregado de basalto possui maior resistência se comparado aos demais agregados, assim suporta maior capacidade de carga nas misturas de CAA.

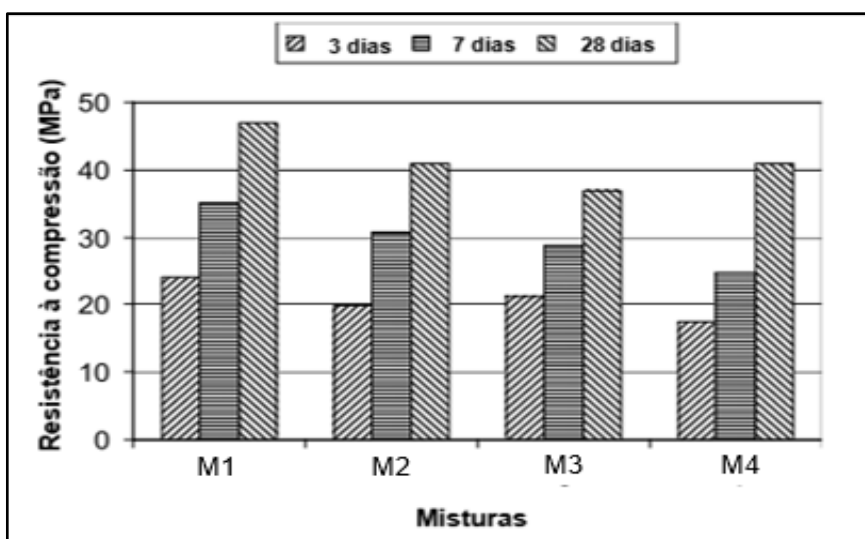
Além disso, os resultados apresentados na Tabela 11 para o índice de abrasão, fornecem evidências da natureza fraca dos agregados de calcário e mármore em comparação com os agregados de dolomita, arenito e basalto. Portanto, a resistência à compressão das misturas CAA que contêm dolomita, arenito ou agregado de basalto foi maior do que as misturas CAA que contêm agregado de calcário ou mármore.

Assim, de acordo com o autor, a qualidade do agregado, como visto na Tabela 11, influencia significativamente o modo de ruptura do CAA sob compressão, sendo que a mineralogia e a resistência à compressão do agregado controlam a resistência máxima das misturas de concreto autoadensável.

Por fim, Türkel e Kandemir (2010) estudaram a influência de agregados de duas naturezas diferentes: basalto e calcário, na resistência à compressão e no módulo de elasticidade do CAA. Os autores produziram quatro misturas diferentes, variando também o tipo de adição mineral utilizada: cinza volante e calcário.

As misturas produzidas foram: M1 (calcário + cinza volante + pó de calcário); M2 (basalto + cinza volante + pó de calcário); M3 (calcário + pó de calcário) e M4 (basalto + pó de calcário). Os resultados obtidos pelos autores estão apresentados na Figura 10.

Figura 10 - Resultados para resistência à compressão do trabalho de Türkel e Kandemir (2010)



* M1 (calcário + cinza volante + pó de calcário); M2 (basalto + cinza volante + pó de calcário); M3 (calcário + pó de calcário) e M4 (basalto + pó de calcário)

Fonte: Adaptado de Türkel e Kandemir (2010)

Entre as misturas estudadas, verifica-se que a combinação de calcário e cinza volante (M1) produz resistências à compressão mais altas do que as outras combinações em todas as idades de ensaio. A resistência à compressão aos 28 dias da mistura 1 é aproximadamente de 15 a 27% maior quando comparada às outras combinações de CAA (TÜRKEL; KANDEMIR, 2010).

De acordo com os autores, estes resultados podem ser atribuídos à textura superficial das partículas do agregado, a qual determina em grande parte a resistência

da ligação entre a pasta de cimento e a superfície do agregado. Assim, uma superfície rugosa resulta em uma melhor ligação pasta-agregado, enquanto uma superfície lisa não gera tal comportamento (MEHTA; MONTEIRO, 2014).

Porém, segundo Türkel e Kandemir (2010), o efeito do agregado de basalto na resistência à compressão ainda não é muito claro, uma vez que se observa que os basaltos geralmente apresentam superfície rugosa e vítrea, sendo assim, esperava-se valores maiores de resistência à compressão para as misturas produzidas com este agregado.

Na Tabelas 12 estão apresentados, de forma resumida, os principais parâmetros adotados pelos autores mencionados anteriormente.

Tabela 12 - Estudos sobre a influência das propriedades do agregado graúdo na resistência à compressão e no módulo de elasticidade do CAA

Autores	Propriedades do agregado estudada	Tipo de agregado	Dimensão máxima (mm)	f_c^a (MPa)	Resumo
Santos <i>et al.</i> (2015)	Granulometria	Calcário	12 e 20	40,9 a 63,5	Aumento da resistência à compressão em concretos produzidos com granulometria contínua
Nikbin <i>et al.</i> (2014)	Dimensão máxima e volume de agregado	Cascalho	9,5, 12,7 e 19	38,2 a 80,0	Influência não uniforme em função do comportamento da zona de transição agregado-pasta para diferentes dimensões máximas
Guru Jawahar <i>et al.</i> (2013)	Dimensão máxima e volume de agregado	Granito	20 e 10	31,12 a 32,26	A mistura de diferentes dimensões máximas e a variação de volume não influenciou a resistência à compressão do CAA
Uysal (2012)	Natureza	Basalto, mármore, dolomita, calcário e arenito	16	**	Agregados com maior resistência à compressão agregam maior capacidade de carga às misturas de CAA

Autores	Propriedades do agregado estudada	Tipo de agregado	Dimensão máxima (mm)	f_c^a (MPa)	Resumo
Khaleel, Al-Mishhadani e Abdul Razak (2011)	Textura, dimensão máxima e natureza	Cascalho britado, cascalho não britado e calcário britado	10 e 20	**	Agregados com superfície mais rugosa e de menor dimensão máxima aumentam a resistência à compressão do CAA
Türkel e Kandemir (2010)	Natureza	Basalto e calcário	15	**	Agregado com superfície rugosa resulta em uma melhor ligação pasta-agregado, aumentando a resistência à compressão

^a Resistência à compressão aos 28 dias.

** Resultados apenas em gráficos, não sendo possível extrair dados numéricos.

Fonte: A própria autora

Com base nos estudos apresentados, verifica-se que, sobre a influência da dimensão máxima do agregado na resistência à compressão, o comportamento verificado não foi uniforme para a literatura consultada, porém, na maioria dos casos as alterações verificadas são atribuídas à existência da zona de transição entre o agregado e pasta.

Além do mais, nota-se que a natureza e qualidade do agregado possui influência significativa na resistência à compressão do CAA, sendo um fator limitante a depender da resistência a ser requerida ao concreto autoadensável.

2.4.5. Efeito do Agregado Graúdo no Módulo de Elasticidade do CAA

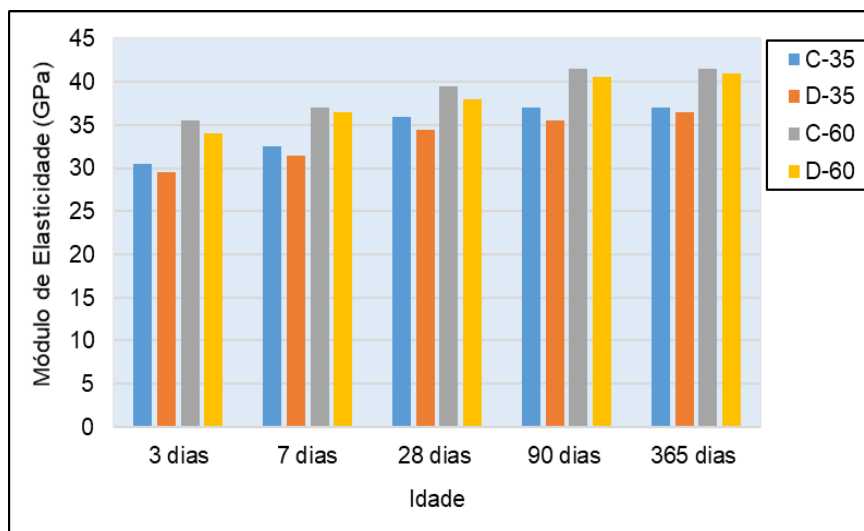
Entre os autores que estudaram a influência das propriedades do agregado graúdo no módulo de elasticidade do CAA, tem-se os estudos desenvolvidos por: Santos *et al.* (2015); Nikbin *et al.* (2014); Uysal (2012); Khaleel, Al-Mishhadani e Abdul Razak (2011) e Leite (2007).

Segundo Santos *et al.* (2015), de maneira geral, o concreto produzido com um agregado graúdo que apresenta uma distribuição contínua do esqueleto granular terá valores ligeiramente superiores para o módulo de elasticidade, em decorrência de um melhor travamento da estrutura, refletindo em concretos mais rígidos.

No estudo desenvolvido pelos autores, foi analisada a influência de dois esqueletos granulares diferentes nas propriedades mecânicas do CAA: um contínuo

(C) e outro descontínuo (D), para duas classes de resistência, 35 e 60 MPa. Para o módulo de elasticidade os autores verificaram os resultados apresentados na Figura 11.

Figura 11 - Resultados para o módulo de elasticidade do trabalho de Santos *et al.* (2015)



Fonte: Adaptado de Santos *et al.* (2015)

Observando a Figura 11, nota-se que os concretos produzidos com agregado de granulometria contínua apresentam valores de módulo de elasticidade ligeiramente superiores em comparação a descontínua, para todas as idades e resistências (SANTOS *et al.*, 2015). Para a classe de 35 MPa, aos 28 dias, o concreto produzido com granulometria contínua apresentou um módulo de elasticidade 4,16% maior do que o produzido com granulometria descontínua. Para a classe de 60 MPa esta diferença foi igual a 3,79%.

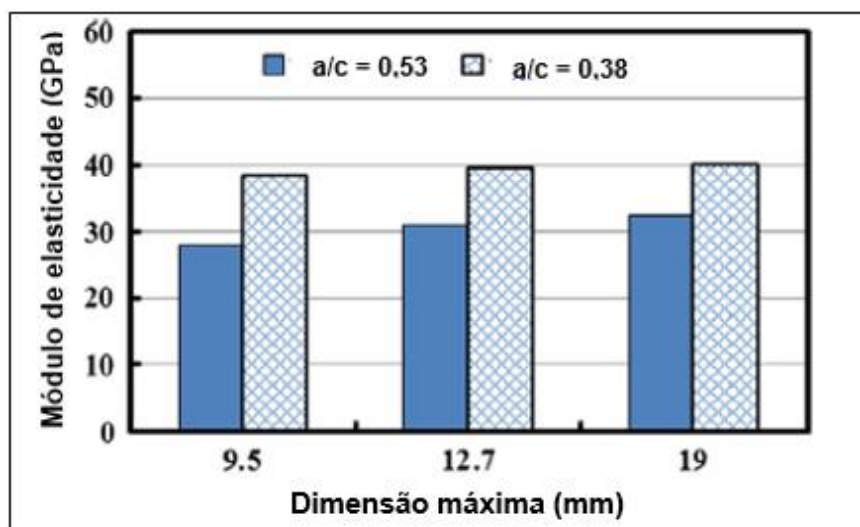
De acordo com os autores, o esqueleto granular descontínuo possui 45 kg/m³ de agregado graúdo a mais que o contínuo. Assim, esperava-se, que em decorrência do efeito do agregado graúdo na rigidez do concreto, os concretos com um esqueleto granular descontínuo apresentassem um maior módulo de elasticidade, quando comparados aos concretos com esqueleto granular contínuo.

A este fato, Santos *et al.* (2015) atribuem o efeito do empacotamento do esqueleto granular contínuo, o qual fornece uma estrutura mais rígida e, assim, com maior módulo de elasticidade.

Sobre a influência da dimensão máxima do agregado graúdo no módulo de elasticidade do CAA, Nikbin *et al.* (2014), analisaram o efeito de agregados com dimensão máxima igual a 9,5 mm, 12,7 mm e 19,0 mm. A Figura 12 mostra os

resultados obtidos pelos autores, para as misturas produzidas com duas relações água/cimento (a/c) distintas.

Figura 12 - Resultados para o módulo de elasticidade do trabalho de Nikbin *et al.* (2014)



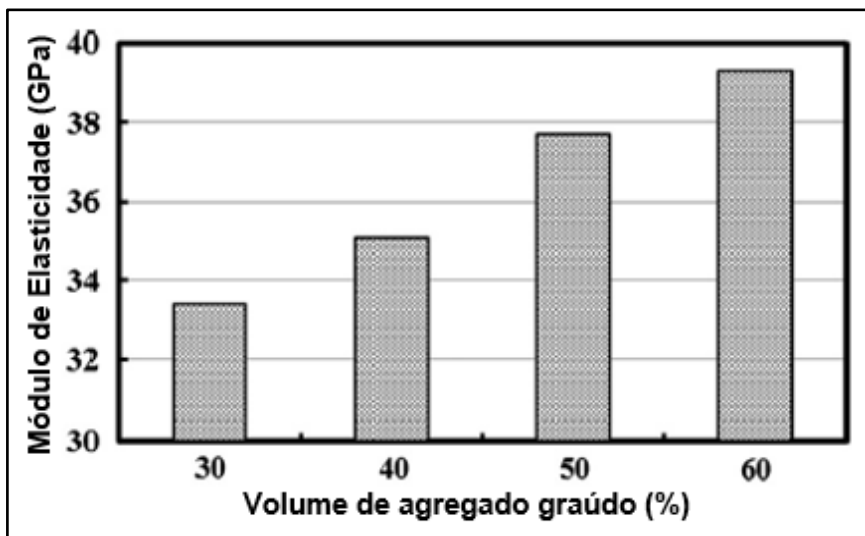
Fonte: Nikbin *et al.* (2014)

Na Figura 12, nota-se que com o aumento da dimensão máxima do agregado graúdo ocorreu também um aumento do módulo de elasticidade do concreto para ambas relações a/c . Para as misturas com relação a/c igual a 0,38, os autores encontraram um aumento de 2,27 % ao passar a dimensão máxima de 9,5 mm para 12,7 mm e de 3,50 % ao passar de 9,5 mm para 19 mm. Para as misturas com a/c igual a 0,53, os aumentos verificados foram iguais a 9,35 % e 13,00 %, respectivamente.

De acordo com Nikbin *et al.* (2014), a dimensão máxima do agregado graúdo e, conseqüentemente as características da zona de transição agregado-pasta possuem um efeito menos perceptível, em comparação a outras propriedades mecânicas, no módulo de elasticidade do CAA. Porém, um fato a ser observado no CAA é a redução no volume de agregado graúdo em comparação ao volume utilizado no concreto convencional.

Assim, Nikbin *et al.* (2014) também estudaram a influência do volume de agregado graúdo no módulo de elasticidade do CAA. Nota-se, por meio da Figura 13, que com o aumento do volume de agregado ocorre também um aumento no módulo de elasticidade.

Figura 13 - Variação do módulo de elasticidade do CAA com o volume do agregado graúdo



Fonte: Nikbin *et al.* (2014)

Os autores verificaram que ao aumentar o volume de agregado de 30% para 60% o módulo de elasticidade aumentou em aproximadamente 17%. De acordo com Nikbin *et al.* (2014), este acréscimo é resultado do aumento da rigidez da mistura, que está relacionado ao volume de agregado presente no concreto.

Segundo os autores, como o módulo de elasticidade não é amplamente afetado pela zona de transição agregado-pasta, o aumento desta, em função do aumento do volume agregado, não afeta visivelmente o módulo de elasticidade.

Nikbin *et al.* (2014) afirmam que como a resistência do CAA é geralmente alta e, conseqüentemente, a rigidez da zona de transição se aproxima da rigidez da matriz cimentícia, principalmente em decorrência da utilização de um maior volume de finos, o efeito da zona de transição no módulo de elasticidade do CAA, que é relacionado à rigidez dos componentes do concreto, é reduzido.

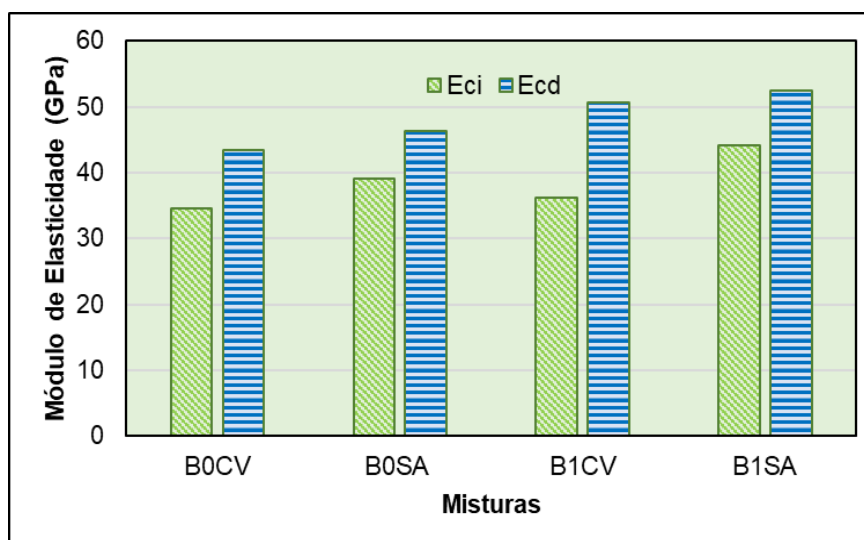
Sendo assim, com base nos resultados de Nikbin *et al.* (2014), nota-se que o aumento do volume de agregado possui maior efeito no módulo de elasticidade do que o aumento ou redução da dimensão máxima do agregado graúdo, pois o módulo de elasticidade do CAA é mais influenciado pela rigidez dos constituintes da mistura do que as características da zona de transição.

Outro autor que também estudou a influência da dimensão máxima do agregado no módulo de elasticidade do concreto autoadensável foi Leite (2007). Em seu trabalho, o autor analisou a influência de duas dimensões máximas, 9,5 mm (B0) e 19 mm (B1) de agregado de origem basáltica em quatro misturas diferentes de

concretos autoadensáveis, variando também a adição mineral utilizada, Sílica Ativa (SA) e Cinza Volante (CV). Assim, as misturas produzidas foram: B0SA, B1SA, B0CV, B1CV.

Leite (2007) estudou os módulos de elasticidade estático (E_{ci}) e dinâmico (E_{cd}), os resultados obtidos estão apresentados na Figura 14.

Figura 14 - Resultados de Módulo de Elasticidade do trabalho de Leite (2007)



Fonte: Adaptado de Leite (2007)

Ao fixar o tipo de adição mineral, nos concretos produzidos com agregado graúdo de maior dimensão nas misturas, verificou-se um ligeiro aumento do módulo de elasticidade, tanto estático, quanto dinâmico. Porém, de acordo com Leite (2007), os resultados não foram suficientes para notar a influência do agregado graúdo de maior dimensão máxima no módulo de elasticidade do CAA. O autor esperava que, conforme o método de dosagem adotado, os concretos com brita 1 (19 mm) apresentassem um módulo significativamente maior, uma vez que estas misturas possuíam um menor volume de pasta.

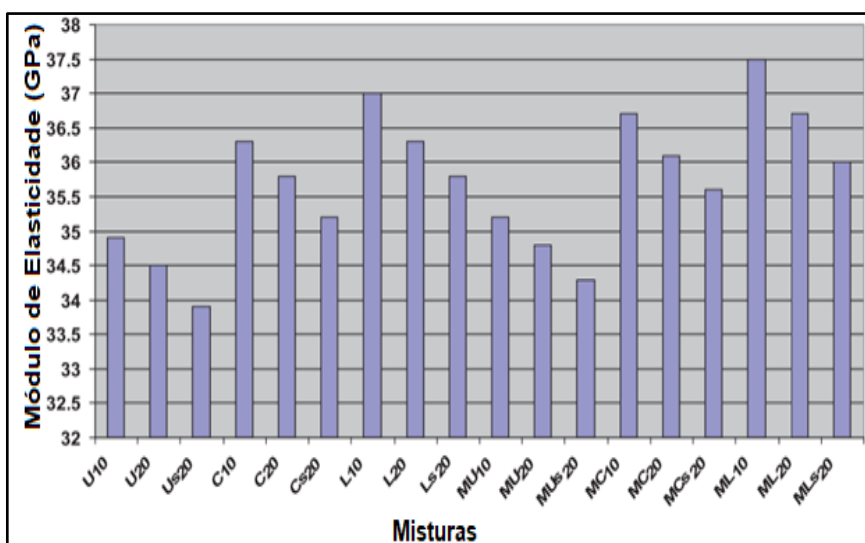
Segundo Leite (2007), os resultados encontrados mostram apenas a tendência no aumento do módulo de elasticidade destes concretos. Os resultados de Leite (2007) são corroborados pelos obtidos por Nikbin *et al.* (2014), que também não verificaram um efeito significativo do aumento da dimensão máxima do agregado no módulo de elasticidade do CAA.

Khaleel, Al-Mishhadani e Abdul Razak (2011) estudaram a influência da natureza e dimensão máxima do agregado no módulo de elasticidade de concretos

autoadensáveis. Os autores utilizaram cascalho britado, cascalho não britado e calcário britado, com duas dimensões máximas diferentes (10 mm e 20 mm), além disso, dos concretos produzidos, seis continham adição de metacaulim e seis não possuíam a adição mineral.

Os resultados para módulo de elasticidade obtidos por Khaleel, Al-Mishhadani e Abdul Razak (2011) estão apresentados na Figura 15.

Figura 15 - Resultados de módulo de elasticidade



Fonte: Adaptado de Khaleel, Al-Mishhadani e Razak (2011)

A partir dos resultados obtidos e apresentados na Figura 15, os autores notaram, que quanto menor a dimensão do agregado maior os valores encontrados para o módulo de elasticidade do CAA. Khaleel, Al-Mishhadani e Razak (2011) atribuem este comportamento ao fato de que quanto menor a dimensão máxima do agregado, maior a área superficial, o que resulta em uma maior resistência na zona de transição agregado-pasta e, conseqüentemente, um maior módulo de elasticidade.

Se comparado os resultados de Khaleel, Al-Mishhadani e Razak (2011) aos obtidos por Leite (2007) e Nikbin *et al.* (2014), nota-se que a influência da dimensão máxima do agregado graúdo no módulo de elasticidade do CAA não possui comportamento uniforme. O efeito de aumento ou redução da área superficial e, conseqüentemente da zona de transição agregado-pasta, não é significativo para o módulo de elasticidade do CAA, sendo que outros fatores, como o volume de agregado na mistura, possuem um maior efeito.

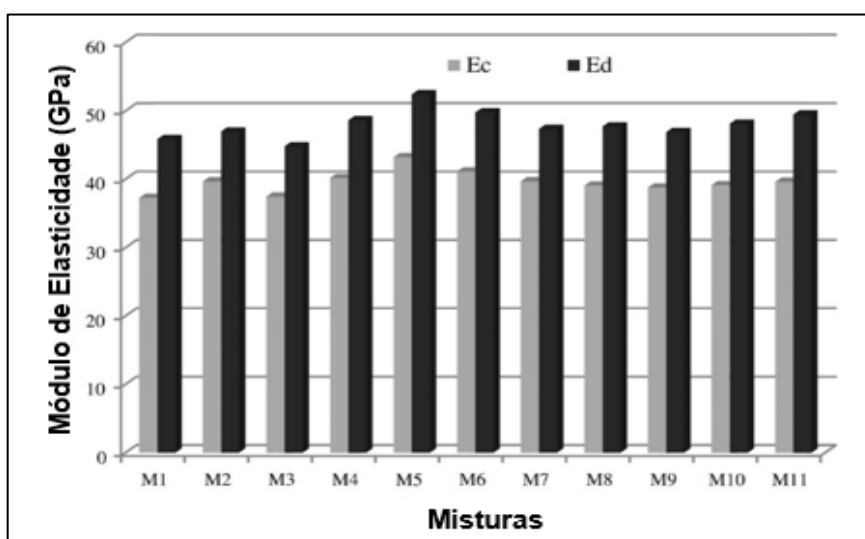
Ademais, a esse comportamento não uniforme, também pode ser atribuído o aprimoramento da matriz cimentícia em função da maior utilização de finos, como a sílica ativa, no concreto autoadensável, fato que reduz os defeitos da zona de transição, aumentando sua resistência (NIKBIN *et al.*, 2014). Assim, nota-se que o aumento ou diminuição da zona de transição não geram mudanças significativas e uniformes no módulo de elasticidade do CAA.

Em relação a natureza do agregado, Khaleel, Al-Mishhadani e Razak (2011) verificaram que as misturas produzidas com o agregado de calcário (CL10, CL20, ML10 e ML20) apresentaram maior módulo de elasticidade, como pode ser observado na Figura 15. De acordo com os autores este comportamento é atribuído ao efeito da interação química e à textura superficial mais áspera das partículas, onde a ligação entre o agregado e a pasta é mais forte.

Uysal (2012), também estudou influência do tipo de agregado no módulo de elasticidade dos concretos autoadensáveis. Foram estudadas onze misturas diferentes de CAA, sendo verificados os módulos de elasticidade estático e dinâmico. O autor analisou o módulo de elasticidade dinâmico por meio do ensaio de onda ultrassônica.

Na Figura 16 estão apresentados os resultados para o módulo de elasticidade estático (E_c) e dinâmico (E_d), obtidos para as misturas produzidas.

Figura 16 - Resultados de módulo de elasticidade estático (E_c) e dinâmico (E_d)



Fonte: Adaptado de Uysal (2012)

Com os resultados obtidos, o autor verificou que, conforme a resistência à compressão do CAA aumenta, o módulo de elasticidade, tanto estático como dinâmico, também aumenta. Assim, o maior valor para o módulo de elasticidade ($E_c = 43,19$ MPa e $E_d = 52,40$ MPa) foi obtido na mistura M5, que contém 100% de agregado de basalto e o menor valor de módulo de elasticidade ($E_c = 37,23$ MPa e $E_d = 45,84$ MPa) foi obtido para o concreto com 100% de calcário.

O autor atribui este comportamento a natureza mais fraca do agregado de calcário, a qual é refletida em uma menor resistência à compressão, maior desgaste por abrasão, menor dureza, além da maior porosidade, que influencia na rigidez do agregado (Tabela 11).

A partir dos estudos analisados, verifica-se que fatores como natureza e volume de agregado graúdo na mistura apresentam efeitos significativos no módulo de elasticidade do CAA, porém, em relação à dimensão máxima do agregado graúdo, seu efeito no módulo de elasticidade não aparenta não ser significativo.

Na Tabelas 13 estão apresentados, de forma resumida, algumas informações obtidas nos estudos mencionados anteriormente.

Tabela 13 - Estudos sobre a influência das propriedades do agregado graúdo na resistência à compressão e no módulo de elasticidade do CAA

Autores	Prop.^a do Agregado	Tipo de rocha	D_{máx}^b (mm)	E_c^c (MPa)	E_d^d (MPa)	Resumo
Santos <i>et al.</i> (2015)	Granulometria	Calcário	12 e 20	34,5 a 39,5	-	Agregado com distribuição contínua do esqueleto granular terá valores ligeiramente superiores para o módulo de elasticidade do CAA.
Nikbin <i>et al.</i> (2014)	Dimensão máxima e volume de agregado	Cascalho	9,5, 12,7 e 19	28,1 a 40,0	-	O aumento do volume de agregado possui maior efeito no módulo de elasticidade do CAA quando comparado ao aumento da dimensão máxima do agregado graúdo.
Uysal (2012)	Natureza	Basalto, mármore, dolomita, calcário e arenito	16	37,23 a 43,19	45,84 a 52,40	As propriedades dos agregados como resistência à compressão, porosidade, dureza, entre outras, afetam o módulo de elasticidade do CAA, sendo que quanto mais fraco o agregado menor o módulo de elasticidade
Khaleel, Al-Mishhadani e Abdul Razak (2011)	Textura, dimensão máxima e natureza	Cascalho britado, cascalho não britado e calcário britado	10 e 20	**	-	Agregados com superfície mais rugosa e de menor dimensão máxima aumentam o módulo de elasticidade do CAA.
Leite (2007)	Dimensão máxima	Basalto	9,5 e 19	34,5 a 44,2	43,48 a 52,39	Os resultados encontrados mostram apenas a tendência no aumento do módulo de elasticidade do CAA ao aumentar o tamanho do agregado graúdo.

^a Propriedade do agregado estudada; ^b Dimensão máxima do agregado graúdo; ^c Módulo de elasticidade estático; ^d Módulo de elasticidade dinâmico; ** Resultados apenas em gráficos, não sendo possível extrair dados numéricos.

Fonte: a própria autora

2.4.6. Considerações sobre a Influência das Propriedades do Agregado Graúdo na Resistência à Compressão e no Módulo de Elasticidade do CAA.

Em relação a influência da textura do agregado graúdo na resistência à compressão e no módulo de elasticidade do CAA, verifica-se, que partículas irregulares, como os agregados britados, que apresentam superfície áspera e rugosa resultam em CAA's com maior resistência à compressão e módulo de elasticidade, fato atribuído à superfície deste tipo de agregado, a qual propicia uma maior aderência pasta-agregado (KHALEEL; AL-MISHHADANI; ABDUL RAZAK, 2011).

Sobre o efeito da dimensão máxima do agregado graúdo na resistência à compressão e no módulo de elasticidade do CAA, observa-se que este não se mostra uniforme ao analisar a literatura. Sendo que, a zona de transição entre o agregado e a pasta está relacionada a este comportamento (NIKBIN *et al.*, 2014).

Ao aumentar a dimensão máxima do agregado graúdo, verifica-se que ocorre uma redução da área superficial e da proporção da zona de transição. Porém, a zona de transição ao redor do agregado graúdo é mais deficiente, em função da maior superfície de contato, quando comparada ao agregado de menor tamanho; possuindo vazios, microfissuras e outros defeitos que podem interferir negativamente no módulo de elasticidade e na resistência à compressão do concreto (AKÇAOĞLU; TOKYAY; CELIK, 2004).

Entretanto, no concreto autoadensável, este comportamento não é significativo e, a este fato, pode ser atribuído o aprimoramento da matriz cimentícia e, conseqüente aumento da resistência da zona de transição em função do elevado consumo de finos, como adições minerais reativas (sílica ativa, metacaulim, entre outras), que reagem com o hidróxido de cálcio produzindo produtos de hidratação, os quais aprimoram a interface agregado-pasta, contribuindo para a resistência à compressão e o módulo de elasticidade, mesmo na situação de aumento da zona de transição agregado-pasta.

Assim, verifica-se que outros fatores, como o volume de agregado graúdo, possuem um maior efeito nas propriedades mecânicas do CAA, principalmente para o módulo de elasticidade, em função de que a rigidez da mistura de CAA está diretamente ligada a rigidez dos materiais que a constitui. Deste modo, sendo o agregado graúdo responsável por grande parte do volume do concreto e possuir uma

elevada rigidez, é natural que ao aumentar seu teor ocorra um aprimoramento do módulo de elasticidade do CAA.

Porém, torna-se importante lembrar que no concreto autoadensável este aumento de volume de agregado fica limitado as propriedades no estado fresco do material, as quais devem atender aos critérios de autoadensabilidade, sendo assim, torna-se importante o estudo de outras vias para o aprimoramento das propriedades mecânicas do CAA.

Em relação à granulometria do agregado, observa-se que agregados com granulometria contínua resultam em concretos com maior resistência à compressão e módulo de elasticidade do que aqueles produzidos com agregados de granulometria descontínua ou uniforme. Este comportamento pode ser atribuído ao fato de que a granulometria contínua reflete uma estrutura agregada mais rígida e intertravada, quando comparada as demais granulometrias (SANTOS *et al.*, 2015).

Por fim, analisando os estudos apresentados anteriormente, verifica-se que a natureza do agregado possui influência na resistência à compressão e no módulo de elasticidade do CAA (KHALEEL; AL-MISHHADANI; ABDUL RAZAK, 2011; TÜRKEL; KANDEMIR, 2010; UYSAL, 2012).

Além disso, a mineralogia e a resistência à compressão do agregado controlam a resistência máxima das misturas de concreto autoadensável e conseqüentemente o seu módulo de elasticidade, uma vez que se nota o aumento do módulo de elasticidade em função do aumento da resistência à compressão do CAA (UYSAL, 2012).

Assim, a partir da abordagem sobre as propriedades do agregado graúdo e como elas influenciam nas propriedades mecânicas do CAA, tem-se na Tabela 14 um resumo da influência das propriedades do agregado graúdo na resistência à compressão e no módulo de elasticidade do CAA, com base na literatura estudada.

Tabela 14 - Resumo da influência das propriedades do agregado graúdo na resistência à compressão e no módulo de elasticidade do CAA

Propriedade do agregado	Condição	Resistência à compressão do CAA	Módulo de elasticidade do CAA	Justificativa
Forma e textura	Agregado irregular e rugoso	Maior	Maior	Aderência pasta-agregado em função da superfície do agregado
	Agregado liso e arredondado	Menor	Menor	
Granulometria	Contínua	Maior	Maior	Granulometria contínua produz uma estrutura agregada mais rígida e intertravada
	Descontínua	Menor	Menor	
Dimensão máxima	Maior	Efeito não uniforme	Efeito não significativo	Para a resistência à compressão, o aumento do tamanho do agregado graúdo e, conseqüente, aumento da zona de transição podem influenciá-la de maneiras distintas, a depender da classe de resistência do concreto. Para o módulo de elasticidade, a dimensão máxima não apresenta efeito significativo.
	Menor	Efeito não uniforme	Efeito não significativo	
Volume de agregado graúdo	Maior	Efeito não uniforme	Maior	Como o agregado geralmente é mais resistente que a matriz cimentícia, ao aumentar o volume de agregado também aumenta a resistência do CAA, porém, com um maior volume de agregado graúdo, a zona de transição agregado-pasta aumenta, e conseqüentemente se torna ponto falho, podendo gerar uma menor resistência à compressão. Para o módulo de elasticidade, como este é relacionado a
	Menor	Efeito não uniforme	Menor	

Propriedade do agregado	Condição	Resistência à compressão do CAA	Módulo de elasticidade do CAA	Justificativa
				rigidez dos materiais constituintes do CAA, quanto maior o volume de agregado graúdo, material de elevada rigidez, maior o módulo de elasticidade do CAA.
Natureza	Agregado com <u>maior</u> resistência à compressão, dureza, resistência à abrasão e <u>menor</u> porosidade	Maior*	Maior *	Para CAA com elevada resistência à compressão, a ruptura pode ocorrer no agregado e não na matriz. Além disso, o módulo de elasticidade do concreto está diretamente ligado a rigidez dos materiais que o constitui como, por exemplo, o agregado graúdo. Sendo assim, quando mais rígido o agregado maior o módulo do CAA.
	Agregado com <u>menor</u> resistência à compressão, dureza, resistência à abrasão e <u>maior</u> porosidade	Menor*	Menor*	

* Considerando CAA de alta resistência

Fonte: a própria autora

2.5. MINERAIS E ROCHAS

Neste subcapítulo estão apresentadas noções e definições básicas necessárias para a compreensão das características dos agregados graúdos provenientes da rocha britada, tendo enfoque nas características físicas e químicas das rochas ígneas e nas propriedades mecânicas da rocha de basalto, objeto de estudo deste trabalho.

2.5.1. Definições, Classificações e Processo de Formação das Rochas

Na superfície terrestre, verifica-se a existência de materiais inconsolidados como os solos, as areias dos rios e das praias e, rochas consolidadas, sendo que ambos são constituídos por associações de minerais (TEIXEIRA *et al.*, 2000).

Os minerais são os constituintes básicos das rochas e são definidos como uma substância de ocorrência natural, sólida, cristalina, geralmente inorgânica, com uma

composição química específica, sendo eles homogêneos e indivisíveis por meios mecânicos (PRESS *et al.*, 2006).

Cada mineral existente é único e recebe um nome característico em virtude de sua composição química e propriedades cristalográficas bem definidas. Assim, cada tipo de mineral, tal como o quartzo (SiO_2), é uma espécie mineral, a qual, em condições geológicas ideais, terá a sua organização atômica interna manifestada em uma forma geométrica externa, com o aparecimento de faces, arestas e vértices naturais, sendo que nesta situação, o mineral também é chamado de cristal (TEIXEIRA *et al.*, 2000).

“O termo rocha é usado para descrever uma associação de minerais que, por diferentes motivos geológicos, acabam ficando intimamente unidos” (TEIXEIRA *et al.*, 2000). Algumas rochas, podem ser compostas por apenas um tipo de material, como é o mármore branco, o qual é composto apenas por calcita. Em rochas com mais de um tipo de mineral, estes são unidos de maneira a manter suas características individuais. Assim, as rochas variam na cor, no tamanho dos seus cristais ou grãos e nos tipos de minerais que as compõem. Tais variações, constituem as características físicas de uma rocha (PRESS *et al.*, 2006).

A estrutura da rocha é definida como o seu aspecto geral externo, que pode ser maciço, com cavidades, orientado ou não. Enquanto que, a textura se revela por meio da observação mais detalhada do tamanho, forma e relacionamento entre os cristais ou grãos constituintes da rocha (TEIXEIRA *et al.*, 2000).

A textura e a mineralogia, bem como outras propriedades, ajudam a determinar o aspecto de uma rocha, sendo que a mineralogia é definida como a proporção relativa dos minerais constituintes de uma rocha (PRESS *et al.*, 2006).

Em relação aos minerais constituinte das rochas, estes podem ser essenciais e acessórios. Os essenciais são aqueles que estão sempre presentes e são os mais abundantes numa determinada rocha. Os acessórios são aqueles que podem ou não estar presentes na composição, sem que isto modifique a classificação da rocha em questão (TEIXEIRA *et al.*, 2000).

Uma das principais classificações das rochas é a denominada genética. Neste tipo de classificação, as rochas são agrupadas de acordo com o seu modo de formação na natureza. Desta maneira, as rochas se dividem em três grandes grupos: Ígneas ou magmáticas, Sedimentares e Metamórficas (TEIXEIRA *et al.*, 2000).

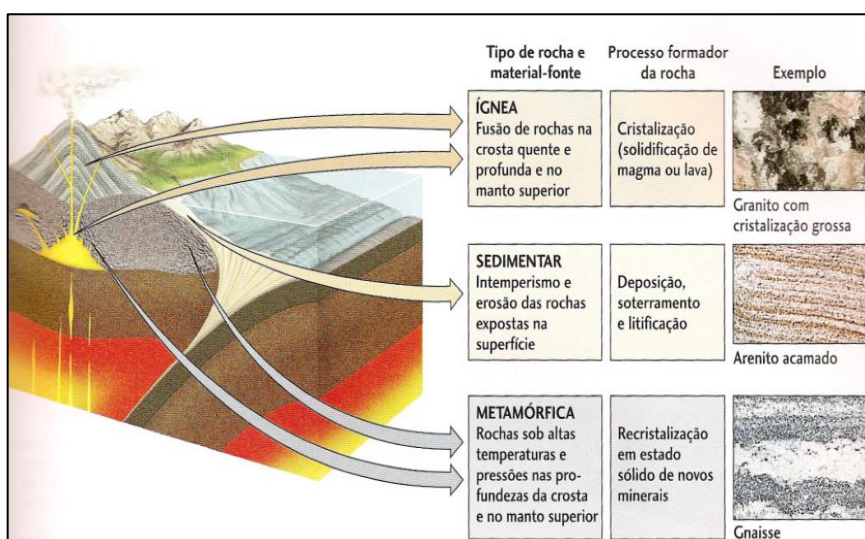
As rochas ígneas ou magmáticas são provenientes do resfriamento de material rochoso fundido, chamado magma. Quando o resfriamento ocorrer no interior do globo terrestre, a rocha resultante será do tipo ígnea intrusiva. Se o magma conseguir chegar à superfície, a rocha resultante será do tipo ígnea extrusiva, também chamada de vulcânica. A rocha vulcânica mais abundante é o basalto, cuja composição química é rica em piroxênios e plagioclásio cálcico (TEIXEIRA *et al.*, 2000).

As rochas sedimentares são formadas, em grande parte, a partir de processos de compactação e/ou cimentação de fragmentos produzidos pela ação dos agentes de intemperismo e pedogênese sobre uma rocha preexistente (protólito). Estes fragmentos, são transportados pela ação dos ventos, das águas que escoam pela superfície, ou pelo gelo, até o ponto de deposição (TEIXEIRA *et al.*, 2000).

Por fim, as rochas metamórficas são resultado da transformação de uma rocha preexistente (protólito) no estado sólido por meio de processos como o aumento de pressão e/ou temperatura, sem que o ponto de fusão dos seus minerais seja atingido. Entretanto, transformações que ocorrem durante os processos de intemperismo e de litificação não são consideradas metamórficas (TEIXEIRA *et al.*, 2000).

Na Figura 17 está apresentado um resumo dos tipos de rochas, bem como dos processos de formação.

Figura 17 - Formação das rochas



Fonte: Press *et al.* (2006)

2.5.2. Minerais Formadores das Rochas

Entre os milhares de minerais conhecidos, apenas pouco mais de 30 minerais diferentes são os principais constituintes da maioria das rochas, sendo por esse motivo, denominados de minerais formadores de rochas (PRESS *et al.*, 2006).

Segundo Press *et al.* (2006), os minerais são classificados em oito grupos de acordo com sua composição química, entretanto os minerais formadores de rochas mais comuns, são:

- Silicatos – são os minerais mais abundantes da crosta terrestre, sendo formados pela combinação de oxigênio (O) e silício (Si) – os dois elementos de maior ocorrência na crosta - com cátions de outros elementos.
- Carbonatos - são minerais constituídos de carbono e oxigênio, na forma de ânion carbonato (CO_3^{2-}) combinado com cálcio e magnésio. A calcita (CaCO_3) é um desses minerais.
- Óxidos - são compostos de ânion oxigênio (O^{2-}) e cátions metálicos; um exemplo é o mineral hematita (Fe_2O_3).
- Sulfetos - são compostos de ânion sulfeto (S^{2-}) e cátions metálicos. Nesse grupo está incluso o mineral pirita (FeS_2).
- Sulfatos - são compostos de ânion sulfato (SO_4^{2-}) e cátions metálicos; o grupo inclui o mineral anidrita (CaSO_4).

O Quadro 2 apresenta alguns minerais comuns de rochas ígneas, sedimentares e metamórficas.

Quadro 2 - Alguns cristais comuns de rochas ígneas, sedimentares e metamórficas

Rochas ígneas	Rochas sedimentares	Rochas metamórficas
Quartzo*	Quartzo*	Quartzo*
Feldspato*	Argilominerais*	Feldspato*
Mica*	Feldspato*	Mica*
Piroxênio*	Calcita	Granada*
Anfibólio*	Dolomita	Piroxênio*
Olivina*	Gipsita	Estaurolita*
	Halita	Cianita*

*O mineral é um silicato.

Fonte: Press *et al.* (2006)

2.5.3. Características das Rochas Ígneas

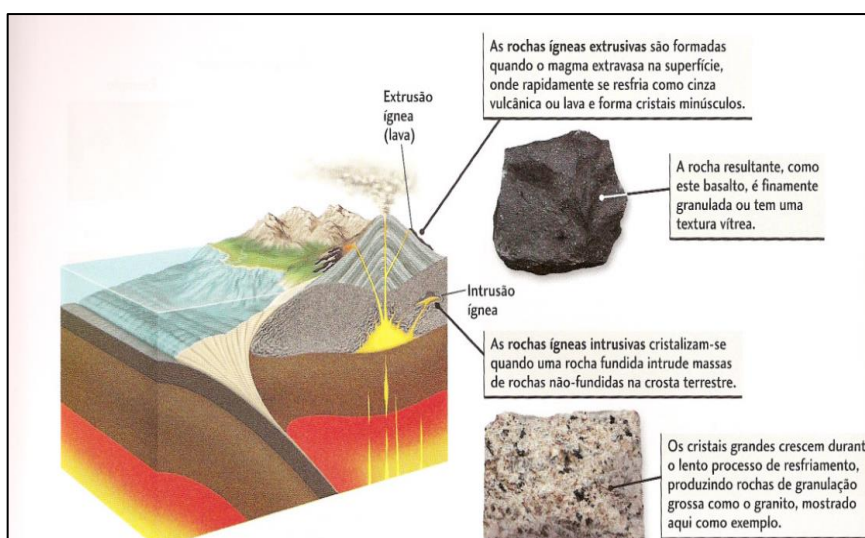
As rochas ígneas formam-se pela cristalização do magma e são divididas em dois grandes tipos de rochas com base no tamanho de seus cristais, sendo denominados rochas intrusivas e extrusivas (PRESS *et al.*, 2006).

Para reconhecer se a rocha é intrusiva ou extrusiva é necessário avaliar sua textura. Nas rochas intrusivas o resfriamento dos magmas é lento, permitindo que os minerais em formação cresçam o suficiente para serem facilmente visíveis, podendo chegar a vários centímetros (TEIXEIRA *et al.*, 2000).

Neste caso, quando os constituintes minerais têm dimensões que permitem individualizá-los a olho nu, ou mesmo identificá-los, a rocha passa a ter textura denominada fanerítica (PRESS *et al.*, 2006).

Por outro lado, o resfriamento dos magmas extrusivos é muito mais rápido, não havendo tempo suficiente para os cristais crescerem até ficarem visíveis. Assim, a rocha extrusiva tende a ter uma textura de granulação fina, neste caso, sendo então sua textura denominada de afanítica (TEIXEIRA *et al.*, 2000). Na Figura 18 está apresentado o processo de formação das rochas ígneas.

Figura 18 - Formação das rochas ígneas



Fonte: Press *et al.* (2006)

A maioria dos minerais das rochas ígneas são silicatos, em função da abundância de silício e da capacidade de vários minerais silicatos fundirem-se nas altas temperaturas e pressões alcançadas nas partes mais profundas da crosta e do manto. Entre os minerais comuns de silicato encontrados nas rochas ígneas estão o

quartzo, o feldspato, a mica, o piroxênio, o anfibólio e a olivina, como visto no quadro 2 (PRESS *et al.*, 2006).

Em geral as rochas ígneas apresentam cor bastante variável, em função dos tipos de minerais que as constitui. As rochas ígneas escuras são mais ricas em minerais contendo magnésio e ferro, sendo denominadas máficas, como por exemplo o gabro. As rochas ígneas claras são mais ricas em minerais contendo silício e alumínio e são denominadas siálicas, sendo que as rochas que incluem os feldspatos e o quartzo, ou sílica são chamadas de félsicas (TEIXEIRA *et al.*, 2000).

Por fim, as rochas denominadas ultramáficas são compostas fundamentalmente por minerais máficos e contêm menos 10% de feldspato, sendo um exemplo o peridotito. Esta diferença na constituição química dos magmas indica que existem diferentes tipos de magmas (PRESS *et al.*, 2006).

Os magmas apresentam variações de composições significativas em função de sua gênese e dos processos modificadores que podem ocorrer durante a sua cristalização. Assim, a variedade composicional das rochas ígneas é consequência natural da variedade dos magmas a partir dos quais se consolidaram (TEIXEIRA *et al.*, 2000).

Os principais componentes dos magmas silicáticos são, além de O e Si, o Al, Ca, Fe, Mg, Na, K, Mn, Ti e P. A variação composicional dos magmas, assim como das rochas ígneas, é descrita principalmente por seu teor de sílica, que indica a porcentagem em peso de SiO₂.

A variação composicional dos magmas é muito ampla, porém, três tipos de se destacam, sendo eles: o magma granítico, (teores de sílica superiores a 66%), o magma basáltico (teores de sílica entre 45 e 52%) e o magma andesítico (teor de sílica entre 52 e 66%). A Tabela 15 apresenta as composições médias de rochas representativas dos três tipos de magmas (TEIXEIRA *et al.*, 2000).

Tabela 15 - Exemplos de composição média de rochas ígneas consolidadas a partir de magmas graníticos, andesíticos e basálticos (valores em % em peso).

Óxido	Rocha/Magma		
	Granito	Andesito	Basalto
SiO ₂	72,08	54,20	50,83
TiO ₂	0,37	1,31	2,03
Al ₂ O ₃	13,86	17,17	14,07
Fe ₂ O ₃	0,86	3,48	2,88
FeO	1,67	5,49	9,05
MnO	0,06	0,15	0,18
MgO	0,52	4,36	6,34
CaO	1,33	7,92	10,42
Na ₂ O	3,08	3,67	2,23
K ₂ O	5,46	1,11	0,82
P ₂ O ₅	0,18	0,28	0,23
H ₂ O	0,53	0,86	0,91
Total	100,00	100,00	100,00

Fonte: Teixeira *et al.* (2000)

Como visto na Tabela 15, a composição química de uma determinada rocha reflete-se nas espécies minerais constituintes e na proporção entre as distintas fases minerais. Um dos parâmetros fundamentais para a caracterização da composição de rochas ígneas é o teor de sílica, de acordo com Teixeira *et al.* (2000), segundo este parâmetro, as rochas ígneas podem ser subdivididas em:

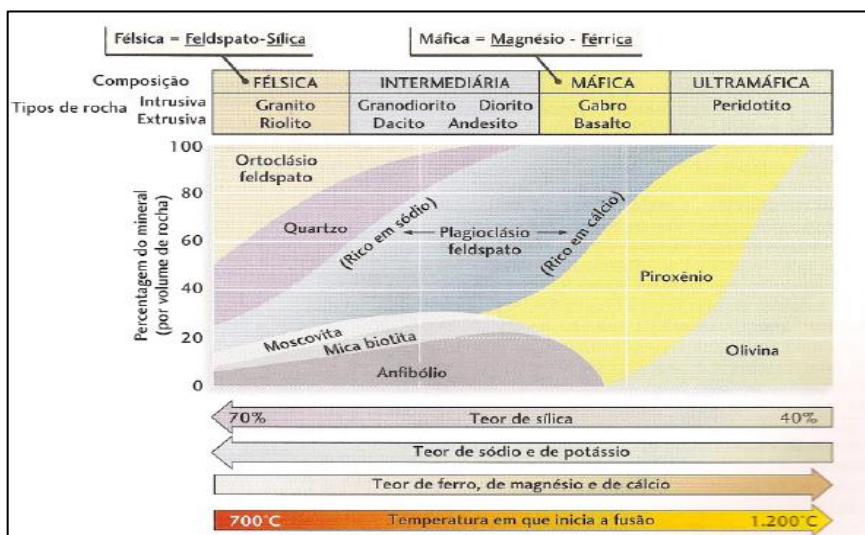
- Ácidas, com teor de sílica superior a 66%, como por exemplo granitos;
- Intermediárias, com teor de sílica entre 66 e 52%, como andesitos;
- Básicas, com teor de sílica entre 52 e 45%, como basaltos e;
- Ultrabásicas, quando o teor de sílica é inferior a 45%, como gabros.

Além das relações composicionais apresentadas, outras, como as que dizem respeito às proporções entre sílica (SiO₂) e alumina (Al₂O₃), e ao conteúdo em álcalis (Na₂O e K₂O), são importantes. Assim, rochas que apresentam composições mineralógicas com minerais máficos de Na e K, são muito ricas em álcalis, sendo denominadas rochas alcalinas (TEIXEIRA *et al.*, 2000).

Quando o conhecimento da composição mineralógica e química das rochas ígneas foi ampliado, tornou-se claro que algumas rochas intrusivas e extrusivas tinham composição idêntica, diferindo apenas no aspecto textural. Por exemplo, o basalto é uma rocha extrusiva formada a partir de lava, o gabro tem exatamente a

mesma composição mineral do basalto, porém se forma nas grandes profundidades da crosta terrestre. Assim, as rochas extrusivas e intrusivas formam dois conjuntos paralelos, no que diz respeito à composição química e mineralógica (PRESS *et al.*, 2006). A Figura 19 descreve essas relações.

Figura 19 - Classificação modal das rochas ígneas



Fonte: Press *et al.* (2006)

Na Figura 19, o eixo vertical expressa a composição mineralógica em porcentagem do volume de uma rocha e o eixo horizontal é uma escala de teor de sílica por peso de rocha.

Assim, se fosse conhecido, por meio de uma análise química, que a amostra de rocha que possui granulação grossa tem 70% de sílica, poderia determinar que sua composição teria cerca de 6% de anfibólio, 3% de biotita, 5% de moscovita, 14% de plagioclásio, 22% de quartzo e 50% de ortoclásio e, a rocha seria classificada como um granito. Mesmo que o riolito tenha a mesma composição mineralógica, seria excluído devido a sua textura fina (PRESS *et al.*, 2006).

Sobre as estruturas das rochas ígneas, estas, de acordo com ABGE (1998), podem ser:

- Maciça: os minerais das rochas não possuem orientação preferencial segundo direções determinadas, além disso, possuem o aspecto tanto de afloramento, como em amostra de mão, de uma massa rochosa compacta, um exemplo de rocha maciça é o granito;

- Fluidal: rochas com minerais isorientados, que expressam movimento direcional do magma antes do seu resfriamento total;
- Vesicular: rocha extrusiva, que pode conter cavidades de forma circular, elíptica ou irregular, como resultado da expansão dos gases presentes na lava durante seu resfriamento. Quando estas cavidades são preenchidas, em uma etapa posterior, por minerais deutérios ou secundários, como o quartzo, calcita, zeólitas, calcedônia, clorita, entre outros, esta estrutura recebe o nome de amigdaloidal;
- Colunar: rocha vulcânica disposta segundo prismas colunares de cinco ou seis lados;
- Em laje: rocha vulcânica com arranjo tabular formado pelo fluxo laminar de lavas, mais viscosa na superfície.

2.5.4. Características da Rocha de Basalto

O basalto é uma rocha ígnea extrusiva com textura afanítica, microgranular, por vezes amigdaloidal e coloração que varia de cinza escura a preta, com tonalidades avermelhadas ou amarronzadas, conferidas por óxidos/hidróxidos de ferro gerados pela alteração intempérica, sendo que sua maior ocorrência é na forma de derrames e constitui no Brasil, a Formação Serra Geral da Bacia do Paraná (ABGE, 1998; FREITAS NETO *et al.*, 2006; UYSAL, 2012).

A rocha de basalto pode apresentar estrutura maciça ou vesicular/amigdaloidal, sendo que as amígdalas podem ser preenchidas por zeólitos, quartzo, carbonato, vidro e argilominerais (produtos de alteração do vidro) (ABGE, 1998).

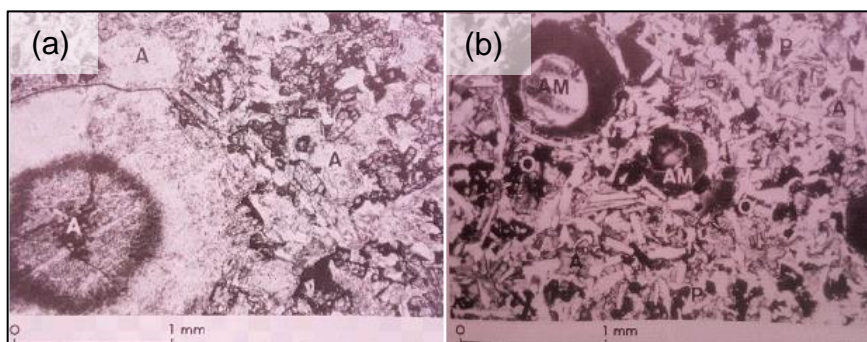
De acordo com ABGE (1998), sua mineralogia essencial é formada por:

- Plagioclásio cálcico (labradorita) (35-50%);
- Augita (20-40%);
- Magnetita ou ilmenita (5-15%);
- Quantidades variáveis de matriz vítrea.

Grande maioria das rochas basálticas apresentam material vítreo transformado em argilominerais, especialmente do grupo da montmorilonita, que compreende minerais expansivos. A presença destes minerais favorece a rápida desagregação da rocha quando exposta a chuvas e estiagem (ABGE, 1998).

Na Figura 20 estão apresentadas feições microscópicas de rochas basálticas.

Figura 20 - Feições microscópicas de basaltos amigdaloidais

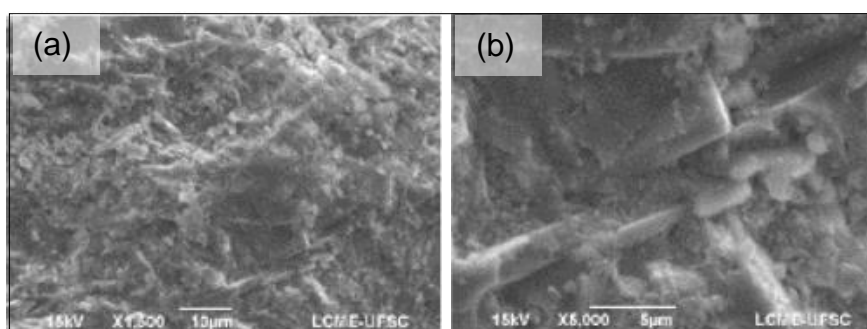


Fonte: ABGE (1998)

Na Figura 20 em (a) observa-se um basalto amigdaloidal com argilominerais (A) do grupo da montmorilonita preenchendo amígdalas ou dispersos pela rocha. Em (b) tem-se um basalto amigdaloidal composto de plagioclásio (P), augita (A) e opacos (O) em textura granular. As amígdalas (AM) estão preenchidas por argilominerais.

Ainda sobre as características químicas e mineralógicas das rochas de basalto, Espíndola, Maccarini e Dal Moro (2016) verificaram, a partir de análises de MEV e EDS, a presença de plagioclásios envolvidos por caulinitas, fruto do processo de alteração em rochas de basalto vesicular, conforme pode ser observado na Figura 21 que apresenta imagens microscópicas com 1500 e 5000 vezes de ampliação.

Figura 21 - Imagens microscópicas com (a) 1500 e (b) 5000 vezes de ampliação de rochas de basalto vesicular



Fonte: Espíndola, Maccarini e Dal Moro (2016)

De acordo com os autores, nas rochas estudadas não foi verificada a transformação dos plagioclásios em gibbsita, fato que pode corroborar para a redução considerável da resistência a compressão simples das rochas, uma vez que os plagioclásios são convencionalmente os primeiros a desagregar-se nos estágios de alteração.

Outro ponto verificado por Espíndola, Maccarini e Dal Moro (2016) é a presença de ferro na amostra de basalto vesicular. Segundo os autores, este fato indica que a alteração da rocha resultará preferencialmente em argilominerais, os quais podem apresentar propriedade de expansão quando em contato com a água, favorecendo a rápida degradação da rocha.

Ademais, a alteração de plagioclásios é complexa, em virtude da sua composição, porém possui influência na resistência da rocha, já que estes compostos tendem a desagregar-se logo nos primeiros estádios de alteração, levando a rocha uma perda de coesão que se traduz em um sistema de fraturas (TRUFFI; CLEMENTE, 2002).

Se comparada a outras rochas, a rocha basáltica apresenta valores médios de massa específica um pouco mais elevados em função da presença de ferro, sendo aceitos valores no intervalo de 2,60 a 3,00 g/cm³ (FARIAS; PALMEIRA, 2010; NEVILLE, 2016). Além disso, para absorção verifica-se valores na literatura no intervalo de 1,23 a 5,66% e para porosidade efetiva valores entre 0,1 a 2,0% (HERNÁNDEZ-GUTIÉRREZ; SANTAMARTA, 2015; VALLEJO *et al.*, 2002).

Em relação a porosidade, Vallejo *et al.* (2002), explica que em rochas ígneas, como os basaltos de estrutura maciça, os poros podem ser microfissuras ou rachaduras na matriz rochosa. Ademais, esta propriedade é a que mais afeta as características mecânicas da rocha, sendo inversamente proporcional a resistência e densidade e diretamente proporcional à deformabilidade, uma vez que a existência de lacunas pode levar a áreas de fraqueza.

Sobre as propriedades mecânicas, verifica-se na literatura que os critérios mais correntes de classificação e caracterização do "material rocha" baseiam-se, na sua maioria, nos parâmetros de módulo de elasticidade (E), resistência à compressão simples (σ_c) e velocidade de propagação das ondas ultrassônicas longitudinais (V).

Assim, na Tabela 16, estão apresentados resultados de caracterização mecânica da rocha de basalto verificados na literatura, acrescidos de resultados de módulo de elasticidade dinâmico (E_d), coeficiente de Poisson (ν) e local da jazida da rocha, variável de estudo deste trabalho.

Tabela 16 - Estudos de caracterização mecânica da rocha de basalto

Autores	σ_c (MPa)	E (GPa)	V (m/s)	E_d (GPa)	ν	Local da jazida
Cardozo <i>et al.</i> (2015)	55,42 a 159,90	-	-	-	-	Campo Bom - RS
Uysal (2012)	153,00	-	-	-	-	-
Kiliç e Teymen (2008)	131,00	20,40	5570	-	-	Anatólia (Turquia)
Freitas Neto <i>et. al</i> (2006)	198,83	-	-	-	-	Formação Serra Geral
Hernández-Gutiérrez e Santamarta (2015)	31,30 a 114,50	15,55 a 64,60	2882,50 a 5602,00	13,06 a 69,47	0,27 a 0,39	Ilhas Canárias
Vallejo <i>et al.</i> (2002)	78,45 a 196,13	31,38 a 98,06	4500 a 6500	40,20 a 85,31	0,19 a 0,38 (0,25)*	-
Gomes (2001)	60,00 a 290,00	-	-	-	-	Estado de São Paulo
Marrano (1997)	14,90 a 121,70	17,80 a 101,4	2814 a 5702	-	-	Rio Paranapanema (SP/PR)
Frazão (1993)	107,10 a 226,50	-	2674 a 5467	-	-	Andradina e Pereira Barreto (SP)
Albuquerque (1987)	140 a 180	34 a 80	-	-	0,28	-

*valor médio.

Fonte: a própria autora

Na Tabela 16 nota-se uma elevada variabilidade de resultados encontrados na literatura para caracterização mecânica da rocha de basalto. Para a resistência à compressão verifica-se o intervalo de 14,90 a 290,00 MPa, para o módulo de elasticidade estático encontram-se resultados entre 15,55 a 101,4 GPa.

Em relação a velocidade de onda ultrassônica longitudinal, os valores verificados nos autores analisados variam de 2674 a 6500 m/s, enquanto que o módulo de elasticidade dinâmico apresenta valores no intervalo de 13,06 a 85,31 GPa e o coeficiente de Poisson de 0,19 a 0,39.

De acordo com Vallejo *et al.* (2002), os valores obtidos nos ensaios de caracterização mecânica da rocha dependem de fatores relacionados ao material, como por exemplo: mineralogia, tamanho e cimentação de grãos, microfissuração, porosidade, grau de deterioração, variabilidade das propriedades físicas e, das condições de ensaio, como: forma e volume da amostra, preparação, teor de umidade,

temperatura, velocidade de carregamento, direção da aplicação da carga e rigidez da máquina de ensaio. Assim, este intervalo nos valores verificados na literatura justifica-se por todos os fatores a serem considerados para a caracterização mecânica da rocha.

Além disso, observa-se que os estudos foram realizados com basaltos de diferentes regiões de extração, fato que pode interferir, principalmente nas condições da rocha. Uma vez que um maciço rochoso pode apresentar diferentes litotipos, a depender da composição químico-mineralógica da rocha, das características dos minerais que a formam, bem como em suas formas e tamanhos, além da presença ou não de vazios no material rochoso (HERNÁNDEZ-GUTIÉRREZ E SANTAMARTA, 2015).

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Nesse capítulo são apresentados os materiais e métodos utilizados para se alcançar os objetivos geral e específicos propostos neste trabalho.

3.1. MATERIAIS

Para a caracterização química, mineralógica, física e mecânica dos agregados provenientes das três jazidas foram necessários os materiais descritos a seguir:

- Pó de basalto das jazidas A, B e C para caracterização química e mineralógica do agregado;
- Rochas das jazidas A, B e C para extração de testemunhos;

Além destes, para a produção do CAA foram utilizados os seguintes materiais:

- Cimento Portland CP V-ARI;
- Sílica Ativa (SA);
- Areia quartzosa;
- Agregado graúdo com dimensão máxima de 9,5 mm ($B_{3/8}$) e 12,5 mm ($B_{1/2}$) proveniente das jazidas A, B e C;
- Água potável;
- Aditivo superplastificante a base de policarboxilato.

3.1.1. Cimento Portland, Adição Mineral, Água e Aditivo Superplastificante

Para a produção do CAA, cimentos que apresentam maior superfície específica são mais apropriados em virtude da necessidade de aumentar a coesão da mistura. Assim, para o desenvolvimento desta pesquisa, foi escolhido o CP V-ARI por ser mais fino em relação aos demais.

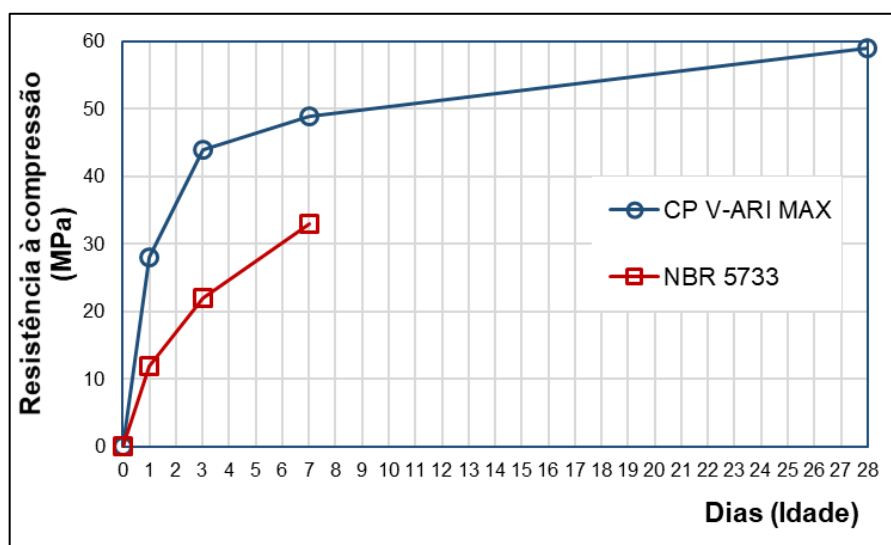
O cimento utilizado possui massa específica igual a 2,99 g/cm³ de acordo com especificações do fabricante, além da composição apresentada na Tabela 17.

Tabela 17 - Composição Química Cimento Portland CP-V ARI

Substância	Concentração em Massa (%)
Silicato tricálcico	20 - 70
Silicato dicálcico	10 - 60
Ferro-aluminato de cálcio	5 - 15
Sulfato de cálcio	2 - 8
Aluminato tricálcico	1 - 15
Carbonato de cálcio	0 - 25
Óxido de magnésio (livre)	0 - 6
Óxido de cálcio (livre)	0 - 2

Fonte: Fabricante

Ainda de acordo com o fabricante, o cimento possui o gráfico de resistência à compressão apresentado na Figura 22, o qual é comparado com a ABNT NBR 5733.

Figura 22 - Gráfico de resistência à compressão do Cimento Portland CP-V ARI

Fonte: Adaptado do Fabricante

A adição mineral utilizada nesta pesquisa foi a Sílica Ativa (SA), um subproduto da produção do ferro silício e, de acordo com o fornecedor, possui as características descritas na Tabela 18.

Tabela 18 - Especificações da Sílica Ativa

Características Físicas e Químicas	
Massa específica	2,22 g/cm ³
Superfície específica	20.000 m ² /kg
Formato de partícula	esférico
Diâmetro médio	0,2 µm
Teor de SiO ₂	Mín. 85%
Umidade	Máx. 3%
Equivalente alcalino	Máx. 0,5%

Fonte: Fabricante

A água potável usada nos ensaios foi obtida através da rede de água da SANEPAR.

Por fim, o aditivo adotado é um superplastificante a base de policarboxilatos (PCE) em estado líquido, de cor marrom e, de acordo com o fabricante, possui massa específica de 1,09 g/cm³, sendo a dosagem recomendada de 0,2 a 5,0% em relação a massa do cimento.

3.1.2. Agregado Miúdo

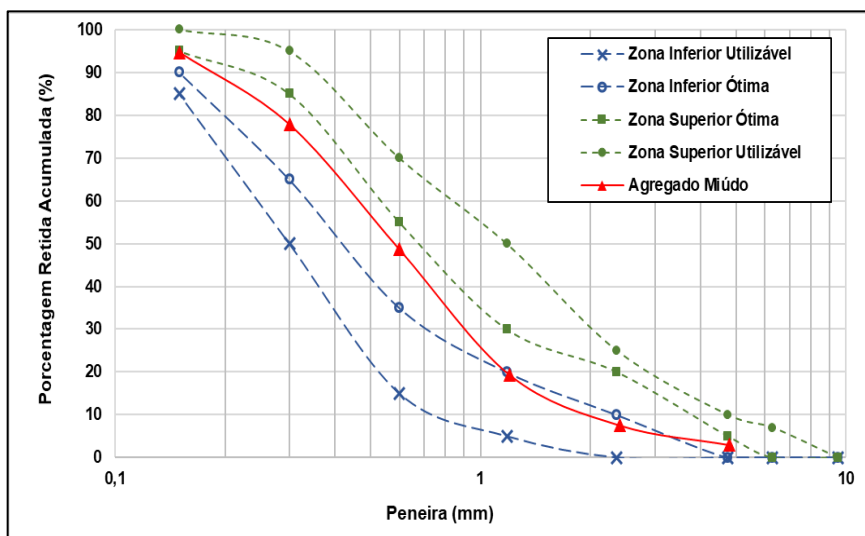
A areia quartzosa utilizada como agregado miúdo para preparação das argamassas e dos concretos produzidos neste trabalho, possui caracterização apresentada na Tabela 19.

Tabela 19 - Caracterização do agregado miúdo

Ensaio	Resultado	Norma
Material passante na peneira 75 µm por lavagem (%)	2,00	ABNT NBR NM 46:2003
Massa unitária no estado solto (g/cm ³)	1,66	ABNT NBR NM 45:2006
Índice de vazios (%)	36,90	ABNT NBR NM 45:2006
Massa específica seca (g/cm ³)	2,64	DNER-ME 194:1998

Fonte: a própria autora

A distribuição granulométrica do agregado miúdo está apresentada na Figura 23 e foi obtida conforme a ABNT NBR NM 248 (2003).

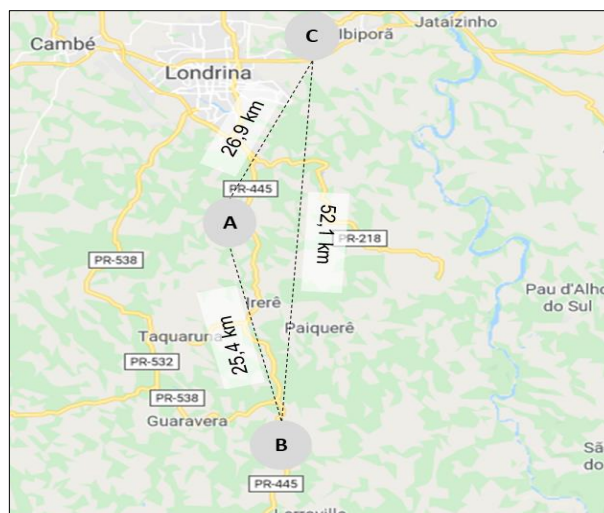
Figura 23 - Curva granulométrica do agregado miúdo

Fonte: a própria autora

Observando a Figura 23 nota-se que o agregado miúdo utilizado apresenta curva granulométrica dentro da zona ótima, conforme a ABNT NBR 7211 (2009) e comportamento em S, característico de um agregado com distribuição contínua dos grãos, módulo de finura igual a 2,51 e dimensão máxima igual a 4,8 mm.

3.1.3. Agregado Graúdo e Rocha

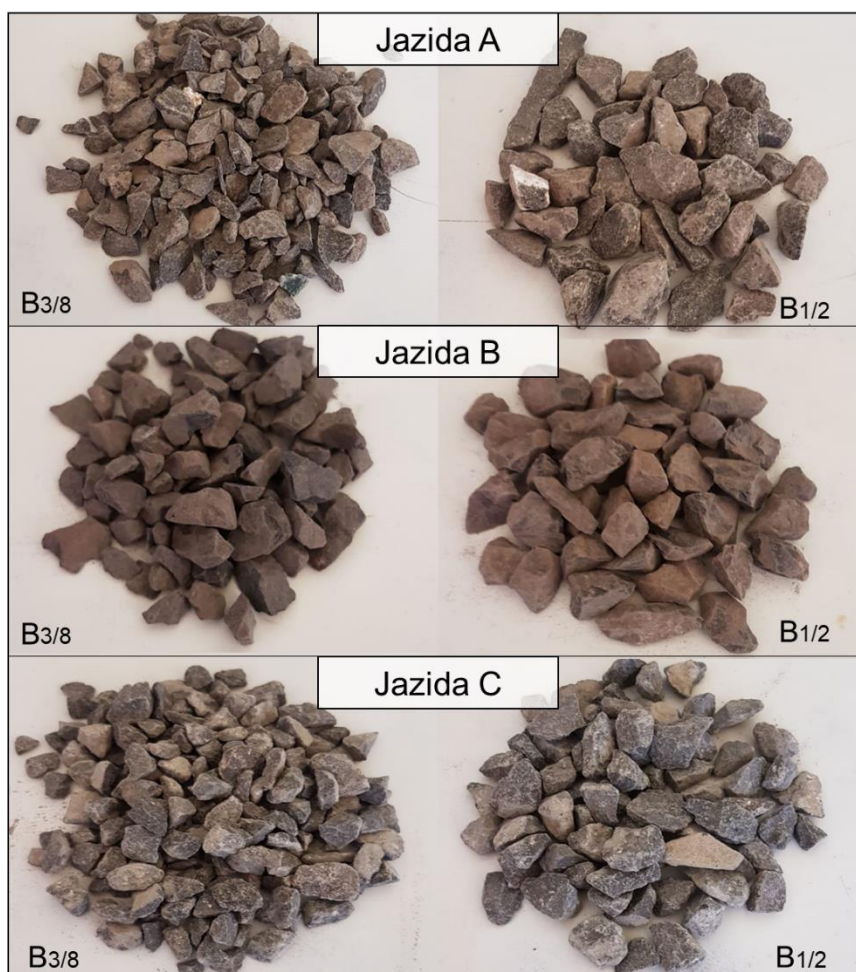
Os agregados graúdos e as rochas, utilizados neste trabalho, são de origem basáltica, provenientes de três jazidas localizadas em diferentes regiões, as quais estão identificadas na Figura 24.

Figura 24 - Localização das jazidas estudadas

Fonte: a própria autora

Para avaliar a influência da localização da jazida e da granulometria do agregado nas propriedades mecânicas do CAA, foram coletadas amostras de brita de cada jazida, sendo utilizadas duas dimensões máximas: 9,5 mm ($B_{3/8}$) e 12,5 mm ($B_{1/2}$). As amostras estão apresentadas na Figura 25.

Figura 25 - Foto das amostras de agregado graúdo por jazida e dimensão máxima



Fonte: a própria autora

De acordo com os fornecedores dos materiais, a brita da jazida A é proveniente de uma profundidade de aproximadamente 30 metros e vem sendo explorada a cerca de 30 anos, o britador utilizado é do tipo cônico.

O agregado da jazida B vêm sendo extraído a cerca de 6 anos a uma profundidade de 11 metros e, de acordo com o fabricante, os britadores utilizados no processo de britagem são o Barmac para a $B_{1/2}$ e o VSI (britador de impacto vertical) para a $B_{3/8}$. Segundo o fornecedor, como a rocha encontra-se a uma menor

profundidade, esta fica exposta a variações significativas em função da mudança de temperatura e agentes do tempo, condição que acaba por gerar um sistema de fraturas na rocha.

Por fim, o agregado da jazida C é extraído a aproximadamente 17 metros de profundidade, sendo que a jazida é dividida em três bancos totalizando 53 metros de profundidade e, sendo explorada a cerca de 9 anos. O processo de britagem consiste em: britador primário do tipo mandíbula C-125 Metso, secundário tipo hidrocônico CS440 Sandvik, terciário tipo hidrocônico CH440 Sandvik e, quaternário hidrocônico CH440 Sandvik.

Os agregados utilizados foram nomeados de acordo com sua dimensão máxima e localização da jazida, assim, por exemplo, o agregado da jazida A com dimensão máxima de 9,5 mm, ou seja, 3/8", foi denominado **B_{3/8}-A**. A caracterização dos agregados está apresentada na Tabela 20.

Tabela 20 - Resultados de caracterização das rochas britadas

Ensaio	Resultado						Norma
	B _{3/8} -A	B _{1/2} -A	B _{3/8} -B	B _{1/2} -B	B _{3/8} -C	B _{1/2} -C	
Massa Específica seca (g/cm ³)	2,86	3,00	2,87	2,96	2,90	2,98	ABNT NBR NM 53:2009
Absorção (%)	3,47	2,95	1,63	1,61	3,00	1,83	ABNT NBR NM 53:2009
Massa Unitária Compactada (g/cm ³)	1,47	1,49	1,62	1,57	1,52	1,58	ABNT NBR NM 45:2006
Índice de Vazios (%)	48,4	49,9	43,6	46,9	47,5	46,9	ABNT NBR NM 45:2006
Material Pulverulento (%)	2,3	0,2	1,6	0,9	1,4	0,4	ABNT NBR NM 46:2003
Índice de Forma	3,4	3,8	2,9	3,2	2,7	2,8	ABNT NBR 7809:2019
Dimensão máxima (mm)	9,50	19,00	9,50	19,00	9,50	12,50	NBR NM 248:2003
Módulo de Finura	5,87	6,84	5,90	6,94	5,95	6,83	NBR NM 248:2003

Fonte: a própria autora

Na Tabela 20, nota-se para a massa específica, valores entre 2,86 g/cm³ a 3,00 g/cm³, todos dentro do intervalo presente na literatura para a rocha de basalto (FARIAS; PALMEIRA, 2010; NEVILLE, 2016). Entretanto, por mais que as três rochas fossem basálticas, observaram-se diferenças nos resultados de massa específica, tanto ao se alterar a dimensão do agregado, quanto ao variar a jazida.

Estas diferenças podem estar relacionadas a execução do ensaio, como por exemplo a utilização de uma massa inferior a recomendada pela norma em função do equipamento de ensaio, o qual não comportava a massa mínima prescrita pela ABNT NBR NM 53 (2009), uma vez que a massa específica está relacionada com a mineralogia do agregado.

Além disso, outros pontos que podem ter influenciado no resultado são: a perda acidental de material durante a execução do ensaio e, também, o fato de não ter sido utilizada uma balança de precisão para a pesagem das amostras.

Em relação a absorção, os agregados com dimensão máxima igual a 9,5 mm apresentaram valores para absorção maiores que os agregados de 12,5 mm para todas as jazidas, fato que deve estar relacionado a maior quantidade de finos presentes nestes agregados, os quais estão aderidos a partícula e elevam a absorção de água, mesmo que o agregado tenha sido lavado, durante o ensaio observou-se a presença de finos.

Este comportamento ainda é reforçado pelos resultados de material pulverulento, pelos quais, observa-se que os agregados B_{3/8}, de todas as regiões, apresentaram valor superior ao exigido pela ABNT NBR 7211 (2009), o qual deve ser igual ou inferior a 1,0 % e, maiores que os verificados nos agregados B_{1/2}. Com relação aos agregados B_{3/8}, buscou-se utilizá-lo como fornecido comercialmente, assim, não foi realizado nenhum procedimento para beneficiamento do material.

A massa unitária compactada dos agregados estudados variou entre 1,47 g/cm³ e 1,62 g/cm³ e, o índice de vazios de 43,58% a 49,99%. Por estes valores, verifica-se que o agregado que apresentou maior compacidade foi o B_{3/8}-B. Em relação ao índice de forma, de acordo com a ABNT NBR 7211 (2009), este deve ser inferior a 3, sendo assim, apenas os agregados B_{3/8}-B, B_{3/8}-C e B_{1/2}-C atenderam ao especificado pela norma.

Tal fato está associado ao processo de produção do agregado, principalmente em relação ao tipo de britador empregado na britagem dos agregados, no caso do B_{3/8}-B é utilizado o VSI e para o B_{3/8}-C e B_{1/2}-C o do tipo hidrocônico, estes

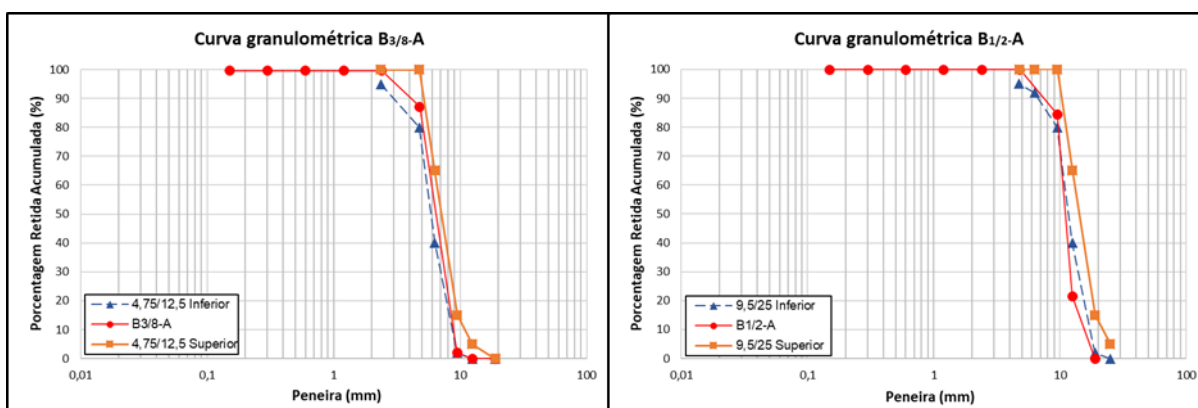
equipamentos são caracterizados por produzirem agregados mais uniformes e menos lamelares, gerando um material com formas adequadas.

Sobre a dimensão máxima dos agregados, observa-se na Tabela 20, que as britas B_{1/2}-A e B_{1/2}-B apresentaram dimensão máxima diferente do fornecido pelo fabricante, os agregados desta jazida foram adquiridos como brita de dimensão máxima de 12,5 mm, porém a partir da análise granulométrica realizada verificou-se que a dimensão máxima destes agregados é 19 mm.

Entretanto, cabe ressaltar, que a quantidade de material retido na peneira 19 mm foi insignificante, sendo igual a 0 % tanto para a brita B_{1/2}-A, quanto para a B_{1/2}-B, não prejudicando assim a utilização do material para a produção do CAA deste trabalho.

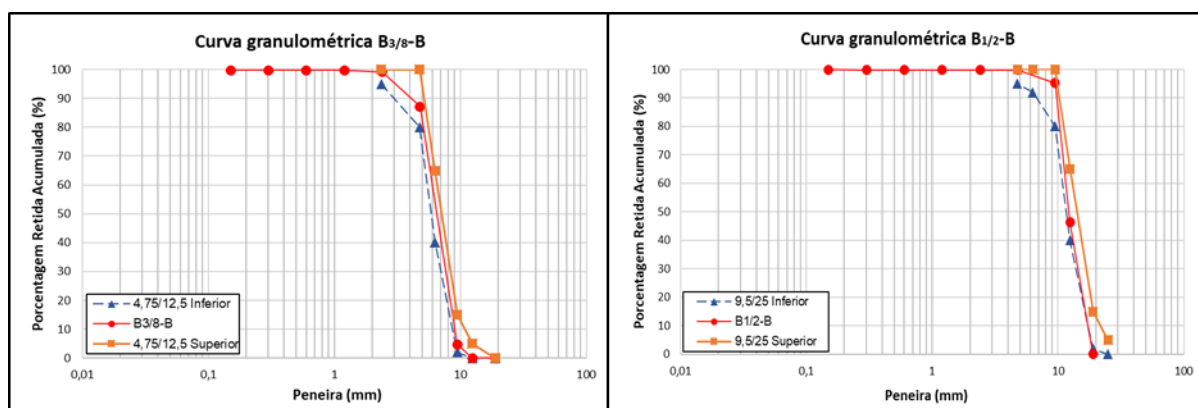
Nas Figuras 26 a 28 estão apresentadas as curvas granulométricas dos agregados utilizados.

Figura 26 - Curvas granulométricas dos agregados B_{3/8}-A e B_{1/2}-A



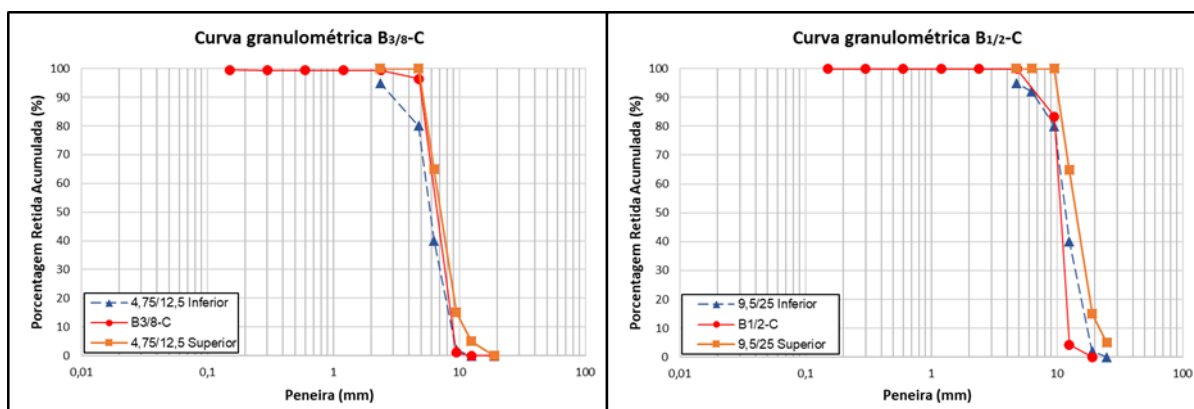
Fonte: a própria autora

Figura 27 - Curvas granulométricas dos agregados B_{3/8}-B e B_{1/2}-B



Fonte: a própria autora

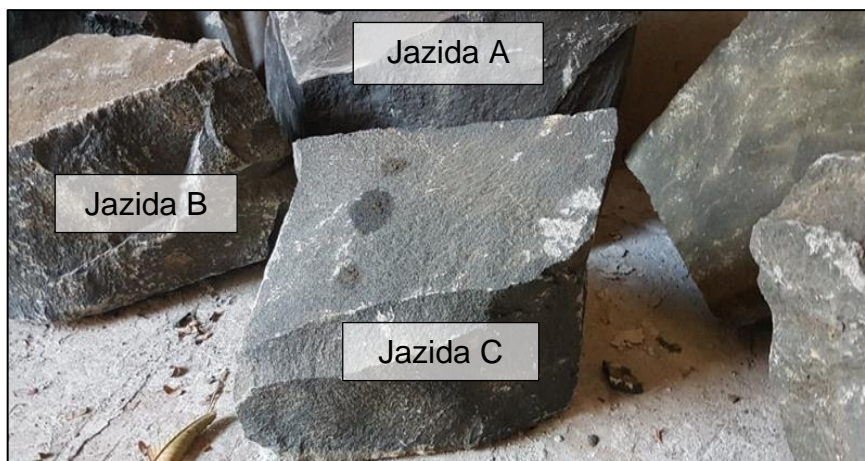
Figura 28 - Curvas granulométricas dos agregados B_{3/8}-C e B_{1/2}-C



Fonte: a própria autora

Nas Figuras 26 e 28, nota-se que os agregados graúdos B_{1/2}-A e B_{1/2}-C estão fora dos limites prescritos pela ABNT NBR 7211 (2009) para uso em concretos, sendo que ambos os agregados possuem curva granulométrica abaixo do limite inferior a partir da peneira 9,5 mm. Por fim, na Figura 29 estão apresentadas fotos das rochas coletadas para caracterização mecânica, das quais foram extraídos os testemunhos para realização dos ensaios de módulo de elasticidade e resistência à compressão.

Figura 29 - Foto das rocha coletadas



Fonte: a própria autora

As rochas, possuíam dimensões aproximadas de (40x20x20) cm, sendo coletadas cinco da jazida A, oito da jazida de B e três da jazida C. Destaca-se que as rochas da jazida B apresentavam menor dimensão, (35x20x20) cm, uma vez que estas, de acordo com o fornecedor do material, eram mais quebradiças durante o processo de detonação da rocha bruta.

3.2. MÉTODO

Considerando os objetivos desta pesquisa o presente trabalho foi realizado com base em uma campanha experimental dividida em dois estudos, denominados: Estudo 1 e Estudo 2.

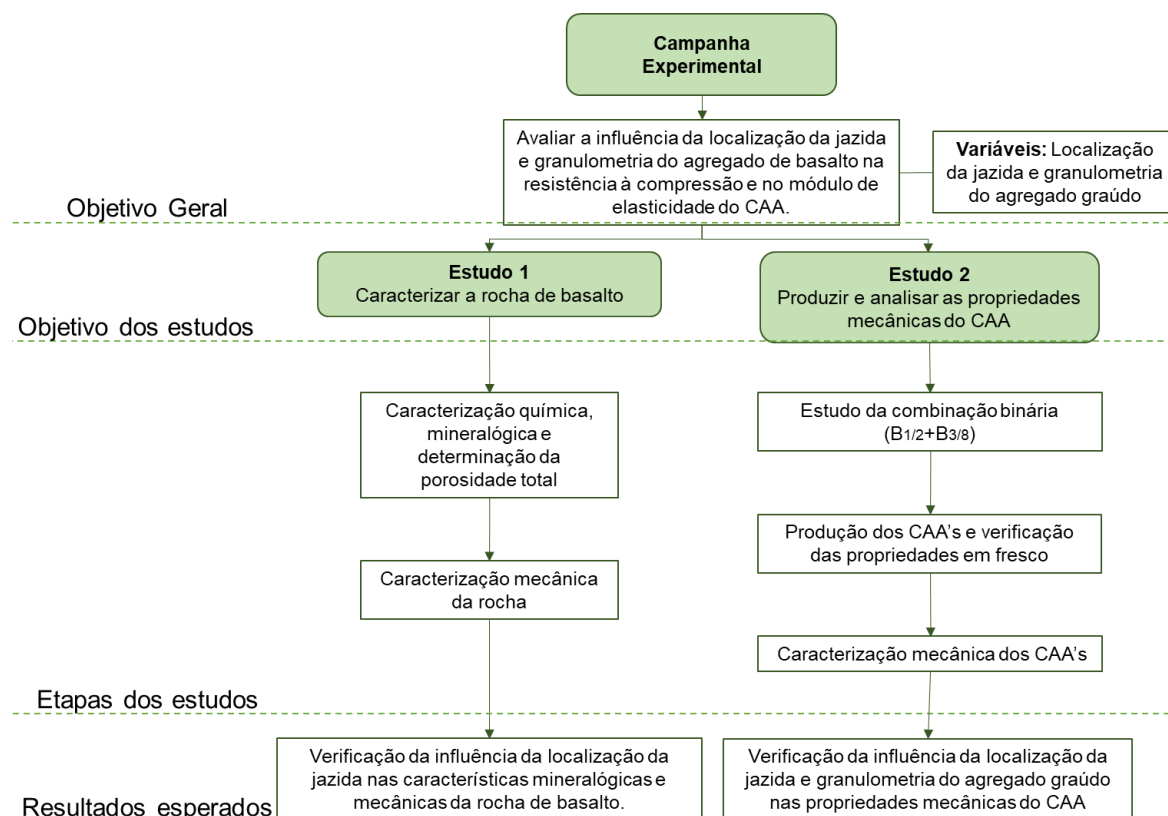
No Estudo 1, realizou-se a caracterização mineralógica, morfológica e mecânica, além da determinação da porosidade total de cada amostra de rocha de basalto, proveniente das diferentes regiões, com o intuito de verificar se a localização da jazida do agregado possui influência em suas propriedades.

A caracterização química e mineralógica foi realizada em amostras de pó de basalto, a determinação da porosidade total em amostras prismáticas e a caracterização mecânica em testemunhos extraídos das rochas coletadas.

O Estudo 2 teve como objetivo avaliar a resistência à compressão e o módulo de elasticidade estático e dinâmico de concretos autoadensáveis produzidos com os agregados provenientes das diferentes jazidas e granulometrias. Assim, primeiramente, foi desenvolvido um estudo da combinação binária $B_{3/8}$ e $B_{1/2}$, de cada jazida, para verificação da mistura com maior compacidade.

Em seguida, foi realizada a produção dos CAA's e os ensaios de módulo de elasticidade estático, dinâmico, determinação da curva tensão-deformação e de resistência à compressão uniaxial. O fluxograma da Figura 30 apresenta, resumidamente, os dois estudos da campanha experimental, assim como seus respectivos objetivos, etapas e resultados esperados.

Figura 30 - Fluxograma da campanha experimental

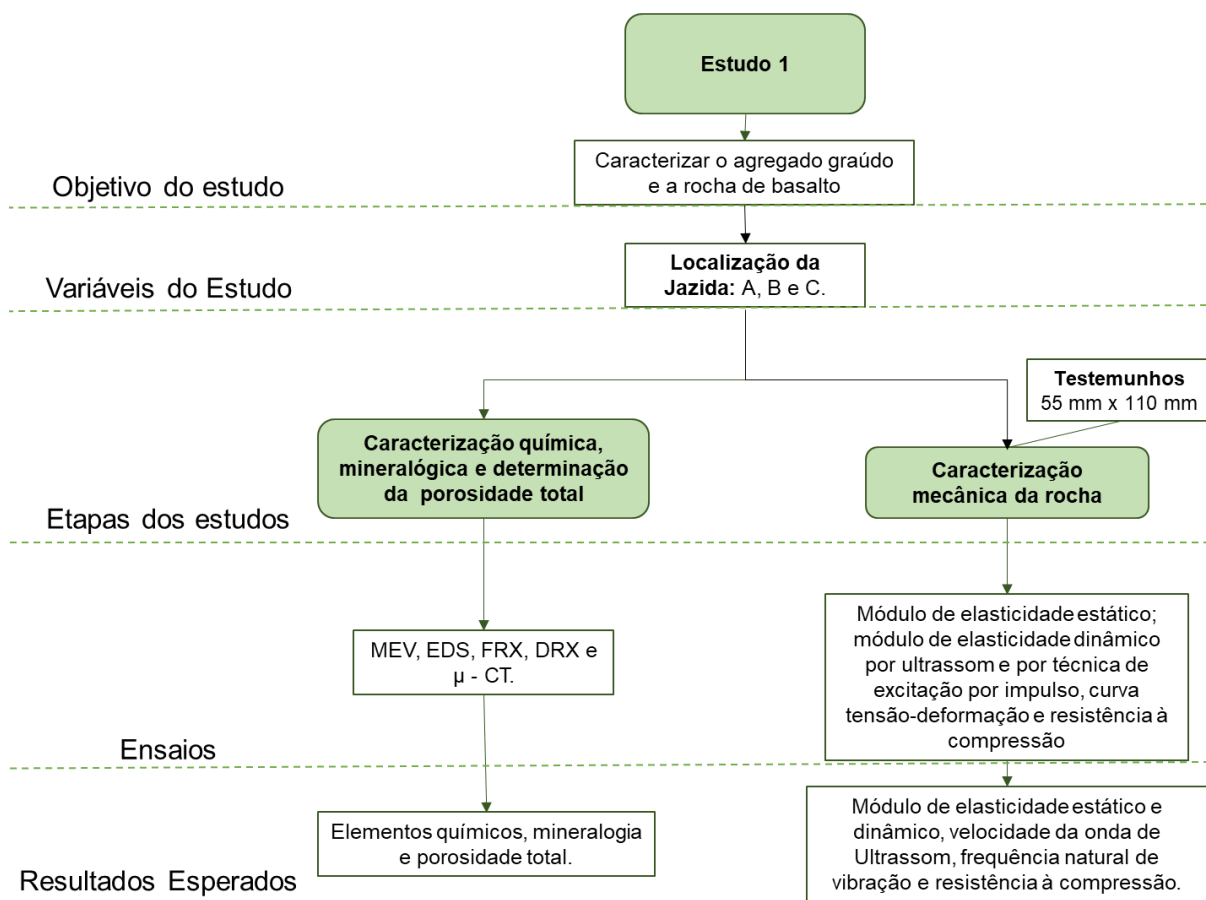


Fonte: a própria autora

3.2.1. Estudo 1

No Estudo 1 foram realizados os ensaios para caracterização química e mineralógica do agregado graúdo e determinação da porosidade total. Além disso, caracterizou-se mecanicamente a rocha de basalto mediante a extração de testemunhos cilíndricos de 55 mm de diâmetro com relação altura/diâmetro igual 2. As etapas do estudo estão apresentadas no fluxograma da Figura 31.

Figura 31 - Fluxograma Estudo 1

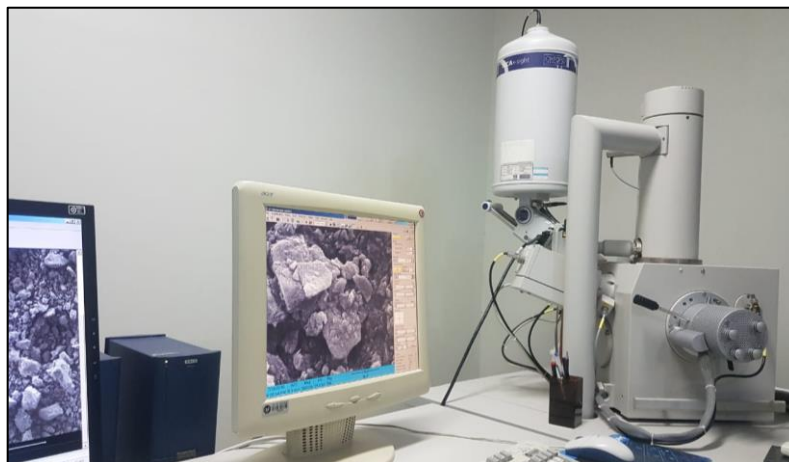


Fonte: a própria autora

3.2.1.1. Análise por MEV e EDS

As análises foram realizadas em Microscópio Eletrônico de Varredura, modelo Quanta 200 da marca FEI-PHILIPS (Figura 32) do Laboratório de Microscopia Eletrônica e Microanálise (LMEM), da Universidade Estadual de Londrina.

Figura 32 - Microscópio Eletrônico de Varredura



Fonte: a própria autora

As amostras foram preparadas sobre stubs (porta amostra) revestidos por fitas dupla face de carbono e receberam uma camada de ouro com espessura em torno de 20 μm (Figura 33a) por meio do equipamento metalizador da marca Bal-tec, modelo Sputter Coater – SCD 050 (Figura 33b).

Figura 33 – Detalhes da preparação das (a) amostras e do (b) equipamento metalizador



Fonte: a própria autora

Destaca-se que o material utilizado para a preparação das amostras foi peneirado na peneira número 100 (0,15mm) para o agregado proveniente de B e C e na peneira 200 (0,075mm) para o agregado de A.

Além da verificação da morfologia dos agregados, também foi realizada uma análise dos elementos químicos das amostras por meio da técnica de EDS (Espectroscopia por Energia Dispersiva), logo após o MEV, com o objetivo de comparar os elementos químicos presentes em cada agregado.

3.2.1.2. Análise química por Fluorescência de Raios X (FRX)

As análises químicas no Espectrômetro de Fluorescência de Raio X, foram realizadas no Laboratório de Análises por Técnicas de Raios X–LARX, da Universidade Estadual de Londrina e por meio do Espectrômetro da marca Shimadzu e modelo EDX-720, apresentado na Figura 34.

Figura 34 - Espectrômetro de Fluorescência de Raios X



Fonte: a própria autora

A análise foi realizada a partir de amostras de pó dos agregados estudados, com material passante na peneira número 200 (0,075mm).

3.2.1.3. Análise mineralógica por Difração de Raios-X (DRX)

As análises de Difração de Raios-X (DRX) foram realizadas no Laboratório de Análises por Técnicas de Raios X–LARX, da Universidade Estadual de Londrina e conduzidos no equipamento da marca: PANanalytical, modelo: X'Pert PRO MPD, apresentado na Figura 35.

Figura 35 - Equipamento de Difração de Raios-X



Fonte: a própria autora

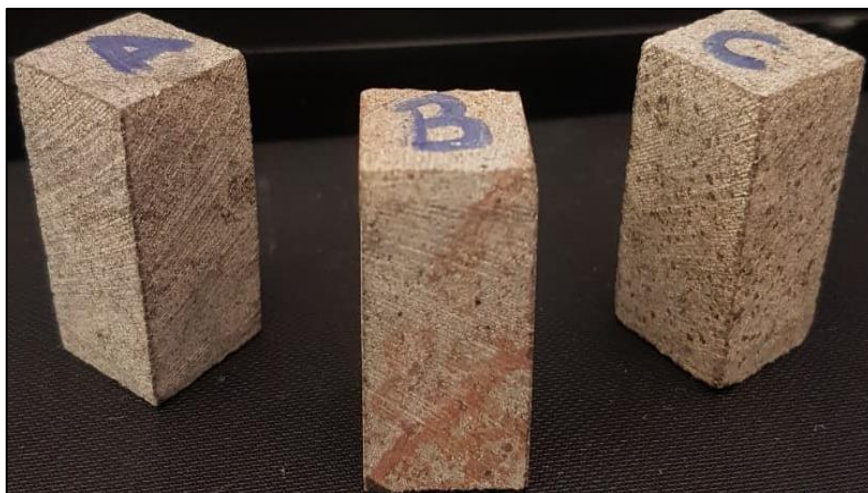
A análise foi realizada a partir de amostras de pó dos agregados estudados, com material passante na peneira número 200 (0,075mm).

3.2.1.4. Análise da porosidade por Microtomografia computadorizada de raios-X (μ -CT)

O ensaio de porosidade por μ -CT foi realizado no Laboratório de Análises por Técnicas de Raios X (LARX) da Universidade Estadual de Londrina, em um microtomógrafo computadorizado de raios-X da marca Skyscan - Bruker, modelo 1173. Foi utilizada a tensão máxima de 130 kV, com corrente de 61 μ A e tamanho de pixel 17 μ m.

As dimensões das amostras utilizadas foram de 20x20x40 mm, sendo que a região das bordas foi descartada. Na Figura 36 estão apresentadas as amostras utilizadas no ensaio.

Figura 36 - Amostras para o ensaio de μ -CT



Fonte: a própria autora

3.2.1.5. Caracterização mecânica da rocha

Os corpos de prova utilizados para a realização dos ensaios de caracterização mecânica foram preparados a partir de testemunhos extraídos das rochas, tendo como base a ABNT NBR 10341 (2006). O diâmetro e a relação altura/diâmetro adotados foram iguais a 55 mm e 2, respectivamente. A Figura 37 apresenta o procedimento realizado para preparação dos corpos de prova.

Figura 37 - a) Extração do testemunho com uma perfuratriz; b) retirada do testemunho da rocha; c) testemunho após extração; d) retificação do corpo de prova; e) corpo de prova pronto



Fonte: a própria autora

Em um primeiro momento, a rocha foi alocada de forma a ficar acessível a perfuratriz permitindo assim, a sua perfuração, que sempre foi realizada com auxílio de água (a); após finalizada a perfuração, o testemunho foi retirado (b) e reservado (c). Em seguida, o mesmo foi retificado (d) originando os corpos de prova cilíndricos (e). Na Figura 38 estão apresentadas algumas fotos das rochas após a extração dos testemunhos.

Figura 38 - Fotos das rocha após extração dos testemunhos



Fonte: a própria autora

De acordo com a ABNT NBR 10341 (2006), são necessários, no mínimo, 5 corpos de prova para realização dos ensaios, sendo dois para determinação da resistência à compressão axial simples e três para determinação do módulo de elasticidade.

Na Tabela 21, estão apresentados todos os corpos de prova obtidos de cada jazida, bem como, suas dimensões, massa (g) e massa específica (g/cm^3) obtida pela relação entre a massa (g) e o volume de cada corpo de prova.

Tabela 21 - Corpos de prova por jazida, dimensões (mm), massa (g) e massa específica (g/cm³)

Jazida	Corpos de Prova	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	Massa (g)	Massa Específica (g/cm ³)
A	A1	55,00	106,15	734	2,91
	A2	55,00	109,00	758	2,93
	A3	54,77	108,75	744	2,90
	A4	54,53	109,40	750	2,94
	A5	55,00	109,20	756	2,91
	A6	55,00	110,05	760	2,91
	A7	55,00	109,40	758	2,92
	A8	55,00	108,20	755	2,94
	A9	55,00	106,55	741	2,93
	A10	55,00	109,00	764	2,95
B	B1	55,57	108,55	729	2,77
	B2	55,00	107,75	742	2,90
	B3	55,00	106,35	729	2,89
	B4	55,00	105,40	723	2,89
	B5	55,00	107,05	741	2,91
	B6	55,00	104,35	722	2,91
	B7	55,00	105,80	733	2,92
	B8	55,55	109,20	776	2,94
	B9	55,55	109,60	777	2,93
	B10	55,55	110,45	780	2,92
C	C1	55,00	106,50	730	2,89
	C2	55,00	106,90	732	2,88
	C3	55,00	106,75	739	2,91
	C4	55,00	106,55	728	2,88
	C5	55,00	105,75	734	2,92
	C6	55,50	108,60	768	2,92
	C7	55,50	108,70	777	2,95
	C8	55,50	106,70	763	2,96
	C9	55,50	108,90	778	2,95
	C10	55,50	106,20	756	2,94

Fonte: a própria autora

Após preparação dos corpos de prova, os mesmos foram submetidos a secagem em estufa até constância de massa, a temperatura de $(100 \pm 5)^\circ \text{C}$. Nota-se na Tabela 21 que para as três jazidas obteve-se massa específica próxima a verificada nos agregados e dentro do limite da literatura para as rochas basálticas.

Os ensaios realizados para caracterização mecânica da rocha estão listados no Quadro 3, juntamente com o número de cp's utilizados em cada ensaio e as respectivas normas.

Quadro 3 - Planejamento experimental para caracterização mecânica das rochas

Ensaio	Número de amostras por jazida			Norma
	A	B	C	
Resistência à compressão axial simples	5	5	5	ABNT NBR 10341:2006
Módulo de elasticidade estático tangente inicial (Metodologia A)	3	3	3	
Curva tensão-deformação	3	3	3	ABNT NBR 8522 (2017)
Módulo de elasticidade por ultrassom	10	7	5	ASTM C597:2016
Módulo de elasticidade dinâmico por técnica de excitação por impulso	10	7	5	ASTM E1876:2015

Fonte: a própria autora

Os corpos de prova utilizados nos ensaios de módulo de elasticidade dinâmico por ultrassom e por técnica de excitação por impulso e módulo de elasticidade estático foram os mesmos utilizados nos ensaios de resistência à compressão axial simples.

3.2.1.6. Resistência à compressão, curva tensão-deformação e módulo de elasticidade estático da rocha

A resistência à compressão axial e o módulo de elasticidade estático foram obtidos com base na ABNT NBR 10341 (2006). Os ensaios foram realizados na Máquina Universal de Ensaio disponível no Laboratório de Materiais de Construção da Universidade Estadual de Maringá (UEM).

Conforme prescrito pela ABNT NBR 10341 (2006), o ensaio de compressão axial simples foi realizado de acordo com procedimento da ABNT NBR 5739 (2018), exceto para a velocidade de aplicação de carga que foi de $(0,25 \pm 0,05)$ MPa/s.

O ensaio para determinação do módulo de elasticidade tangente inicial da rocha foi realizado por meio dos procedimentos apresentados pela ABNT NBR 8522 (2017), conforme prescrito pela ABNT NBR 10341 (2006), sendo utilizada a metodologia A da ABNT NBR 8522 (2017) para obtenção das deformações específicas e cálculo do módulo de elasticidade estático tangente inicial.

Por fim, a determinação da curva tensão-deformação das rochas foi realizada de acordo com o procedimento da ABNT NBR 8522 (2017). Para leitura das deformações específicas foi utilizado um extensômetro elétrico, conforme Figura 39.

Figura 39 - Extensômetro elétrico



Fonte: a própria autora

Após os ensaios, os resultados de resistência à compressão e módulo de elasticidade estático foram analisados por meio de análise de variância (ANOVA) e teste de Tukey, com nível de significância de 5% ($p \leq 0,05$), visto que os pressupostos de homogeneidade e normalidade foram satisfeitos conforme os testes de Bartlett e Shapiro-Wilk, respectivamente.

3.2.1.7. Módulo de elasticidade dinâmico por ultrassom

O ensaio por onda ultrassônica foi realizado nos corpos de prova provenientes dos testemunhos extraídos das rochas, conforme apresentado no item 3.2.1.6 e, teve como base a norma americana ASTM C597–16.

Para este ensaio, foi utilizado o instrumento ultrassônico Pundit Lab+ da marca Proceq, Figura 40, disponível no Núcleo de Desempenho de Edificações (NUDE) - UEL.

Figura 40 - Instrumento Ultrassônico



Fonte: a própria autora

Inicialmente, para a realização do ensaio, o equipamento foi zerado com um bloco de calibração, conforme indicação do manual, após isso, em cada corpo de prova (cp), aplicou-se a pasta de acoplamento (vaselina sólida) nos transdutores e posicionou-se os transdutores no cp longitudinalmente, efetuando-se a medição com precisão de 100%.

Em seguida, os transdutores foram invertidos a fim de realizar uma nova medição para comparação, desta maneira, foram feitas duas medições em cada cp. Por fim, anotou-se os valores de velocidade de pulso longitudinal e do tempo de trânsito fornecidos pelo equipamento.

Para o cálculo do módulo de elasticidade dinâmico, adaptou-se a equação prescrita pela ASTM C597 (2016) (Equação 2), fixando o coeficiente de Poisson da rocha igual a 0,25 (SILVA, 2008; VALLEJO *et al.*, 2002).

$$V = \sqrt{\frac{E(1-\mu)}{\rho(1+\mu)(1-2\mu)}} \quad (2)$$

Onde:

V= velocidade de onda ultrassônica (km/s)

E = módulo de elasticidade dinâmico (MPa);

μ = coeficiente de Poisson;

ρ = massa específica (kg/m³).

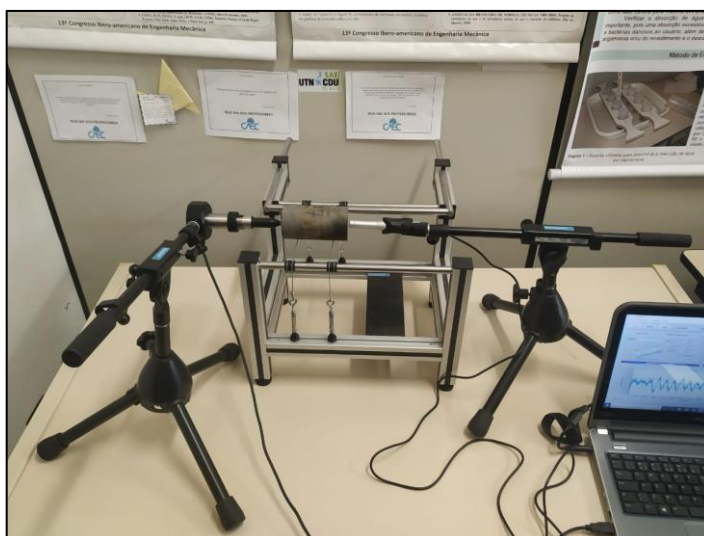
O módulo de elasticidade dinâmico por ultrassom foi analisado por meio de análise de variância (ANOVA) e teste de Tukey, com nível de significância de 5% ($p \leq$

0,05), visto que os pressupostos de homogeneidade e normalidade foram satisfeitos conforme os testes de Levene e Lilliefors, respectivamente.

3.2.1.8. Módulo de elasticidade dinâmico por técnica de excitação por impulso

O ensaio do módulo de elasticidade dinâmico por técnica de excitação por impulso foi realizado utilizando o Sistema Sonelastic® (Figura 41), disponível na Universidade Estadual de Maringá (UEM), tendo como base a ASTM E1876-15.

Figura 41 - Sistema Sonelastic®



Fonte: a própria autora

Para o cálculo do módulo de elasticidade dinâmico, utilizou-se a Equação 3 prescrita pela ASTM E1876-15, considerando o coeficiente de Poisson da rocha igual a 0,25 (SILVA, 2008; VALLEJO *et al.*, 2002).

$$E = 16 * m * f_1^2 * \left(\frac{L}{\pi * D^2 * k} \right) \quad (3)$$

Na qual:

$$k = 1 - \left(\frac{\pi^2 * \mu^2 * D^2}{8 * L^2} \right)$$

D = diâmetro do corpo de prova (mm);

L = comprimento do corpo de prova (mm);

m = massa do corpo de prova (g);

f₁ = frequência de ressonância fundamental longitudinal (Hz);

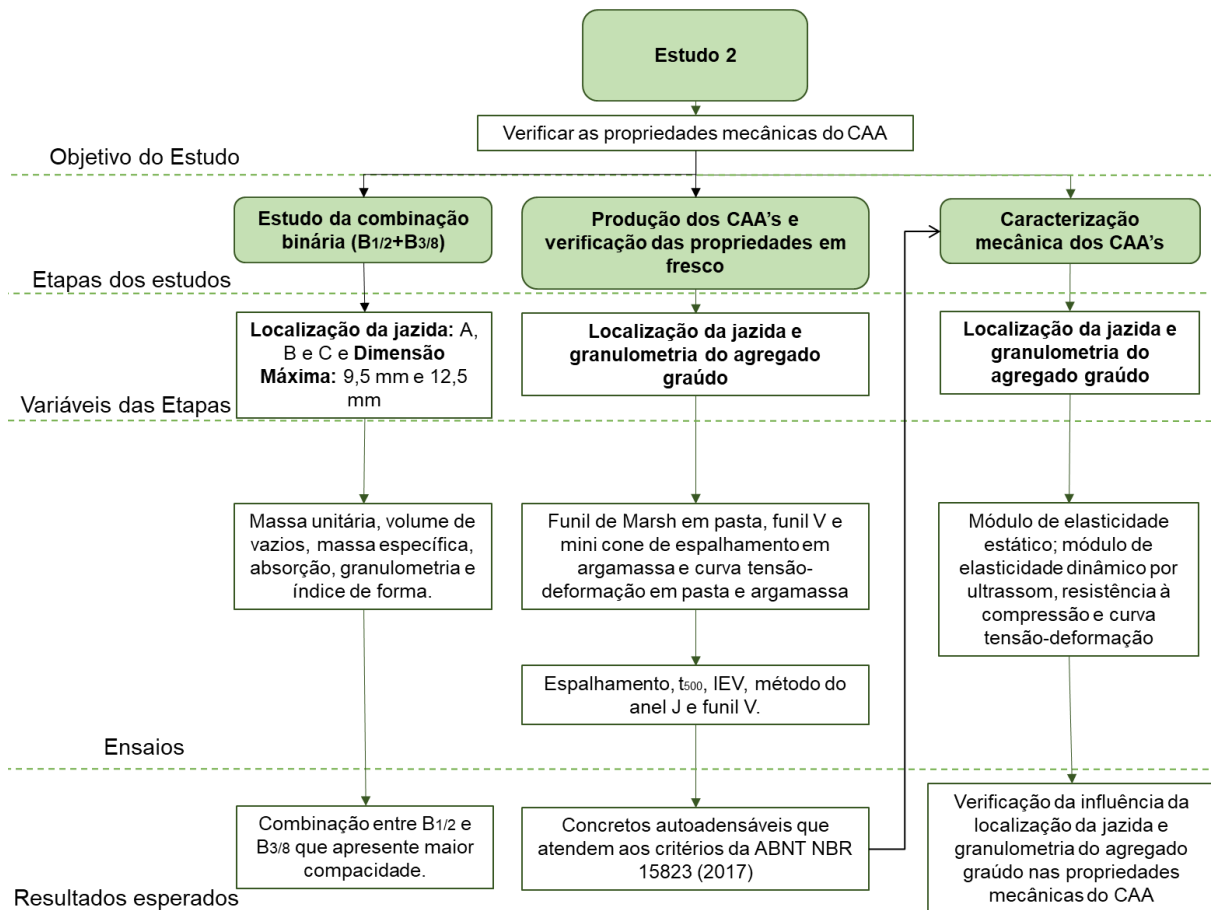
μ = coeficiente de Poisson.

Por fim, os resultados para o módulo de elasticidade dinâmico obtidos foram submetidos a análise de variância (ANOVA) e teste de Tukey, com nível de significância de 5% ($p \leq 0,05$), visto que os pressupostos de homogeneidade e normalidade foram satisfeitos conforme os testes de Levene e Lilliefors, respectivamente.

3.2.2. Estudo 2

Nesta fase da campanha experimental foram realizados estudos de combinação binária dos agregados $B_{3/8}$ e $B_{1/2}$, de cada jazida, além da produção dos concretos autoadensáveis e realização dos ensaios para determinação da resistência à compressão, módulo de elasticidade estático e dinâmico e curva tensão-deformação, a fim de verificar a influência da localização da jazida e granulometria nas propriedades mecânicas do CAA. A Figura 42 apresenta o fluxograma do Estudo 2.

Figura 42 - Fluxograma do Estudo 2



Fonte: a própria autora

3.2.2.1. Estudo da combinação granulométrica binária ($B_{1/2}+B_{3/8}$)

A fim de se analisar a influência da composição do agregado graúdo ($B_{1/2}+B_{3/8}$) nas propriedades mecânicas do concreto autoadensável, foi realizado um estudo para determinar a proporção ideal de agregado com dimensão máxima de 9,5 mm e 12,5 mm, para cada jazida, buscando a máxima compactidade. Para isso, foram feitos ensaios de massa unitária compactada e índice de vazios de acordo com ABNT NBR NM 45 (2006), para cada composição estudada.

O procedimento de ensaio consistiu na mistura do agregado $B_{1/2}$ com o $B_{3/8}$, iniciando com 100% de agregado $B_{1/2}$ e finalizando com 100% de agregado $B_{3/8}$. No Quadro 4 estão apresentadas as combinações estudadas.

Quadro 4 - Composições estudadas para cada jazida

Composição
100% $B_{1/2}+0\% B_{3/8}$
90% $B_{1/2}+10\% B_{3/8}$
80% $B_{1/2}+20\% B_{3/8}$
70% $B_{1/2}+30\% B_{3/8}$
60% $B_{1/2}+40\% B_{3/8}$
50% $B_{1/2}+50\% B_{3/8}$
40% $B_{1/2}+60\% B_{3/8}$
20% $B_{1/2}+80\% B_{3/8}$
0% $B_{1/2}+100\% B_{3/8}$

Fonte: a própria autora

A composição adotada para produção do concreto autoadensável no Estudo 2, foi aquela que apresentou maior massa unitária compactada e, conseqüentemente, menor índice de vazios, ou seja, maior compactidade. Para as composições selecionadas, foi adotada a nomenclatura apresentada no Quadro 5.

Quadro 5 - Nomenclatura para as composições selecionadas

Jazida	Nomenclatura da Composição
A	$B_{1/2}+B_{3/8}-A$
B	$B_{1/2}+B_{3/8}-B$
C	$B_{1/2}+B_{3/8}-C$

Fonte: a própria autora

Após selecionadas as composições, para caracterização das combinações obtidas, foram realizados os ensaios apresentados no Quadro 6.

Quadro 6 - Ensaio para caracterização das combinações selecionadas

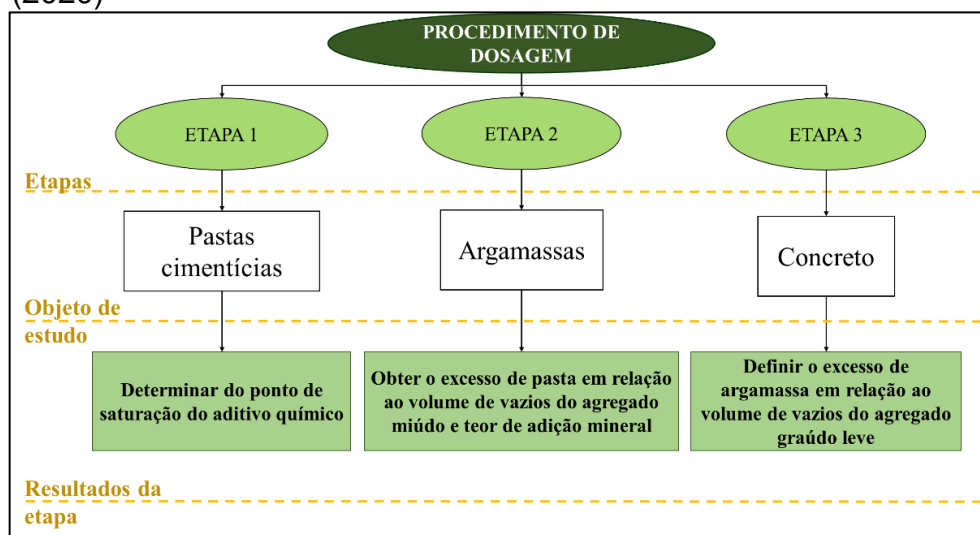
Ensaio	Norma
Massa específica e absorção	ABNT NBR NM 53:2009
Massa unitária e volume de vazios	ABNT NBR NM 45:2006
Composição granulométrica	ABNT NBR NM 248:2003
Índice de forma	ABNT NBR 7809:2019

Fonte: a própria autora

3.2.2.2. Produção dos CAA's e verificação das propriedades no estado fresco

Para a produção dos CAA, adaptou-se o procedimento de dosagem proposto por Porto (2020), o qual foi desenvolvido para concreto leve autoadensável (CLAA). Neste procedimento são estudadas as diferentes fases que compõem um concreto como pode-se observar na Figura 43.

Figura 43 - Fluxograma do procedimento de dosagem proposto por Porto (2020)



Fonte: Porto (2020)

Conforme apresentado na Figura 43, o procedimento aplicado foi dividido em estudos: em pasta para definição do ponto de saturação do aditivo superplastificante; em argamassa para definição do excesso de pasta em função do volume de vazios do agregado miúdo; e por fim, em concreto para definição do excesso de argamassa

em função do volume de vazios do agregado graúdo que conferisse características autoadensáveis ao mesmo.

Para definição do ponto de saturação do aditivo superplastificante, conforme Porto (2020), foi realizado o ensaio de tempo de escoamento com o cone de Marsh, sendo o ponto de saturação determinado de acordo com a metodologia de Gomes, Gettu e Agulló (2003). Assim, foram produzidas pastas com adição de 8% de sílica ativa e com diferentes teores de superplastificante, sendo os teores estudados de 0,2%, 0,4%, 0,6% e 0,8% em relação a massa de cimento.

Para definição da argamassa autoadensável, com base na etapa 2 do procedimento de dosagem, foram produzidas argamassas com diferentes excessos de pasta, as quais foram submetidas aos ensaios de mini cone de espalhamento e funil V, para determinação dos índices de deformabilidade (G_m) e viscosidade relativa (R_m), respectivamente.

Adotou-se como critério de verificação da autoadensabilidade das argamassas o intervalo de 3 a 7 para o índice G_m (EDAMATSU et al., 1999) e o intervalo de 1 a 2,86 para o índice R_m (MELO, 2005). Estes intervalos foram fixados por serem mais amplos, aumentando, assim, a possibilidade de que a argamassa autoadensável escolhida resulte em um concreto autoadensável.

Após a realização das etapas 1 e 2 do procedimento de dosagem, a pasta com o teor de superplastificante adotado e a argamassa autoadensável definida foram utilizadas para moldagem dos corpos de prova para realização do ensaio de determinação da curva tensão-deformação conforme ABNT NBR 8522 (2017).

Foram moldados cinco corpos de prova para a pasta e outros cinco para argamassa, todos com 50 mm de diâmetro por 100 mm de altura, sendo dois utilizados para a estimativa da resistência à compressão média, e os outros três para a determinação da curva tensão-deformação. Os corpos de prova foram curados imersos em água saturada com cal até a idade de 28 dias.

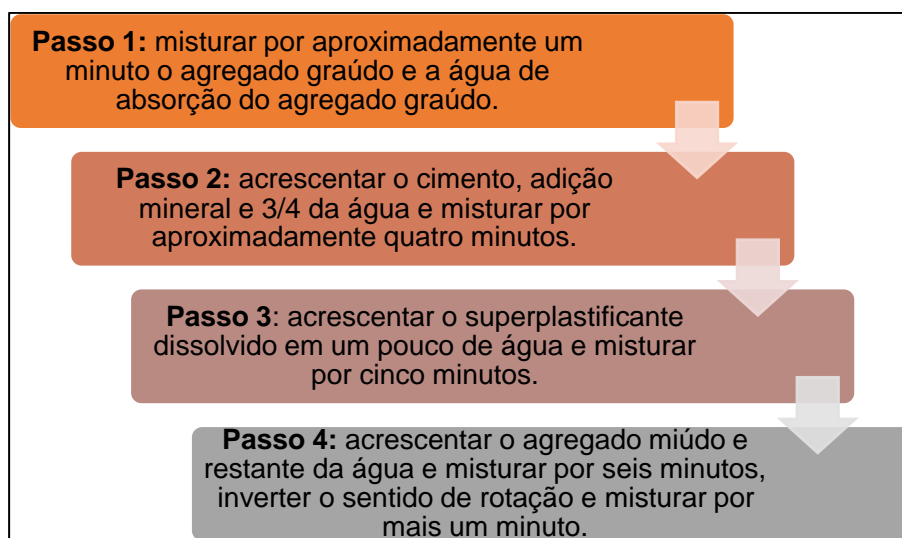
Para dosagem dos CAA's produzidos neste trabalho, fixou-se 8% de sílica ativa em relação a massa de cimento, teor de superplastificante com base no determinado na etapa 1 do procedimento de dosagem, fator a/c imentício de 0,4 e argamassa autoadensável conforme definida na etapa 2.

Com relação ao consumo de argamassa em função do volume de vazios do agregado graúdo, este foi determinado fixando-se o volume de agregado graúdo para

todas as misturas, pois como visto na literatura, este parâmetro possui influência significativa no módulo de elasticidade do concreto autoadensável.

Desta maneira, realizou-se dois testes com diferentes teores de agregado graúdo a fim de verificar qual permitiria a produção de concretos autoadensáveis. Para a produção dos CAA's, utilizou-se uma betoneira de eixo vertical e aplicou-se o procedimento de mistura apresentado na Figura 44.

Figura 44 - Procedimento de mistura aplicado na produção dos CAA's



Fonte: a própria autora

Após a realização dos testes para determinação do volume de agregado graúdo a ser adotado, bem como, do consumo de argamassa ideal em função do volume de vazios do agregado graúdo, foram produzidos ao todo nove concretos autoadensáveis nomeados conforme o agregado graúdo utilizado.

Assim, por exemplo, o concreto produzido com a brita $B_{1/2}$ da jazida A, denominou-se $B_{1/2}A$. No Quadro 7 estão apresentados os concretos produzidos.

Quadro 7 - Concretos autoadensáveis produzidos

Sigla	Agregado	Jazida
B _{3/8} A	B _{3/8} "	A
B _{1/2} A	B _{1/2} "	
B _{1/2} +B _{3/8} A	B _{1/2} "+B _{3/8} "	
B _{3/8} B	B _{3/8} "	B
B _{1/2} B	B _{1/2} "	
B _{1/2} +B _{3/8} B	B _{1/2} "+B _{3/8} "	
B _{3/8} C	B _{3/8} "	C
B _{1/2} C	B _{1/2} "	
B _{1/2} +B _{3/8} C	B _{1/2} "+B _{3/8} "	

Fonte: a própria autora

Para verificação da autoadensabilidade dos concretos produzidos foram realizados os ensaios apresentados no Quadro 8 e adotados os intervalos considerando os limites máximo e mínimo prescritos pela ABNT NBR 15823-1 (2017).

Quadro 8 - Planejamento experimental para verificação da autoadensabilidade dos CAA's produzidos

Ensaio	Norma	Limites adotados
Espalhamento	ABNT NBR 15823-2:2017	550 mm a 850 mm
Viscosidade Plástica Aparente (t_{500})		$t_{500} \leq 2$ s ou $t_{500} > 2$ s
Índice de Estabilidade Visual (IEVO)		IEVO
Anel Japonês	ABNT NBR 15823-3:2017	0 a 50 mm
Funil V	ABNT NBR 15823-5:2017	0 a 25 s

Fonte: a própria autora

Após a produção do CAA, foram moldados nove corpos de prova de cada concreto, conforme a ASTM C1758/C1758M (2015), totalizando 81 corpos de prova, para a realizações dos ensaios de caracterização mecânica. Feita a moldagem, os cp's foram curados imersos em água saturada com cal até a idade de realização de cada ensaio.

3.2.2.3. Caracterização mecânica dos CAA's

Para verificação da influência da localização da jazida e granulometria do agregado graúdo nas propriedades mecânicas do CAA, os concretos produzidos foram submetidos aos ensaios apresentados no Quadro 9.

Quadro 9 - Planejamento experimental para caracterização mecânica dos CAA's

Ensaio	Idades de ensaio (dias)	Nº de amostras por idade	Norma
Resistência à compressão	7 e 28	3 e 5	ABNT NBR 5739:2018
Módulo de elasticidade estático (tangente inicial)	28	3	ABNT NBR 8522:2017 (Metodologia A)
Curva tensão-deformação e Módulo de elasticidade secante	28	2	ABNT NBR 8522:2017
Módulo de elasticidade dinâmico por ultrassom	28	6	ASTM C597:2016

Fonte: a própria autora

Destaca-se no Quadro 9, que os corpos de prova utilizados nos ensaios de curva tensão-deformação, módulo de elasticidade dinâmico e estático foram os mesmos utilizados nos ensaios de resistência à compressão aos 28 dias.

Os ensaios de resistência à compressão, módulo de elasticidade estático e determinação da curva tensão-deformação foram realizados na prensa universal de ensaios do Laboratório de Materiais da Universidade Estadual de Londrina – UEL. Para leitura das deformações específicas foi utilizado um compressômetro com bases independentes com dois relógios comparadores, conforme Figura 45.

Figura 45 - Compressômetro com bases independentes

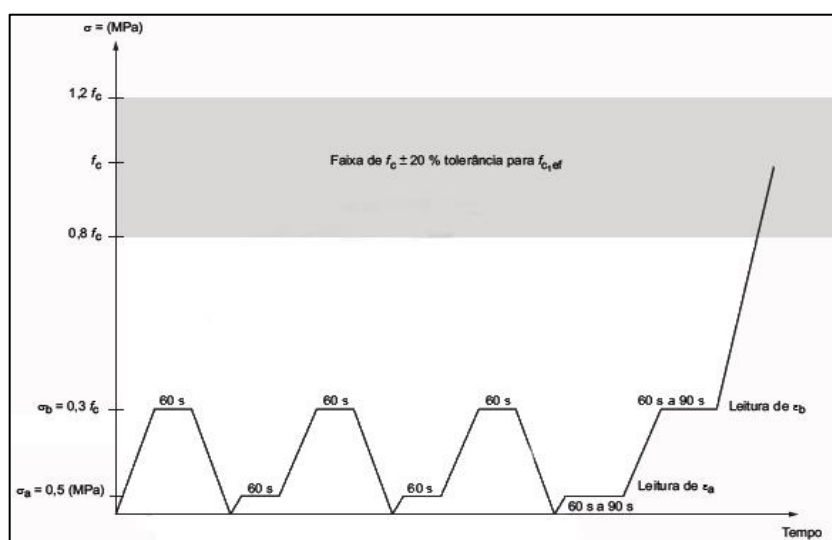
Fonte: a própria autora

O ensaio de módulo de elasticidade estático foi realizado conforme a Metodologia A da ABNT NBR 8522 (2017). O procedimento de ensaio consistiu em três carregamentos e descarregamentos sucessivos entre a tensão inicial de 0,5 MPa,

a 30% da tensão de ruptura, determinada previamente em dois corpos de prova ensaiados a compressão axial conforme a ABNT NBR 5739 (2018).

Após os três ciclos foram realizadas as leituras nas tensões de 0,5 MPa e no limite máximo correspondente a 30% da tensão de ruptura. A representação esquemática do carregamento para a determinação do módulo de elasticidade conforme a Metodologia A pode ser observada na Figura 46.

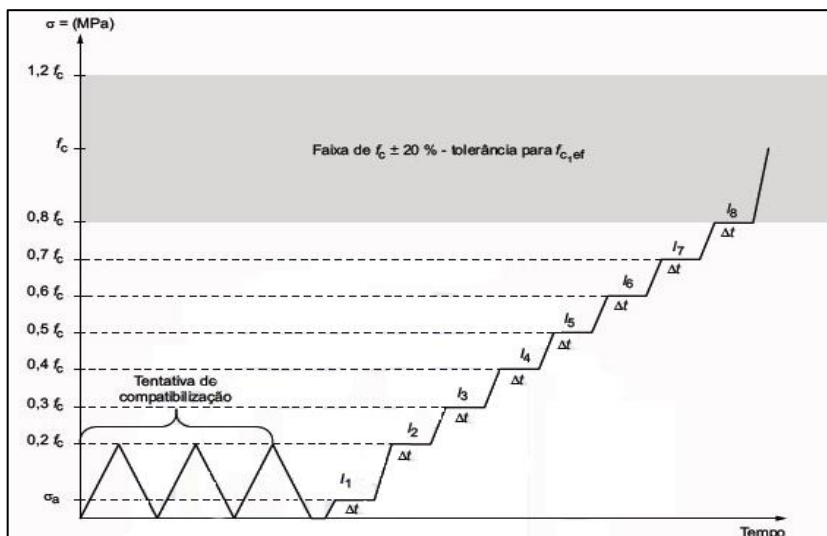
Figura 46 - Representação esquemática do carregamento para a determinação do módulo de elasticidade conforme a Metodologia A



Fonte: ABNT NBR 8522 (2017)

No que diz respeito da determinação da curva tensão-deformação, esta foi traçada conforme procedimento da ABNT NBR 8522 (2017), no qual, considerando a tensão de ruptura estimada, foram aplicados carregamentos crescentes, com pausas de 60 s nas tensões especificadas, para as leituras de deformação, conforme está apresentado na Figura 47.

Figura 47 - Representação esquemática do carregamento para a determinação do diagrama tensão-deformação



Fonte: ABNT NBR 8522 (2017)

O traçado do diagrama tensão-deformação de cada concreto foi realizado representando os resultados médios das deformações medidas no eixo das abscissas e as tensões correspondentes no eixo das ordenadas, conforme o indicado pela ABNT NBR 8522 (2017). Em seguida, com base nas deformações obtidas foi calculado também o módulo de elasticidade secante, considerando 50% da tensão de ruptura estimada.

Para determinação do módulo de elasticidade dinâmico por ultrassom, utilizou-se o instrumento ultrassônico Pundit Lab+ da marca Proceq, disponível no Núcleo de Desempenho de Edificações (NUDE) – UEL e adaptou-se a Equação 1, prescrita pela ASTM C597–16, adotando-se o coeficiente de Poisson do concreto igual a 0,20.

Os resultados dos ensaios de resistência à compressão e módulo de elasticidade estático e dinâmico foram analisados por meio de análise de variância (ANOVA) fatorial e teste de Tukey, com nível de significância de 5% ($p \leq 0,05$), visto que os pressupostos de homogeneidade e normalidade foram satisfeitos conforme os testes de Levene e Lilliefors, respectivamente.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesse capítulo são apresentados os resultados e discussões dos ensaios realizados nos dois estudos da campanha experimental desenvolvida neste trabalho.

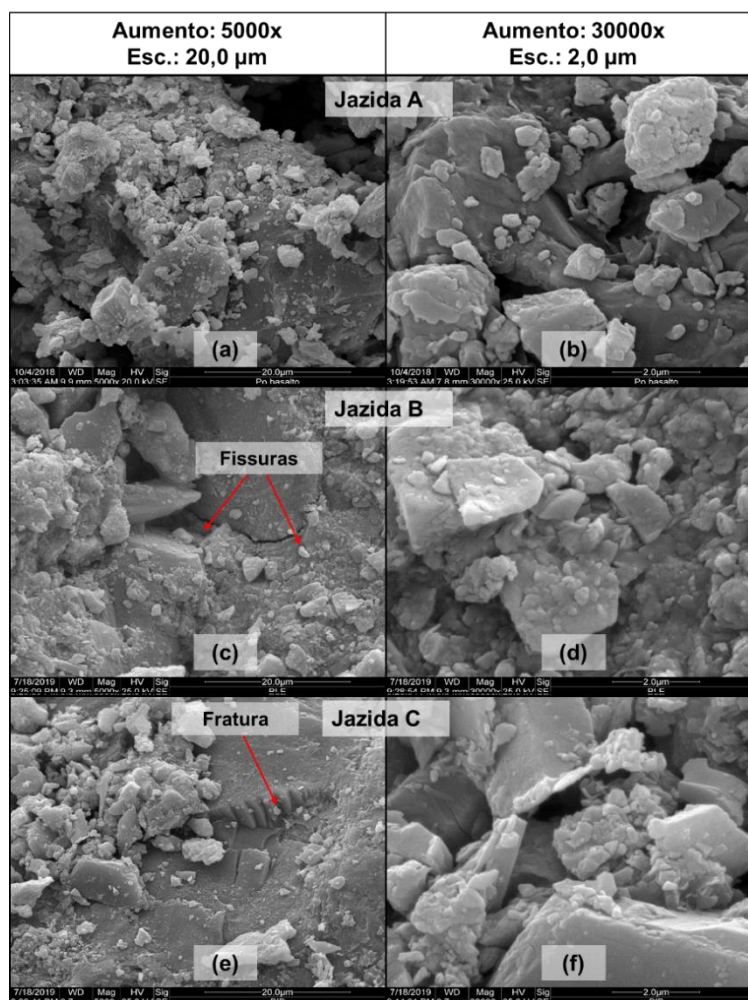
4.1. ESTUDO 1

No primeiro estudo, realizou-se a caracterização química, mineralógica e morfológica, determinação da porosidade total e a caracterização mecânica das rochas de basalto das três regiões de extração.

4.1.1. Análise por MEV e EDS

As micrografias realizadas nas amostras de basalto, provenientes das regiões de extração A, B e C, estão apresentadas na Figura 48 nos aumentos de 5000x e 30000x.

Figura 48 - Micrografias dos agregados A, B e C.



Fonte: a própria autora

Na Figura 48 (c), pode-se visualizar uma fissura no cristal, comportamento verificado inclusive nos testemunhos extraídos e nas rochas desta jazida. Na Figura 49 visualiza-se os testemunhos extraídos das três regiões onde observa-se também um exemplo da fissura observada no material da jazida B.

Figura 49 - Testemunhos extraídos das rochas de cada jazida.



Fonte: a própria autora

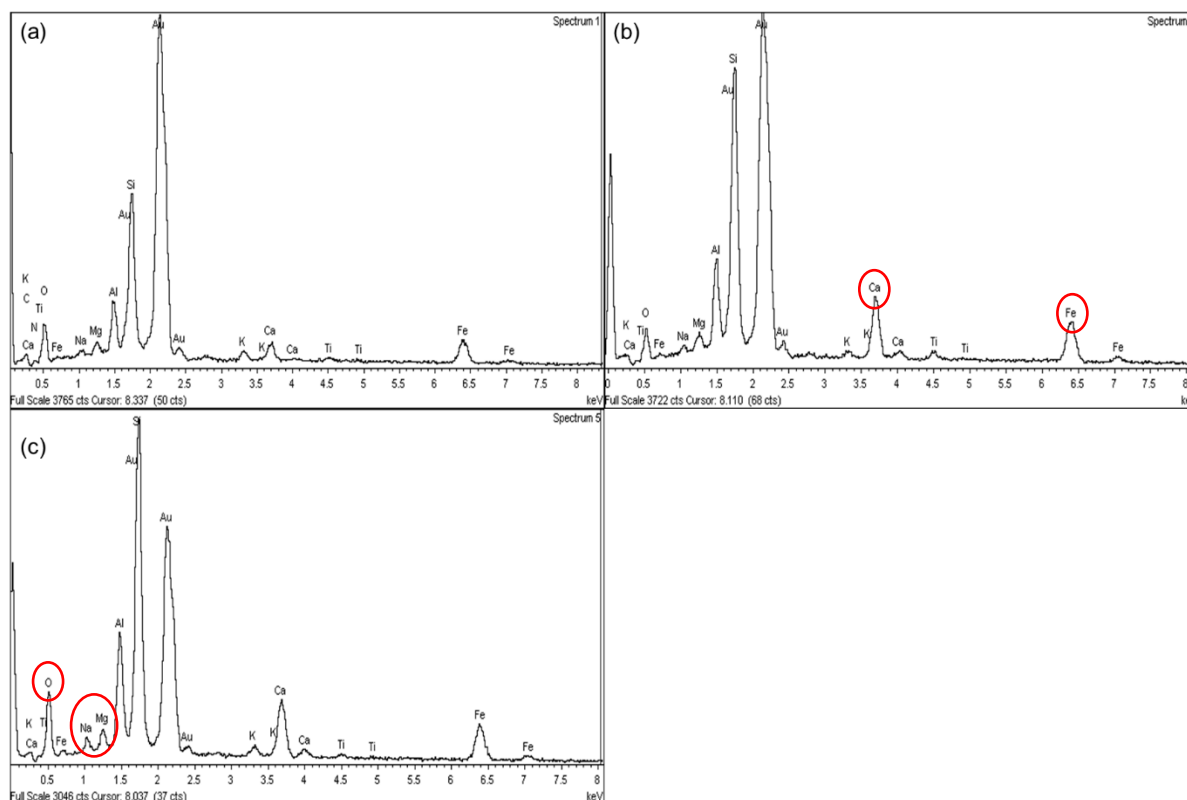
Ainda na Figura 48 (e), nota-se na micrografia da rocha da jazida C, um sistema de fraturas escalonadas, as quais são semelhantes a clivagem verificada nos piroxênios, como a augita, mineral importante nas rochas basálticas, que apresenta clivagem prismática, fratura irregular e tenacidade quebradiça (MUSEU HEINZ EBERT, 2020).

Além disso, por meio das micrografias da Figura 48 com aumento de 30000x e comparando com feições microscópicas apresentadas pela ABGE (1998) de rochas basálticas, constata-se que os cristais com coloração cinza claro aparentam ser plagioclásios e os de coloração cinza escuro cristais de augita.

Outro ponto a se observar na Figura 48, são as frações quebradiças em cinza claro nas micrografias com aumento de 30000x, que podem ser atribuídas a desagregação dos plagioclásios nos estágios de alteração.

O processo de alteração é confirmado pela espectrometria de dispersão apresentada da Figura 50, a qual indicou presença de oxigênio (O), Na, Mg, Ca e Fe no basalto das três regiões, semelhante ao encontrado por Espíndola, Maccarini e Dal Moro (2016).

Figura 50 - Resultados de EDS: (a) jazida A, (b) jazida B e (c) jazida C.



Fonte: a própria autora

Na Figura 50, observa-se, que os picos de cálcio (Ca) e ferro (Fe) são ligeiramente superiores na amostra da jazida B (Figura 50 (b)), enquanto que os de oxigênio (O), magnésio (Mg) e sódio (Na), são mais evidentes no espectro da rocha da jazida C. Tal fato permite inferir que o processo de degradação dos plagioclásios aparenta possuir maior intensidade nas rochas das regiões B e C.

Este processo torna-se importante de ser verificado uma vez que possui influência na resistência da rocha, já que estes compostos tendem a desagregar-se logo nos primeiros estágios de alteração, levando a rocha uma perda de coesão que se traduz em um sistema de fraturas (TRUFFI e CLEMENTE, 2002).

Assim, em virtude dos resultados verificados, as rochas das regiões B e C tendem a apresentar uma menor resistência à compressão, quando comparadas a rocha da jazida A.

4.1.2. Análise Química por Fluorescência de Raios-X (FRX)

Os resultados do ensaio de FRX estão apresentados na Figura 51.

Figura 51 - Resultados de FRX para cada jazida

Quantitative Result					
Jazida A					
Analyte	Result	Std.Dev.	Proc.-Calc.	Line	Int.(cps/uA)
Fe	31.263 %	[0.100]	Quan-FP	FeKa	116.6876
Si	28.870 %	[0.650]	Quan-FP	SiKa	0.3058
Ca	20.872 %	[0.104]	Quan-FP	CaKa	5.8558
Al	13.848 %	[1.580]	Quan-FP	AlKa	0.0185
Ti	2.450 %	[0.051]	Quan-FP	TiKa	3.2036
K	1.552 %	[0.042]	Quan-FP	K Ka	0.2813
Mn	0.527 %	[0.018]	Quan-FP	MnKa	1.5400
S	0.197 %	[0.039]	Quan-FP	S Ka	0.0152
Sr	0.162 %	[0.005]	Quan-FP	SrKa	2.2691
Cu	0.102 %	[0.008]	Quan-FP	CuKa	0.4856
Zr	0.059 %	[0.004]	Quan-FP	ZrKa	0.9708
Zn	0.050 %	[0.006]	Quan-FP	ZnKa	0.2864
Cr	0.046 %	[0.012]	Quan-FP	CrKa	0.1179

Quantitative Result					
Jazida B					
Analyte	Result	Std.Dev.	Proc.-Calc.	Line	Int.(cps/uA)
Fe	34.247 %	[0.103]	Quan-FP	FeKa	132.6901
Si	28.245 %	[0.650]	Quan-FP	SiKa	0.3165
Ca	18.348 %	[0.099]	Quan-FP	CaKa	5.4670
Al	11.491 %	[1.558]	Quan-FP	AlKa	0.0155
Ti	4.321 %	[0.063]	Quan-FP	TiKa	6.2106
K	1.985 %	[0.047]	Quan-FP	K Ka	0.3821
Mn	0.580 %	[0.018]	Quan-FP	MnKa	1.7694
S	0.245 %	[0.040]	Quan-FP	S Ka	0.0201
Sr	0.209 %	[0.005]	Quan-FP	SrKa	2.9138
Cu	0.139 %	[0.008]	Quan-FP	CuKa	0.6650
Zr	0.094 %	[0.004]	Quan-FP	ZrKa	1.5411
Zn	0.077 %	[0.006]	Quan-FP	ZnKa	0.4390
Y	0.019 %	[0.003]	Quan-FP	Y Ka	0.2800

Quantitative Result					
Jazida C					
Analyte	Result	Std.Dev.	Proc.-Calc.	Line	Int.(cps/uA)
Si	31.489 %	[0.660]	Quan-FP	SiKa	0.3221
Fe	30.926 %	[0.098]	Quan-FP	FeKa	114.1489
Ca	18.124 %	[0.097]	Quan-FP	CaKa	4.7735
Al	13.361 %	[1.568]	Quan-FP	AlKa	0.0173
Ti	2.186 %	[0.048]	Quan-FP	TiKa	2.8254
K	1.961 %	[0.046]	Quan-FP	K Ka	0.3312
Tm	1.002 %	[0.143]	Quan-FP	TmLa	0.9982
Mn	0.516 %	[0.017]	Quan-FP	MnKa	1.4917
S	0.209 %	[0.038]	Quan-FP	S Ka	0.0150
Sr	0.165 %	[0.005]	Quan-FP	SrKa	2.2146
Zn	0.040 %	[0.006]	Quan-FP	ZnKa	0.2201
Y	0.020 %	[0.003]	Quan-FP	Y Ka	0.2954

Fonte: a própria autora

Por meio da análise dos resultados destacados em vermelho na Figura 51, observa-se, semelhante ao verificado no EDS, que o material proveniente da jazida B apresenta um maior teor de ferro (Fe) se comparado aos resultados quantitativos das

outras regiões. Esta característica pode justificar a tonalidade mais avermelhada da rocha desta jazida como visualiza-se na Figura 52.

Figura 52 - Fotos da superfície dos testemunhos extraídos de cada jazida



Fonte: a própria autora

A presença mais acentuada de ferro na amostra da jazida B pode estar relacionada ao fato de que esta rocha se encontra a uma menor profundidade se comparada as demais regiões, uma vez que, enquanto a rocha da jazida B encontra-se a aproximadamente 11 metros, a da jazida A está a 30 metros e a da jazida C a 17 metros.

Esta condição favorece os processos de intempéries, propiciando uma maior degradação do material rochoso. Além disso, o maior teor de ferro, indica que o processo de oxidação gerou um grau de intemperização mais elevado, o qual resultou em fraturas, que podem ser responsáveis por uma menor resistência à compressão nas rochas da jazida B.

Por fim, a presença de ferro também indica que a alteração da rocha resultará, preferencialmente, em argilominerais, os quais podem apresentar propriedade de expansão quando em contato com a água, favorecendo a rápida degradação da rocha (TRUFFI; CLEMENTE, 2002, ESPÍNDOLA; MACCARINI; DAL MORO, 2016).

4.1.3. Análise Mineralógica por Difração de Raios-X (DRX)

De acordo com a ABGE (1998) a mineralogia das rochas basálticas é composta basicamente por: Plagioclásio cálcico (labradorita) (35-50%), Augita (20-40%), Magnetita ou ilmenita (5-15%) e quantidades variáveis de matriz vítrea.

Na Tabela 22 estão indicados os resultados da difração de Raios X dos basaltos das três regiões, os difratogramas estão apresentados no APÊNDICE A.

Tabela 22 - Análise mineralógica dos basaltos

Jazida	Resultados
A	Plagioclásio cálcico (labradorita) (54,8%); Augita (43,2%) e Silicato de potássio aluminato (KAlSiO) (2,7%)
B	Plagioclásio cálcico (labradorita) (58,0%); Augita (41,1%) e Silicato de potássio aluminato (KAlSiO) (0,9%)
C	Plagioclásio cálcico (labradorita) (63,4%); Augita (34,4%) e Silicato de potássio aluminato (KAlSiO) (2,2%)

Fonte: a própria autora

Por meio da Tabela 22 verifica-se que as fases cristalinas obtidas são as mesmas para as três regiões de extração, sendo já esperada a identificação da labradorita e augita.

Ademais, identificou-se a presença de silicato de potássio aluminato (KAlSiO), um mineral secundário, que se ajustou muito bem ao pico de baixo ângulo ($5,7^\circ$) nos difratogramas e que é semelhante a caulinita ($Al_2Si_2O_5(OH)_4$) e, também, a caliofilita ($KAlSiO_4$) um feldspato que pode estar presente em rochas ígneas.

Ao comparar as composições das três regiões, observa-se que a rocha da jazida C apresenta um maior teor de plagioclásio, já a rocha da jazida A possui percentual maior de KAlSiO e augita se comparada as demais regiões.

A maior presença de plagioclásios pode interferir na resistência à compressão da rocha da jazida C, uma vez que estes compostos possuem a tendência de desagregar-se logo no início do processo de alteração, levando a rocha uma perda de coesão (TRUFFI e CLEMENTE, 2002).

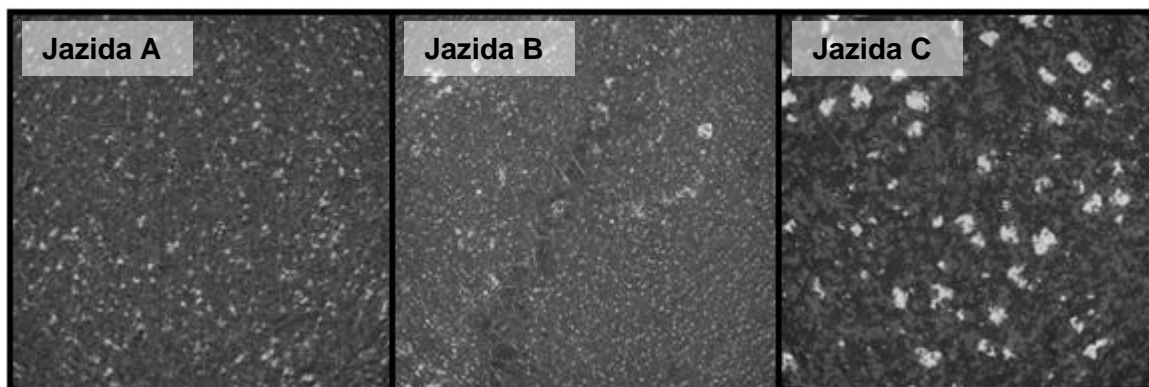
4.1.4. Análise da Porosidade Total por Microtomografia Computadorizada de Raios-X (μ -CT)

A microtomografia computadorizada de raios-X permite a análise da forma, tamanho, conectividade e volume de poros, além do estudo de fases minerais de atenuação de Raios-X contrastantes, possibilitando a compreensão da distribuição e formato dos minerais, além de quantificações no volume (LOPES *et al.*, 2012).

A partir destas possíveis aplicações para esta técnica e com base nos parâmetros de aquisição adotados neste trabalho, foram obtidos, em média, 2130 cortes transversais para cada amostra. Na Figura 53 estão apresentadas as seções

transversais da amostra de cada jazida, na qual as estruturas mais densas são identificadas pela tonalidade branca e as menos densas por tonalidades de preto.

Figura 53 - Seções transversais das amostras por μ -CT

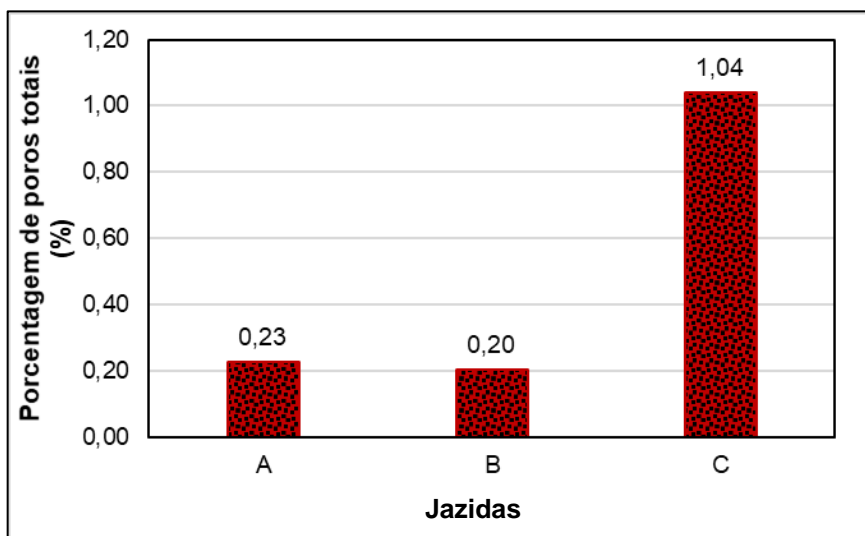


Fonte: a própria autora

Observando a Figura 53 verifica-se semelhança na estrutura mineral das rochas das jazidas A e B. Entretanto, percebe-se que a rocha da jazida C apresenta estruturas densas, identificadas pela tonalidade branca, bem mais evidentes se comparada as demais amostras. Tendo como base as análises por MEV, EDS, FRX, DRX e a literatura, esta característica da rocha da jazida C é um indicativo de aglomerados de plagioclásios.

Com relação a porosidade total, esta pode ser entendida como a medida do volume de espaços vazios da rocha, os quais, no caso de rochas maciças, como os basaltos estudados neste trabalho, são originários de processos de microfissuração e rachaduras (VALLEJO *et al.*, 2002).

A partir desta consideração, na Figura 54 estão apresentadas as porcentagens de poros verificadas na amostra de cada jazida.

Figura 54 - Percentagem de poros totais obtida nas análises por μ -CT.

Fonte: a própria autora

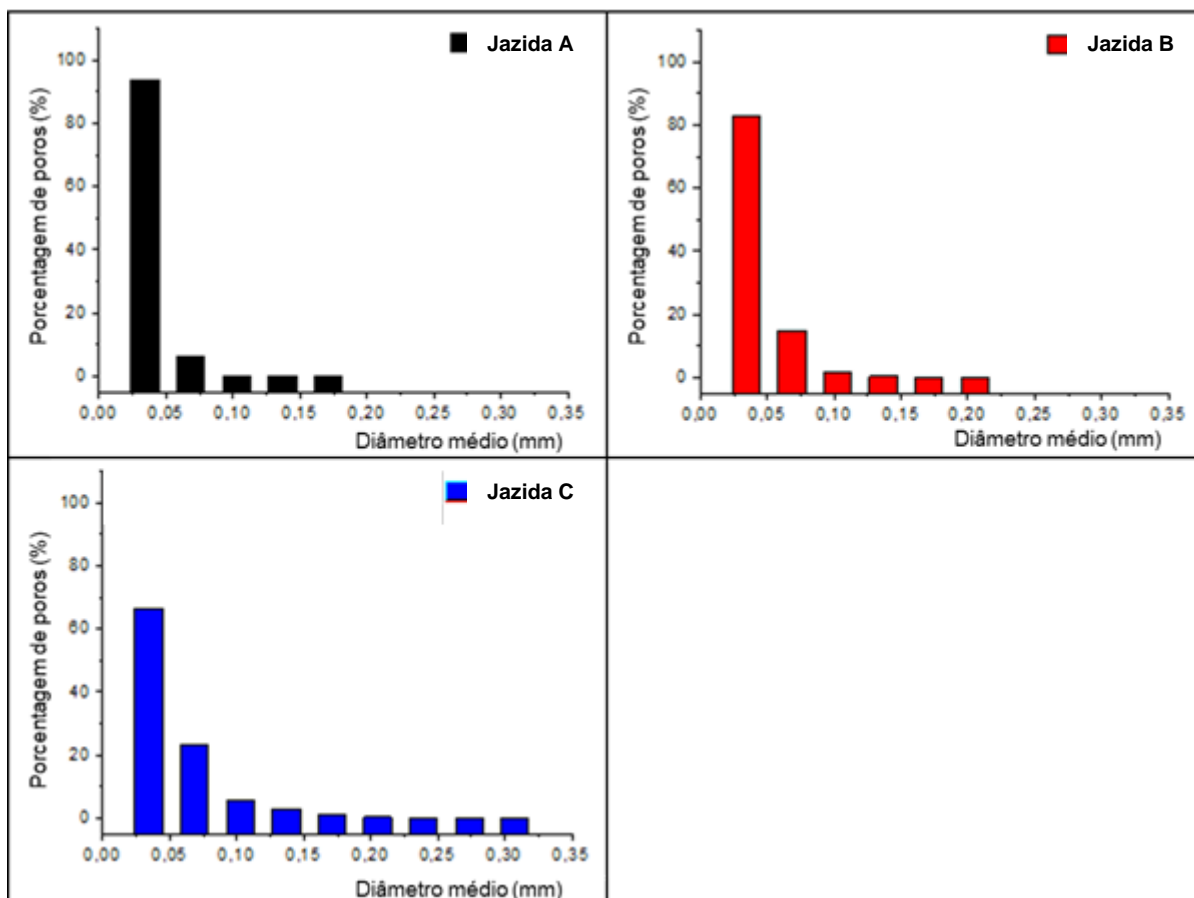
Observa-se no gráfico da Figura 54 que as rochas da jazida A e B apresentam percentagem de poros em relação ao volume da amostra semelhantes, por outro lado, a jazida C possui percentagem aproximadamente cinco vezes maior que o volume de poros verificado nas outras rochas.

Em relação a rocha da jazida B, pode-se constatar, então, que as fraturas observadas nos testemunhos extraídos são macroscópicas, sendo verificadas poucas microfissuras.

Além disso, de acordo com o observado na literatura, o intervalo obtido neste estudo é semelhante ao encontrado em rochas basálticas, o qual pode variar de 0,1 a 2,0% (VALLEJO *et al.*, 2002).

Concomitantemente a análise da percentagem de poros, também é interessante observar a distribuição de tamanho destes nas amostras. Na Figura 55 está apresentado o gráfico da distribuição de tamanho de poro em função do diâmetro médio, para a rocha de cada jazida estudada.

Figura 55 - Percentual de poros em relação ao diâmetro médio.



Fonte: a própria autora

Na Figura 55 observa-se que a rocha da jazida C, apresenta poros com até 0,32476 mm, diferente das rochas das regiões A e B que possuem poros com diâmetros médios menores que 0,25 mm. Assim, verifica-se que além de uma porcentagem de vazios superior, a rocha da jazida C também apresenta diâmetros médios maiores.

Segundo Vallejo *et al.* (2002) a porosidade é a propriedades que mais afeta as características mecânicas da rocha, sendo inversamente proporcional a resistência e densidade e diretamente proporcional à deformabilidade, uma vez que a existência de lacunas pode levar a áreas de fraqueza.

Desta maneira, considerando os resultados obtidos pela μ -CT, espera-se que tanto para a resistência à compressão, quanto para o módulo de elasticidade, as rochas das regiões A e B apresentem resultados superiores que os verificados na jazida C.

Por outro lado, com base nas análises químicas e morfológicas por MEV, EDS e FRX, verificou-se que a rocha da jazida B apresenta um maior teor de ferro, o qual indica um grau de intemperização mais elevado, além das fraturas macroscópicas, assim, em função destas características, poderá ser verificada uma menor resistência à compressão na rocha desta jazida.

A partir das considerações realizadas até então, no próximo item serão apresentados os resultados da caracterização mecânica das rochas de basalto provenientes das três regiões de extração.

4.1.5. Caracterização Mecânica das Rochas

Para a caracterização mecânica das rochas, foram feitos ensaios de resistência à compressão, módulo de elasticidade dinâmico por ultrassom e por técnica de excitação por impulso, além do módulo de elasticidade estático e curva tensão-deformação.

Com os resultados obtidos foi possível verificar a influência da localização da jazida nas propriedades mecânicas das rochas, bem como propor correlações para a estimativa do módulo de elasticidade estático em função do módulo de elasticidade dinâmico obtido pelos ensaios não destrutivos.

4.1.5.1. Resistência à compressão

Na Tabela 23, estão apresentados os resultados obtidos para a resistência à compressão das rochas no ensaio de ruptura à compressão axial. Destaca-se, que conforme a ABNT NBR 5739 (2018), no caso de corpos de prova com relação altura/diâmetro (h/d) menor do que 1,94, a força de ruptura deve ser multiplicada pelo fator de correção correspondente a relação h/d encontrada.

Assim, os valores corrigidos em função da relação h/d também estão indicados. Ressalta-se que para alguns corpos de prova não foi possível obter a relação h/d exatamente igual a 2 em função do processo de retificação após extração dos testemunhos.

Tabela 23 - Resultados de resistência à compressão (f_c) das rochas

Jazida	Corpos de Prova	f_c (MPa)	h/d	Fator h/d	f_c corrigido (MPa)	$f_{c,m}^a$ (MPa)	s_e^b (MPa)	cv_e^c (%)
A	A2	153,74	1,98	1	153,74	182,15	4,63	2,54
	A6	158,8	2,00	1	158,80			
	A8	207,61	1,97	1	207,61			
	A9	183,3	1,94	1	183,30			
	A10	207,3	1,98	1	207,30			
B	B1	163,3	1,95	1	163,30	156,52	8,74	5,59
	B2	192,5	1,96	1	192,50			
	B4	121,7	1,92	0,99	120,48			
	B5	69,48 ^d	1,95	1	69,48			
	B6	151,3	1,90	0,99	149,79			
C	C1	141,5	1,94	1	141,50	166,99	7,68	4,60
	C2	152,7	1,94	1	152,70			
	C3	168,99	1,94	1	168,99			
	C4	63,2 ^d	1,94	1	63,20			
	C5	206,83	1,92	0,99	204,76			

^a Resistência à compressão média; ^b Desvio padrão; ^c Coeficiente de Variação; ^d Valores discrepantes não considerados no cálculo da média.

Fonte: a própria autora

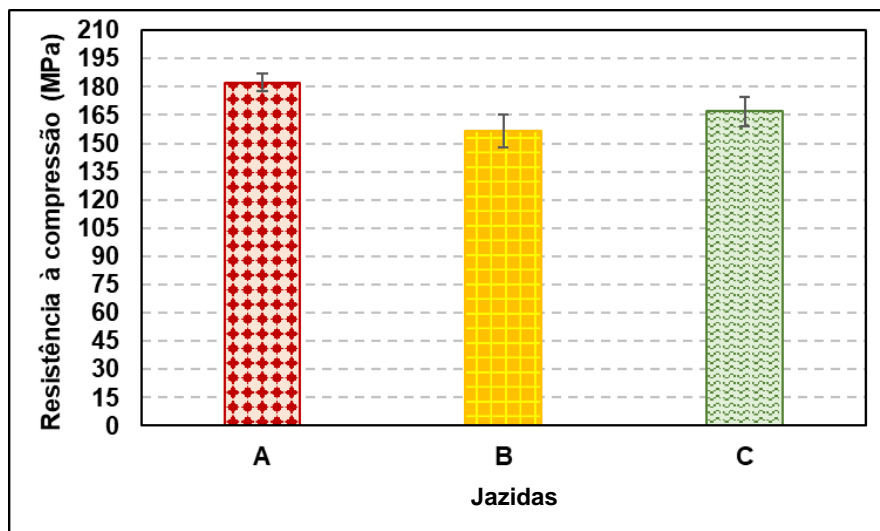
De acordo com a ABNT NBR 5739 (2018), o resultado do ensaio de resistência à compressão pode ser verificado por meio da avaliação do coeficiente de variação do ensaio, o qual é determinado através da relação entre o desvio-padrão da amostra e o valor médio de resistência à compressão. Em função do valor obtido, o ensaio pode ser classificado em excelente ($cv_e \leq 3,0\%$), muito bom ($3,0\% < cv_e \leq 4,0\%$), bom ($4,0\% < cv_e \leq 5,0\%$), razoável ($5,0\% < cv_e \leq 6,0\%$) e deficiente ($cv_e > 6,0\%$).

Assim, por meio desta análise, verifica-se na Tabela 23, que o ensaio realizado para a jazida A classificou-se como excelente, porém os ensaios das regiões B e C são classificados como razoável e bom, respectivamente. Para a jazida B o resultado é decorrente de fraturas na rocha provocando a variabilidade verificada no ensaio.

Para a jazida C, não se verificam fraturas nos corpos de prova, entretanto, com base na análise de μ -CT, observou-se que a rocha desta jazida apresenta uma acentuada porosidade, o que colaborou para o maior coeficiente de variação do ensaio.

Para melhor visualização, os resultados da Tabela 23 estão representados no gráfico da Figura 56.

Figura 56 - Gráfico dos valores médios de resistência à compressão das rochas

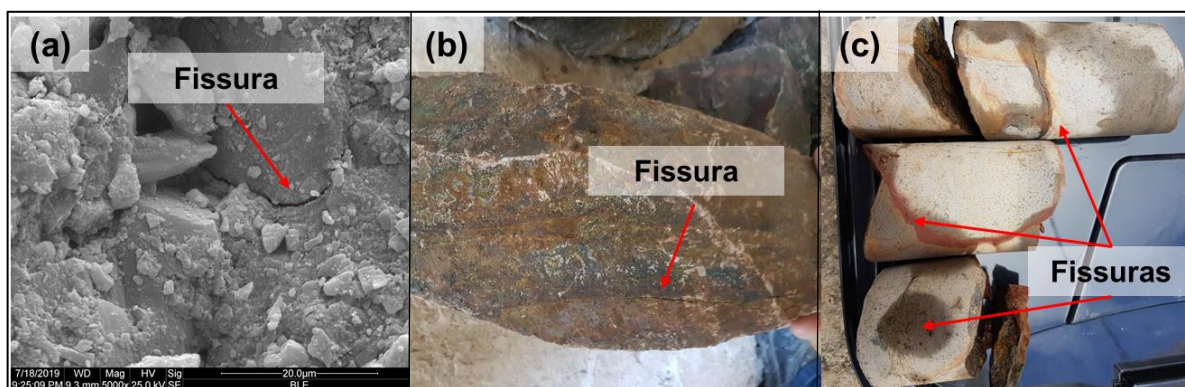


Fonte: a própria autora

Na Figura 56, observa-se que, a rocha da jazida A apresentou maior resistência à compressão quando comparado as demais regiões, sendo 16,38% maior que a resistência média verificada na jazida B e 9,08% maior que a da jazida C. Já a resistência da rocha da jazida C é 6,68% maior que a rocha da jazida B.

Este comportamento da rocha da jazida B, em apresentar menor resistência à compressão, pode ser atribuído às fraturas existentes nas rochas, as quais foram verificadas pelo ensaio de MEV e visualmente nos testemunhos, como observa-se na Figura 57.

Figura 57 - Fotos do (a) MEV, (b) rocha e (c) testemunhos da jazida B



Fonte: a própria autora

Além disso, por meio dos ensaios de EDS e FRX, verificou-se que a rocha da jazida B apresenta um maior teor de ferro se comparado aos teores verificados nas

demais rochas, tal fato, de acordo com a literatura, corrobora para uma redução na resistência à compressão simples da rocha, pois, a presença de ferro indica que a alteração da rocha resultará em argilominerais que expandem na presença de água favorecendo a sua rápida degradação (ESPÍNDOLA; MACCARINI; DAL MORO, 2016).

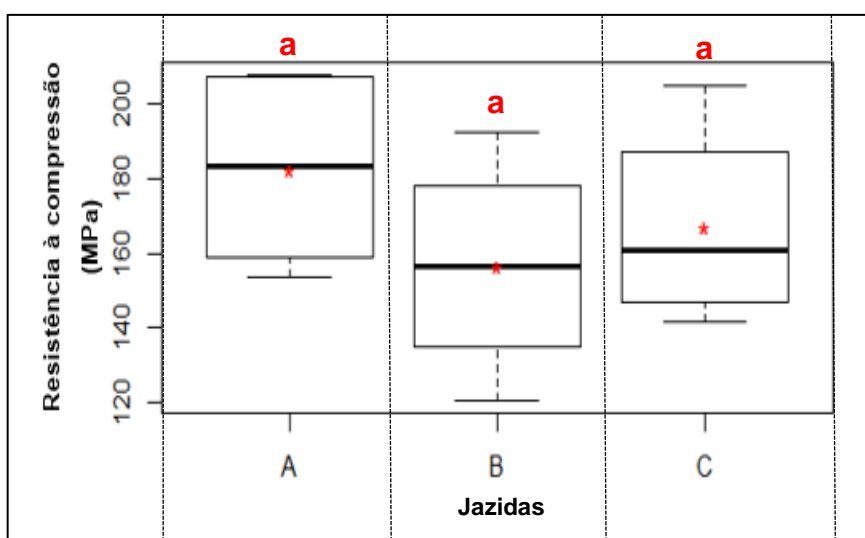
Ainda no gráfico da Figura 56, observa-se também, que a resistência obtida para a rocha da jazida C é próxima da verificada na rocha da jazida B. A este resultado pode ser atribuída a microfissuração mais acentuada na rocha da jazida C observada no ensaio de μ -CT pela análise da porosidade total.

Por fim, buscou-se verificar se as resistências obtidas para a rocha de cada jazida diferem significativamente entre si. Para isso, foi realizada a análise de variância (ANOVA) e o teste de Tukey, com nível de significância de 5% ($\alpha \leq 0,05$). Os resultados das análises estão apresentados o APÊNDICE G.

Por meio da análise da ANOVA, conclui-se, que os valores médios de resistência à compressão das rochas provenientes das três regiões de extração são estatisticamente iguais entre si (p -valor=0,4066).

Adicionalmente a análise da ANOVA, o resultado do Teste de Tukey está apresentado na Figura 58 juntamente com o box-plot para visualização do comportamento da resistência à compressão das rochas.

Figura 58 - Resultado do teste de Tukey e box-plot dos dados de resistência à compressão



Fonte: a própria autora

Na Figura 58 verifica-se por meio do box-plot e do teste de Tukey, que as rochas das regiões A, B e C possuem resistência à compressão similar. Assim, conclui-se que a localização da jazida não gerou diferenças significativas na resistência à compressão do basalto.

4.1.5.2. Módulo de elasticidade dinâmico por ultrassom, módulo de elasticidade dinâmico por técnica de excitação por impulso, curva tensão-deformação e módulo de elasticidade estático

Na Tabela 24 estão apresentados os resultados obtidos para o módulo de elasticidade dinâmico (E_d) por ultrassom calculado pela equação prescrita na norma ASTM C597 (2016), também são indicados os valores de velocidade de onda (V), bem como a média, desvio padrão e coeficiente de variação.

Tabela 24 - Resultados do ensaio de ultrassom por jazida

Jazida	Corpos de Prova	V (m/s)	V_m^a (m/s)	s_e^b (m/s)	cv_e^c (%)	E_d (GPa)	$E_{d,m}^d$ (GPa)	s_e^b (GPa)	cv_e^c (%)
A	A1	5464	5526	74,48	1,35	72,41	74,40	2,25	3,03
	A2	5477				73,17			
	A3	5427				71,28			
	A4	5619				77,23			
	A5	5619				76,67			
	A6	5528				74,02			
	A7	5477				72,90			
	A8	5567				75,85			
	A9	5464				72,83			
	A10	5619				77,62			
B	B1	5714	5408	160,31	2,96	75,35	70,26	3,21	4,57
	B2	5245				66,45			
	B3	5327				68,23			
	B4	5412				70,47			
	B5	5377				70,20			
	B6	5503				73,49			
	B7	5276				67,64			
C	C1	4953	4999	231,42	4,63	58,98	60,45	6,02	9,96
	C2	4732				53,78			
	C3	5196				65,56			
	C4	4840				56,14			
	C5	5276				67,77			

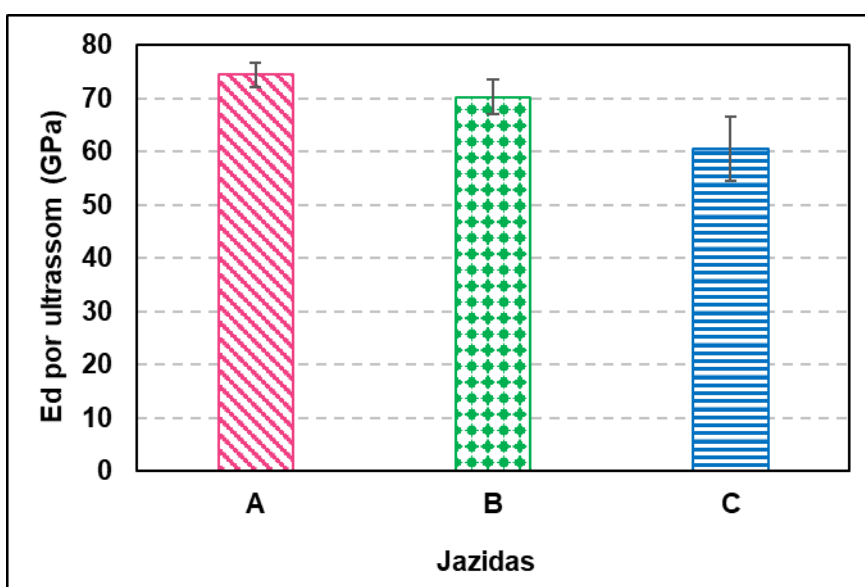
^a Velocidade de ultrassom média; ^b Desvio padrão; ^c Coeficiente de Variação; ^d Módulo de elasticidade dinâmico médio.

Fonte: a própria autora

Na Tabela 24, observa-se que, para a velocidade de onda ultrassônica, foram obtidos valores médios no intervalo de 4999 m/s e 5526 m/s e para o módulo de elasticidade dinâmico valores entre 60,45 GPa e 74,40 GPa, estes resultados são corroborados por autores como Kiliç e Teymen (2008), Hernández-Gutiérrez e Santamarta (2015), Vallejo *et al.* (2002), Marrano (1997) e Frazão (1993).

Na Figura 59 estão graficados os resultados de módulo de elasticidade dinâmico das três jazidas.

Figura 59 - Gráfico dos valores médios de módulo de elasticidade dinâmico por ultrassom



Fonte: a própria autora

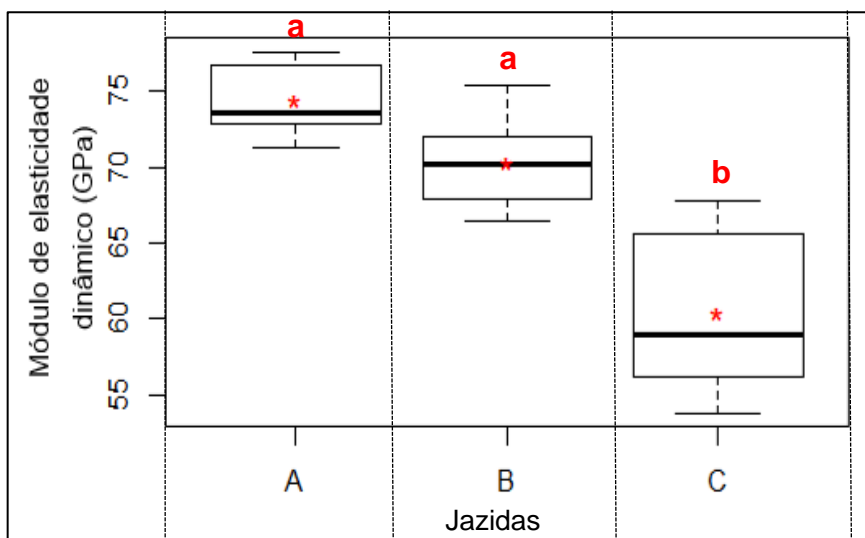
Na Figura 59 destaca-se que a rocha proveniente da jazida A apresentou maior módulo de elasticidade dinâmico, sendo 5,4% maior que o módulo dinâmico da rocha de B e, aproximadamente, 18,92% maior que o da rocha da jazida C.

O menor valor de módulo dinâmico para a rocha da jazida C é justificado pela maior porosidade verificada no ensaio de μ -CT, a qual acaba por prejudicar a propagação da onda ultrassônica, que é mais lenta em um material que apresente descontinuidades internas do que em um material mais íntegro (TORALLES-CARBONARI *et al.*, 2010).

Na análise da ANOVA (APÊNDICE E), verificou-se que os valores médios de módulo de elasticidade dinâmico das rochas provenientes das três jazidas são diferentes estatisticamente entre si, uma vez que o p-valor ($5,55e^{-06}$) foi menor que 0,05.

Além disso, por meio do box-plot apresentado na Figura 60, verifica-se que, as rochas das jazidas A e B aparentam possuir módulo de elasticidade dinâmico, por ultrassom, similares, sendo diferentes do módulo de elasticidade dinâmico da rocha da jazida C.

Figura 60 - Box-plot dos dados de módulo de elasticidade dinâmico por ultrassom



Fonte: a própria autora

A análise exploratória do box-plot é confirmada pelos resultados do teste Tukey, apresentados na Figura 60, pelos quais conclui-se que os módulos dinâmicos das rochas das jazidas A e B são estatisticamente iguais e diferem do obtido para a rocha da jazida C. Desta maneira, pode-se concluir que a localização da jazida influenciou no módulo de elasticidade dinâmico por ultrassom das rochas.

O módulo de elasticidade dinâmico, a velocidade de onda (V) e a frequência por impulso, bem como os valores de média, desvio padrão e coeficiente de variação, estão apresentados na Tabela 25.

Tabela 25 - Resultados do ensaio de módulo de elasticidade dinâmico aferidos pela técnica de excitação por impulso por jazida

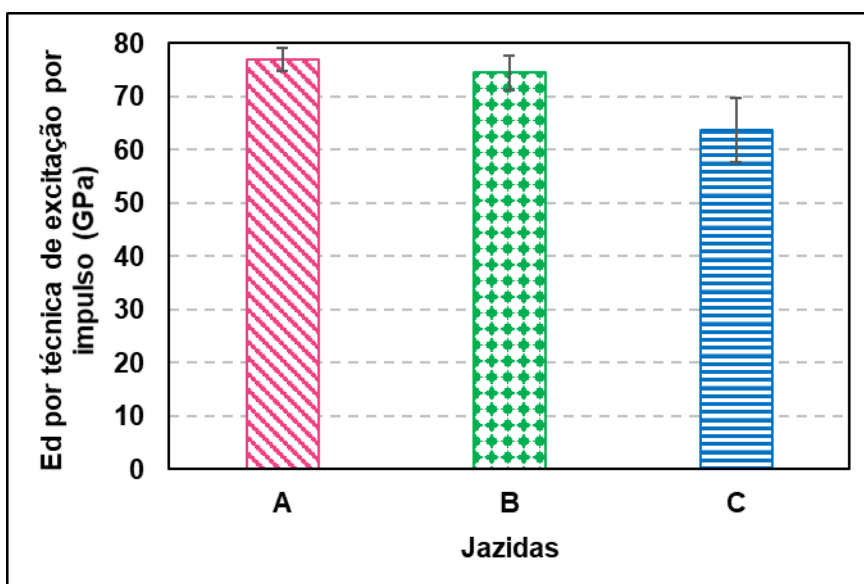
Jazida	Corpos de Prova	V (m/s)	Frequência (Hz)	Ed (GPa)
A	A1	5563	23671,80	75,06
	A2	5651	23428,60	77,89
	A3	5577	23176,70	75,26
	A4	5652	23352,35	78,13
	A5	5567	23039,70	75,26
	A6	5564	22851,95	74,98
	A7	5651	23346,70	77,61
	A8	5746	23996,70	80,81
	A9	5609	23780,45	76,76
	A10	5628	23336,10	77,88
Média		5621	23398,11	76,96
Desvio padrão		57,81	343,94	1,88
Coefficiente de variação (%)		1,03	1,47	2,44
B	B1	5599	23304,50	72,35
	B2	5602	23492,05	75,81
	B3*	2339*	9936,55*	13,16*
	B4	5576	23892,20	74,81
	B5	5570	23506,05	75,33
	B6	5474	23685,00	72,72
	B7	5587	23848,75	75,85
Média		5568	23621,43	74,47
Desvio padrão		47,82	227,83	1,56
Coefficiente de variação (%)		0,86	0,96	2,09
C	C1	5026	21316,15	60,72
	C2	4883	20635,00	57,26
	C3	5344	22612,80	69,33
	C4	5002	21208,15	59,98
	C5	5401	23068,15	71,03
Média		5131	21768,05	63,66
Desvio padrão		227,69	1025,35	6,12
Coefficiente de variação (%)		4,44	4,71	9,61

*Resultado retirado por discrepância.

Fonte: a própria autora

A seguir, os valores médios de módulo de elasticidade dinâmico da Tabela 25 estão apresentados no gráfico da Figura 61.

Figura 61 - Gráfico dos valores médios de módulo de elasticidade dinâmico por técnica de excitação por impulso



Fonte: a própria autora

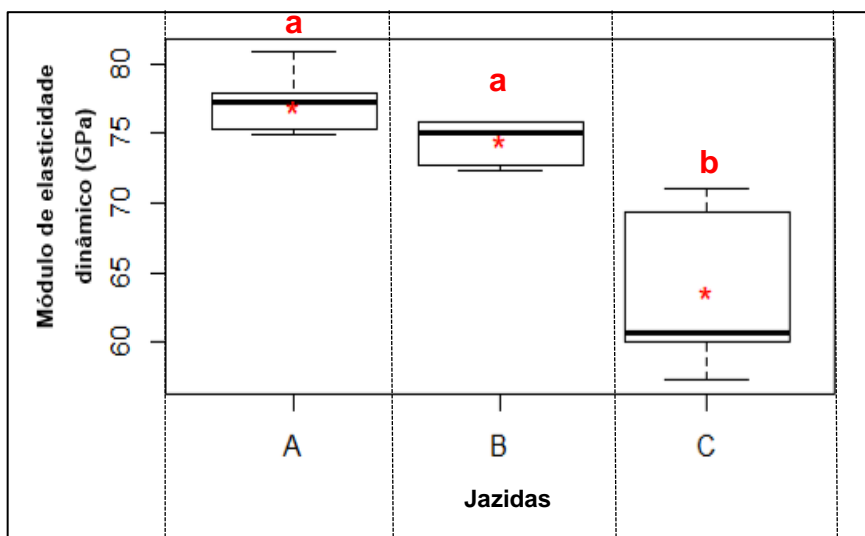
Na Figura 61 verifica-se que o agregado da jazida A apresentou maior módulo de elasticidade dinâmico por meio da técnica utilizada, sendo aproximadamente 5,40% maior que o módulo de B e 18,92% maior que o de C. Ao comparar B com C, o módulo da primeira é cerca de 14,28% maior que o da segunda.

Além do mais, assim como no ensaio por ultrassom, a rocha da jazida C, que possui uma maior porosidade, como observou-se no ensaio de μ -CT, também apresentou valores menores para a velocidade de onda e módulo de elasticidade dinâmico se comparada as demais regiões.

Por fim, a partir da análise da ANOVA (APÊNDICE E), conclui-se que há diferenças significativas entre os valores médios de módulo de elasticidade dinâmico das rochas ao se variar a localização da jazida (p -valor= $2,843e^{-06}$).

Sendo que, por meio do resultado do teste de Tukey e do box-plot apresentados na Figura 62, observa-se que, as rochas das jazidas A e B possuem módulo de elasticidade dinâmico similares, enquanto que a rocha da jazida C difere das demais.

Figura 62 - Resultado do Teste de Tukey e Box-plot dos dados de módulo de elasticidade dinâmico por técnica de excitação por impulso



Fonte: a própria autora

Desta maneira, pode-se concluir que, a localização da jazida possui influência no módulo de elasticidade dinâmico da rocha para ambas as técnicas não destrutivas empregadas neste trabalho.

Para determinar a curva tensão-deformação e o módulo de elasticidade estático, conforme prescreve a ABNT NBR 8522 (2017) é necessária a determinação da resistência à compressão para a execução do ensaio. Assim, na Tabela 26 estão apresentados os valores médios de resistência à compressão.

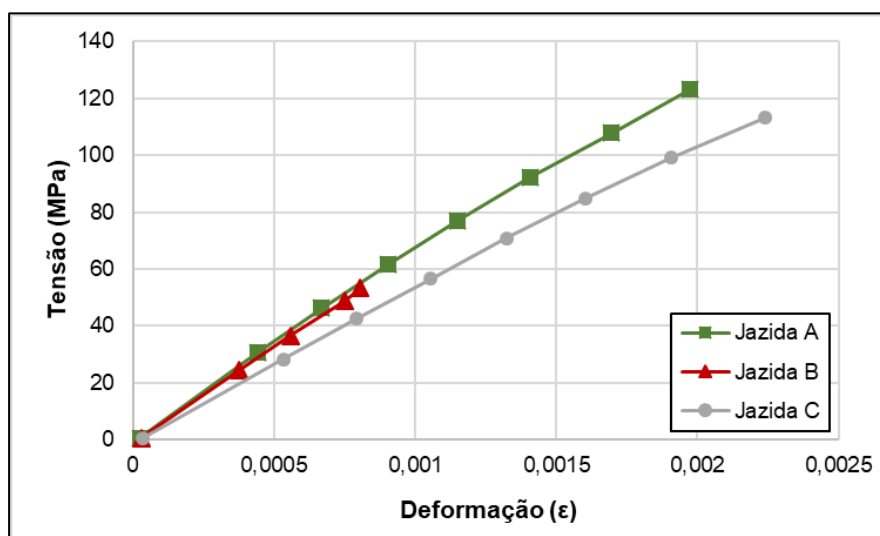
Tabela 26 - Resultados de resistência à compressão para execução do ensaio de módulo de elasticidade estático

Jazida	Corpos de Prova	Resistência à compressão (MPa)	Valor Médio (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	Coefficiente de Variação (%)
A	A2	153,74	180,68	23,88	13,22
	A8	207,61			
B	B1	163,3	157,30	5,32	3,38
	B6	151,3			
C	C3	168,99	187,91	16,77	8,93
	C5	206,83			

Fonte: a própria autora

A partir do exposto na Figura 63 estão apresentadas as curvas tensão-deformação para as rochas das três jazidas estudadas.

Figura 63 – Curva tensão-deformação das rochas das jazidas A, B e C



Fonte: a própria autora

Na Figura 63 observa-se que as rochas A e B apresentaram comportamento tensão-deformação linear e tendência semelhante, enquanto para a rocha da jazida C observa-se uma maior deformação, sendo verificada uma sutil curvatura que pode estar relacionada a maior porosidade observada no ensaio de μ -CT.

Além disso, destaca-se que para a jazida B não foi possível realizar o ensaio até 80% da tensão de ruptura estimada, uma vez que, em função das fraturas verificadas nas rochas, os corpos de prova acabaram rompendo durante o ensaio.

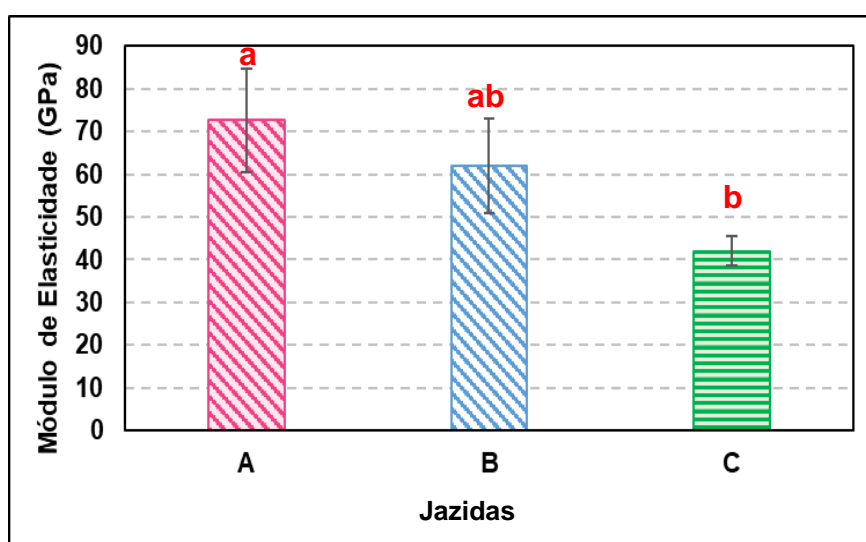
Em seguida, a partir dos valores de resistência à compressão apresentados na Tabela 26, foi realizado o ensaio de módulo de elasticidade estático em três corpos de prova provenientes de cada jazida. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 27 e em gráfico na Figura 64, juntamente com a análise do teste de Tukey.

Tabela 27 - Resultados de módulo de elasticidade estático por jazida

Jazida	Corpos de Prova	$E_{ci,i}$ (GPa)	$E_{ci,m}$ (GPa)	Dispersão máxima (%)	Desvio padrão (GPa)	Coefficiente de Variação (%)
A	A6	65,61	72,60	19,41	12,20	16,81
	A9	65,50				
	A10	86,69				
B	B2	54,16	61,93	12,54	10,98	17,73
	B4	69,69				
	B5*	39,74*				
C	C1	45,56	41,98	8,53	3,38	8,05
	C2	38,85				
	C4	41,53				

*Corpo de prova não considerado no cálculo da média pois sofreu ruptura durante o ensaio

Fonte: a própria autora

Figura 64 - Gráfico dos valores médios de módulo de elasticidade estático e resultado do Teste de Tukey.

Fonte: a própria autora

Ressalta-se, que em função das análises estatísticas, não foram realizadas as correções do módulo de elasticidade estático com base no valor da dispersão máxima conforme a ABNT NBR 8522 (2017), pois o número reduzido de corpos de prova poderia mascarar os resultados dos testes estatísticos.

Na Figura 64, verifica-se que o módulo de elasticidade da rocha de basalto proveniente de diferentes jazidas variou entre 41,98 GPa e 72,60 GPa, intervalo corroborado por Hernández-Gutiérrez e Santamarta (2015), Vallejo *et al.* (2002), Marrano (1997) e Albuquerque (1987).

Além disso, ainda na Figura 64, observa-se que a rocha da jazida A apresentou maior módulo de elasticidade, sendo 17,23% maior que o da rocha da jazida B e 47,52% maior em relação ao módulo de elasticidade estático da rocha da jazida C.

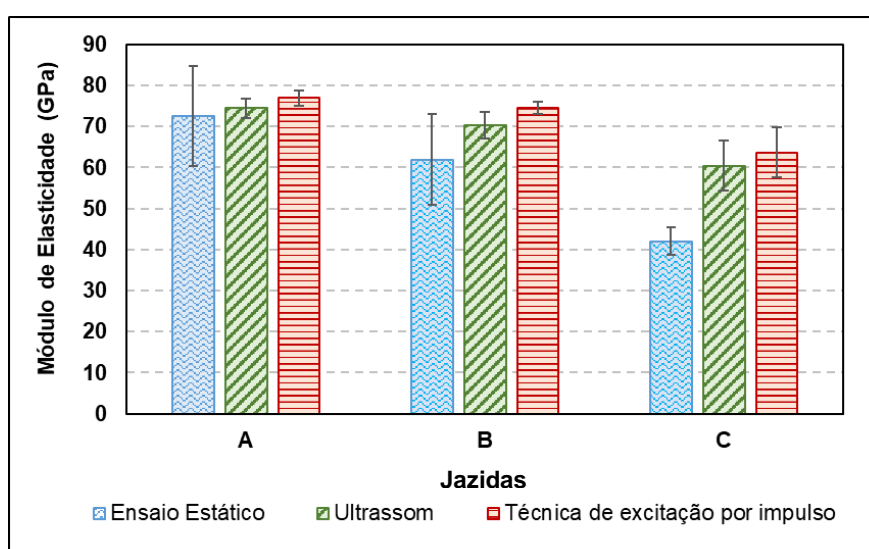
Segundo Vallejo *et al.* (2002) o módulo de elasticidade da rocha é relacionado ao seu grau de porosidade, sendo esta diretamente proporcional a deformação da rocha. Desta maneira, o módulo de elasticidade inferior da rocha da jazida C está relacionado a sua maior porosidade, a qual de acordo com os resultados de μ -CT é aproximadamente cinco vezes maior que a porosidade das demais rochas.

Ademais, a partir do resultado do teste de Tukey apresentado na Figura 64 e da análise da ANOVA (APÊNDICE E), a qual apresentou p-valor igual a 0,0266, verifica-se que, há diferenças significativas entre os resultados obtidos. Desta maneira, conclui-se que, a localização da jazida influenciou significativamente o módulo de elasticidade estático das rochas de basalto.

4.1.5.3. Comparação entre os módulos de elasticidade dinâmico e estático

Na Figura 65 estão apresentados os resultados de módulo de elasticidade estático, dinâmico por ultrassom e por técnica de excitação por impulso, a fim de se realizar uma comparação entre os três métodos de ensaio.

Figura 65 - Comparação entre os valores médios de módulo de elasticidade estático e dinâmico



Fonte: a própria autora

Ao comparar os três métodos de ensaio na Figura 65, verifica-se que a tendência dos resultados foi a mesma para todos, sendo que a rocha da jazida A apresentou maior módulo de elasticidade, tanto estático como dinâmico, em comparação as demais.

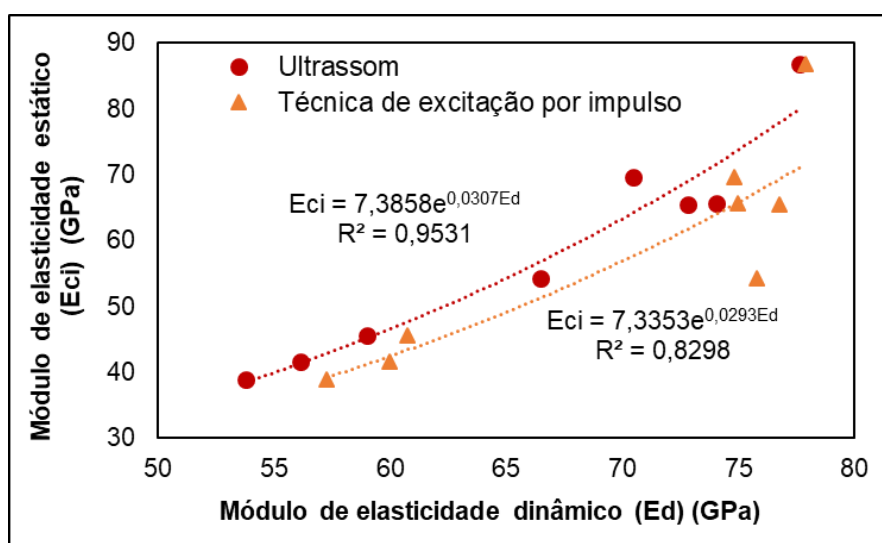
Em relação aos resultados dentro de uma mesma jazida, nota-se que os ensaios dinâmicos apresentaram valores maiores de módulo de elasticidade do que o estático para as três localizações. No caso da jazida A, o módulo de elasticidade por ultrassom foi 2,48% maior que o estático, enquanto que para B e C esta diferença chegou a 13,46% e 44%, respectivamente.

Sobre o ensaio por técnica de excitação por impulso, o módulo de elasticidade dinâmico de A apresentou um acréscimo de 6,01% em relação ao módulo de elasticidade estático. Enquanto que para B esta diferença foi de 20,26% e para C de 51,64%. Entre os métodos dinâmicos verifica-se que os valores obtidos foram próximos para todas as regiões de extração.

O comportamento verificado nas rochas estudadas assemelhou-se ao encontrado no concreto, para o qual o módulo de elasticidade dinâmico pode chegar a ser até 40% superior ao módulo de elasticidade estático (MEHTA; MONTEIRO, 2014).

Por fim, com os resultados de módulo de elasticidade estático e dinâmico, foi possível criar equações de correlação, as quais estão apresentadas na Figura 66.

Figura 66 - Correlação entre o módulo de elasticidade estático e o dinâmico por ultrassom e por técnica de excitação por impulso



Fonte: a própria autora

Na Figura 66 verifica-se que ao correlacionar os valores do ensaio estático com os respectivos valores dinâmicos por ultrassom e por técnica de excitação por impulso, foi possível obter curvas de correlação exponenciais e com R^2 igual à 0,9531 e 0,8298, respectivamente, o que demonstra uma forte correlação entre os dados comparados.

Na Tabela 28 estão apresentadas as equações obtidas neste trabalho e, também, algumas correlações verificadas na literatura entre o módulo de elasticidade estático e o dinâmico para rochas.

Tabela 28 – Correlações entre o módulo de elasticidade estático e dinâmico obtidas neste trabalho e verificadas na literatura

Autores	Correlação	R²	Tipo de Rocha
King (1983)	$E_{ci} = 1,263 * E_d - 29,5$	0,9040	Ígneas e metamórficas
Christaras <i>et al.</i> (1994)	$E_{ci} = 1,05 * E_d - 3,16$	0,9900	Vários tipos
Starzec (1999)	$E_{ci} = 0,48 * E_d - 3,26$	0,8200	Ígneas e metamórficas
Cofani-Pinto (2020)	$E_{ci} = 7,3858e^{0,0307E_d}$	0,9531	Basalto
	$E_{ci} = 7,3353e^{0,0293E_d}$	0,8298	Basalto

Fonte: a própria autora

Observa-se na Tabela 28, entre as equações verificadas na literatura, que diferente do obtido neste trabalho, as correlações encontradas pelos autores foram lineares. Em contrapartida, os valores de R^2 são próximo a um, assim como o verificado nas correlações apresentadas na Figura 66, confirmando a significativa relação entre o módulo estático e o dinâmico para as rochas.

4.1.6. Considerações Parciais sobre o Estudo 1

A partir da análise global dos resultados obtidos no Estudo 1, observa-se que, apesar das rochas estudadas apresentarem mesma origem mineralógica, algumas diferenças podem ser verificadas, como por exemplo a textura da partícula, cor, presença ou não de fraturas macroscópicas, volume de microfissuras e propriedades mecânicas.

Em relação às propriedades mecânicas, ao comparar as rochas provenientes das diferentes regiões de extração, verificou-se, por meio dos ensaios realizados, que a rocha da jazida A apresentou módulo de elasticidade e resistência à compressão

superiores aos obtidos nas regiões B e C. Além disso, as rochas B e C também apresentaram valores distintos para estas propriedades.

Entretanto, a partir da análise estatística realizada, observou-se que a localização da jazida possui influência significativa apenas no módulo de elasticidade estático e dinâmico, sendo que para a resistência à compressão da rocha não foram observadas diferenças significativas.

Por fim, em relação aos ensaios dinâmicos para determinação do módulo de elasticidade, constatou-se que os resultados obtidos por meio das duas técnicas aplicadas foram próximos, sendo verificadas correlações significativas para a estimativa do módulo de elasticidade estático da rocha em função de resultados dinâmicos.

4.2. ESTUDO 2

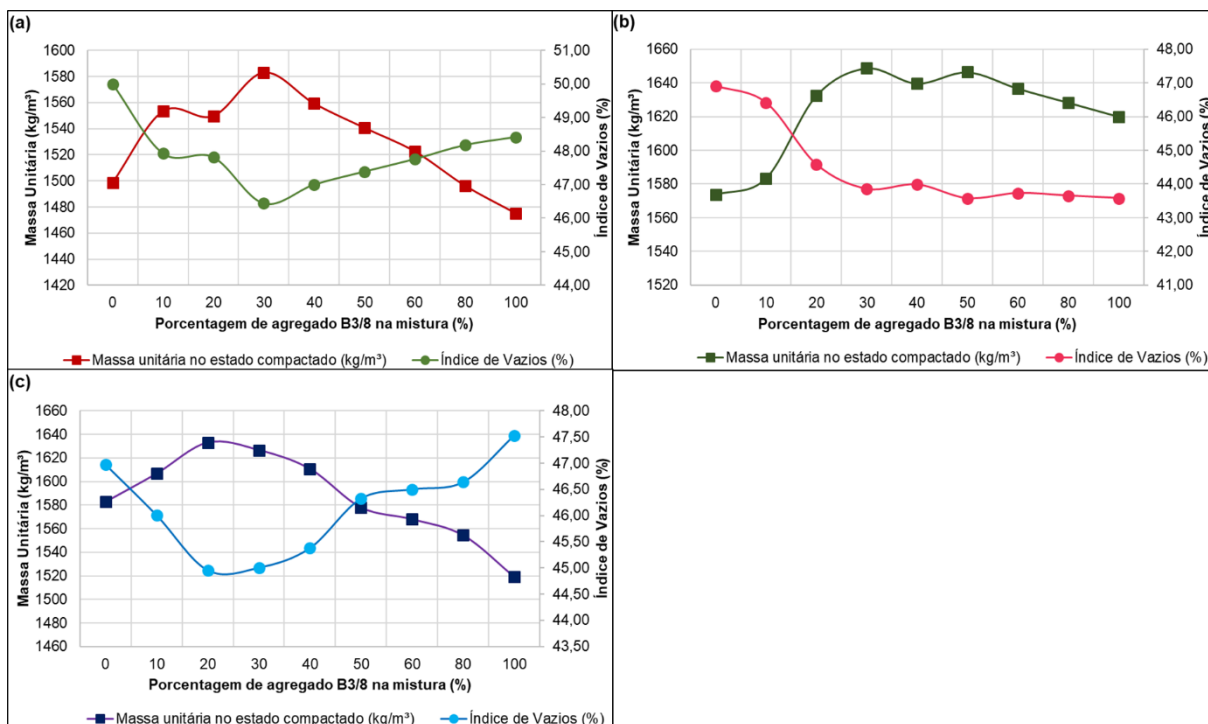
Nesta fase do programa experimental foi realizada a caracterização mecânica dos concretos autoadensáveis produzidos com os diferentes agregados utilizados. Para isso, realizou-se estudos da combinação binária entre os agregados $B_{1/2}''$ e $B_{3/8}''$ e de dosagem para produção do concreto autoadensável, os resultados estão apresentados a seguir.

4.2.1. Estudo da Combinação Granulométrica Binária ($B_{1/2}''+B_{3/8}''$)

Com o objetivo de escolher a composição entre os agregados $B_{1/2}''$ e $B_{3/8}''$ de cada jazida que apresente maior compactidade, foram realizados ensaios de massa unitária compactada e índice de vazios, os resultados obtidos para cada jazida estão apresentados na Figura 67.

Ressalta-se que para o cálculo do índice de vazios apresentado na Figura 67, foi considerada a massa específica relativa como sendo a média ponderada entre as massas específicas do agregado $B_{1/2}''$ e $B_{3/8}''$, assim, para cada combinação estudada foi calculada uma massa específica considerando a porcentagem usada de cada agregado.

Figura 67 - Estudo das composições: (a) jazida A, (b) jazida B e (c) jazida C



Fonte: a própria autora

A partir da análise da Figura 67 verifica-se que para a jazida A, a composição que apresentou maior compacidade foi a composta por 30% de agregado B_{3/8} e 70% de agregado B_{1/2}, sendo esta composição denominada de B_{1/2}+B_{3/8}-A.

Para B, observa-se na Figura 67, que a composição que apresentou maior massa unitária foi, também, a com 30% de agregado B_{3/8} e 70% de agregado B_{1/2}. Entretanto, apesar de apresentar massa unitária sutilmente superior quando comparada as demais combinações, o índice de vazios obtido para a combinação B_{1/2}+B_{3/8}-B foi superior ao verificado no agregado B_{3/8}-B.

Outro ponto interessante na Figura 67 é o fato de que a partir do teor de 30% de agregado B_{3/8}-B não se verificou o aumento do índice de vazios. Este comportamento pode estar relacionado a granulometria dos agregados desta jazida, os quais aparentam possuir distribuição granulométrica semelhante. Portanto, a mistura dos dois agregados não gerou um rearranjo das partículas de modo semelhante ao verificado nas jazidas A e C.

Desta maneira, mesmo não sendo a combinação com maior compacidade, adotou-se, para a jazida B, a combinação com 30% de agregado B_{3/8} e 70% de agregado B_{1/2}, sendo denominada de B_{1/2}+B_{3/8}-B, a fim de se manter três

granulometrias de cada jazida. Por fim, para C, a composição escolhida foi a com 20% de agregado B_{3/8} e 80% de agregado B_{1/2}, denominada B_{1/2}+B_{3/8}-C.

Após escolha das combinações, realizou-se os ensaios de caracterização, além disso, foram feitos novos cálculos do índice de vazios considerando a massa específica seca obtida para as combinações selecionadas, pois como salientado anteriormente, utilizou-se inicialmente a média ponderada das massas específicas de cada agregado.

Os resultados desses ensaios podem ser visualizados na Tabela 29.

Tabela 29 - Resultados de caracterização das combinações escolhidas

Ensaio	Resultados		
	B _{1/2} +B _{3/8} -A	B _{1/2} +B _{3/8} -B	B _{1/2} +B _{3/8} -C
Combinação adotada	70:30	70:30	80:20
Massa Específica seca (g/cm ³)	2,98	2,96	3,03
Absorção (%)	2,34	1,11	1,71
Índice de Vazios* (%)	46,88	44,30	46,11
Massa Unitária (g/cm ³)	1,58	1,63	1,65
Índice de Forma	3,8	3,3	2,75
Dimensão máxima (mm)	19,00	19,00	12,50
Módulo de Finura	6,58	6,59	6,61

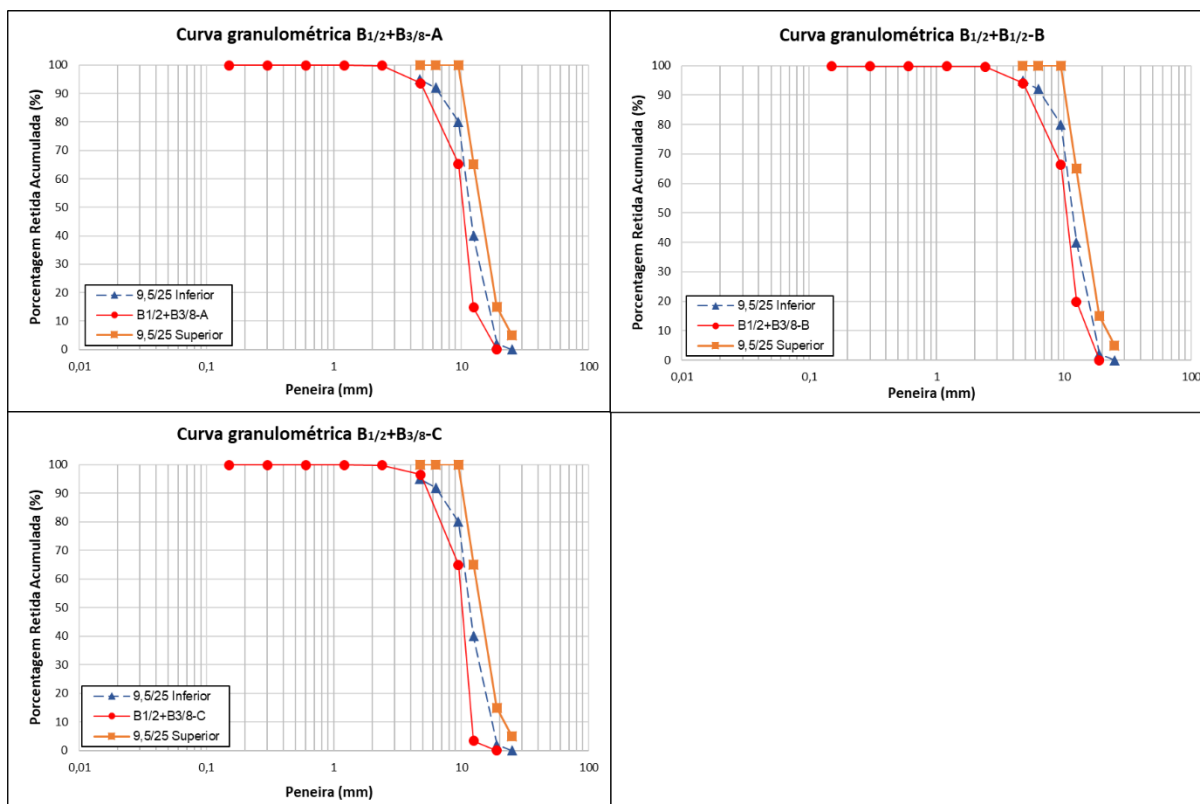
*Considerando a massa específica seca da combinação escolhida

Fonte: a própria autora

Comparando os resultados das combinações com os obtidos para os agregados individualmente, verifica-se que as propriedades analisadas apresentam valores próximos aos encontrados nos agregados B_{1/2} para as três jazidas, tal comportamento está relacionado ao fato que em todas as combinações há uma preponderância do agregado B_{1/2}.

Em relação a dimensão máxima, observa-se que assim como os agregados B_{1/2} das regiões A e B, as combinações também foram caracterizadas com dimensão máxima diferente da informada pelo fornecedor, entretanto, salienta-se que a porcentagem retida acumulada na peneira de 19 mm foi insignificante, como pode-se verificar na Figura 68, na qual estão apresentadas as curvas granulométricas das combinações de agregados adotadas.

Figura 68 - Curvas granulométricas dos agregados $B_{1/2}+B_{3/8}$ -A, $B_{1/2}+B_{3/8}$ -B e $B_{1/2}+B_{3/8}$ -C



Fonte: a própria autora

Na Figura 68, observa-se que as granulometrias das combinações adotadas neste estudo não atendem aos limites prescritos pela ABNT NBR 7211 (2009) para uso em concretos. Por fim, as combinações escolhidas foram utilizadas para o desenvolvimento dos concretos autoadensáveis, juntamente com os demais esqueletos granulares com apenas um agregado de cada jazida, totalizando, portanto, nove esqueletos granulares.

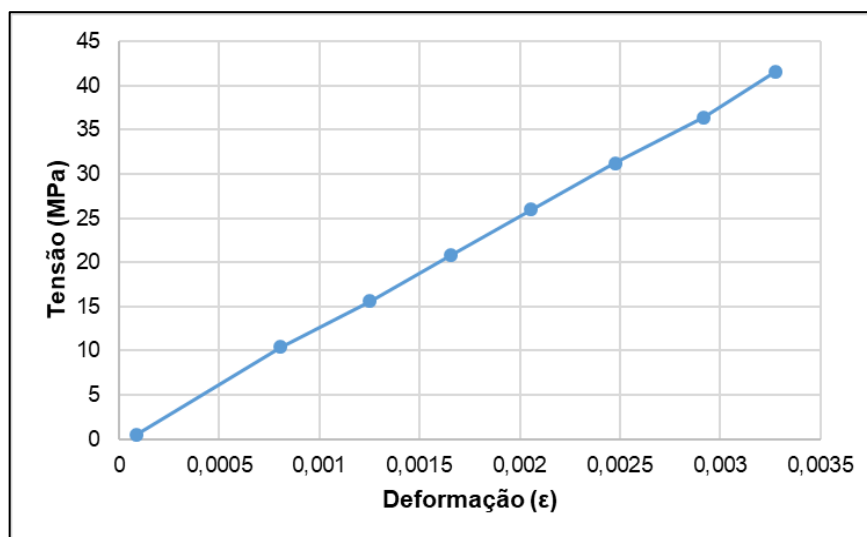
4.2.2. Produção dos CAA's e Verificação das Propriedades no estado fresco

A partir da aplicação do procedimento de dosagem adotado, verificou-se a porcentagem de 0,4% de aditivo superplastificante como sendo o teor ótimo e, assim, fixou-se para a produção das argamassas e dos CAA's este percentual em relação a massa de cimento.

Após definido o teor de aditivo superplastificante, a pasta com o teor adotado, foi utilizada na moldagem dos corpos de prova para realização do ensaio de

determinação da curva tensão-deformação. A curva obtida é a média de três determinações e está apresentada na Figura 69.

Figura 69 - Curva tensão-deformação da pasta com teor de superplastificante igual a 0,4% e adição de SA



Fonte: a própria autora

Na Figura 69, observa-se que o comportamento tensão-deformação da pasta é uma reta. Este comportamento é verificado principalmente em função da inexistência de agregados miúdos ou graúdos.

Em seguida, considerando a etapa 2 do procedimento de dosagem e fixado o teor de superplastificante em 0,4%, a relação água/cimentícios igual 0,4 e adição de sílica ativa igual a 8% em relação a massa de cimento, foram dosadas argamassas com diferentes excessos de pasta em função do volume de vazios da areia.

Os excessos de pasta estudados foram definidos com base nas proporções dos materiais, principalmente com relação ao agregado miúdo, geralmente verificadas em argamassas constituintes de concretos autoadensáveis.

Assim, inicialmente o excesso de pasta estudado foi igual a 133% do volume de vazios do agregado miúdo, este valor foi determinado como ponto de partida, pois corresponde a um teor de agregado miúdo em relação ao volume de argamassa dentro do limite verificado na literatura, o qual varia entre 38 e 54% (OKAMURA; OZAWA; OUCHI, 2000; DOMONE, 2006; GOMES; BARROS, 2009).

Com isso, por meio de tentativa e erro, foram incrementados os valores de excesso de pasta (EX_{pasta}) até se obter uma argamassa que atendesse os índices G_m

e R_m . Os excessos de pasta estudados foram as porcentagens de 133%, 163%, 193%, 234% e 254%, as quais correspondem a argamassas com teores de agregado miúdo em relação ao volume total no intervalo de 42% a 32%.

Na Tabela 30 estão apresentados os resultados dos índices G_m e R_m . As argamassas produzidas foram nomeadas pela sigla Arg seguida do teor de agregado miúdo em relação ao volume total da mistura (AM/arg).

Tabela 30 - Resultados de espalhamento, tempo de escoamento, G_m e R_m

Argamassa	Espalhamento* (cm)	Tempo de Escoamento (s)	G_m	R_m (s ⁻¹)
Arg_42	15,00	10,531	1,25	0,95
Arg_39	19,75	6,599	2,90	1,52
Arg_36	19,50	5,898	2,80	1,70
Arg_33	20,50	4,000	3,20	2,50
Arg_32	21,00	3,866	3,41	2,59

*média de duas determinações

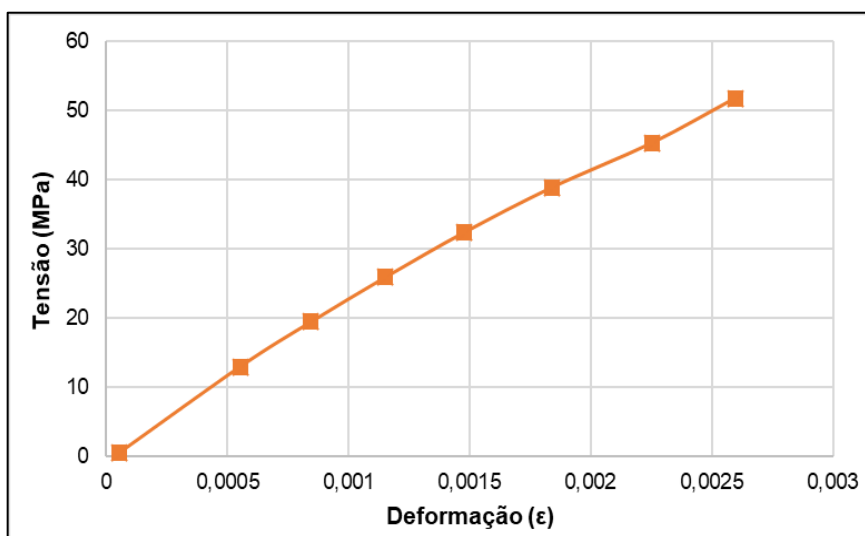
Fonte: a própria autora

A partir da Tabela 30 e considerando os intervalos adotados para o índice G_m e R_m , verifica-se que apenas as argamassas Arg_33 e Arg_32 atenderam simultaneamente aos limites adotados.

Além disso, por meio da Tabela 30, observa-se, também, que apesar das argamassas Arg_33 e Arg_32 atenderem aos intervalos adotados, os valores de G_m são próximos ao limite inferior, o que demonstra uma elevada coesão das misturas, a qual pode ser atribuída a utilização da sílica ativa.

Com isso, para se produzir concretos autoadensáveis na próxima etapa, adotou-se a Arg_32 para a continuação do estudo, uma vez que esta argamassa apresentou melhores resultados de G_m e R_m quando comparada a Arg_33 e as demais argamassas produzidas.

Por fim, após selecionada a argamassa autoadensável (Arg_32), foram moldados corpos de prova para o ensaio de determinação da curva tensão-deformação. A Figura 70 apresenta o gráfico tensão-deformação obtido da Arg_32.

Figura 70 - Curva tensão-deformação da Arg_32

Fonte: a própria autora

Na Figura 70 observa-se que, o comportamento tensão-deformação da argamassa possui a tendência de ser uma curva. Este comportamento é verificado principalmente em função da zona de transição pasta-agregado. Tal fato acaba por influenciar a deformação do material que passa a apresentar comportamento não linear.

Definida a argamassa autoadensável e considerando as jazidas e granulometrias estudadas, foi realizada, conforme etapa 3 do procedimento de dosagem, a determinação do teor de argamassa autoadensável excedente em função do volume de vazios do agregado graúdo para dosagem dos CAA's.

Segundo a literatura, o volume de agregado graúdo em relação ao volume total da mistura de CAA pode variar de 19,8% a 38%. Assim, a partir desta informação, foi adotado inicialmente um volume de 28% de agregado graúdo em relação ao volume total de concreto.

Este valor foi escolhido, pois garante que o concreto produzido apresente um volume de agregado graúdo em relação ao volume total da mistura próximo ao limite superior apresentado na literatura (DOMONE, 2006; EFNARC, 2005; ACI 237R-07, 2007), beneficiando assim, o módulo de elasticidade do concreto.

A partir deste valor fixado e, considerando a produção inicial de 0,01 m³ de concreto, foi realizado um teste com o agregado B_{3/8}-A (concreto Teste_ B_{3/8}A), para verificar se este volume permitiria produzir um concreto autoadensável, além de

analisar qual o excesso de argamassa seria utilizado. O cálculo para dosagem deste concreto teste está apresentado no APÊNDICE C.

O concreto produzido foi submetido aos ensaios de espalhamento, t_{500} e anel J. Os resultados obtidos, com os critérios de aceitação adotados neste trabalho estão apresentados na Tabela 31.

Tabela 31 - Resultados no estado fresco concreto Teste_ B_{3/8}A

Ensaio	Resultado	Limites adotados
Espalhamento (mm)	530,0	550 mm a 850 mm
Viscosidade Plástica Aparente (t_{500}) (s)	3,06	$t_{500} \leq 2$ s ou $t_{500} > 2$ s
Anel Japonês* (mm)	72,5	0 a 50 mm

Fonte: a própria autora

A partir dos resultados da Tabela 31 verifica-se que o concreto teste, com um teor de 28% de agregado graúdo, não atendeu aos critérios adotados. Na Figura 71 estão apresentadas fotos do concreto produzido logo após o ensaio de espalhamento.

Figura 71 - Concreto Teste_ B_{3/8}A após ensaio de espalhamento



Fonte: a própria autora

Por meio da Figura 71 observa-se que o concreto teste apresentou elevada concentração de material no centro da circunferência formada pelo ensaio de espalhamento. Porém, não foram verificados sinais de segregação ou exsudação, mantendo-se coeso após o ensaio.

Entretanto, como este concreto não atendeu aos limites adotados, não sendo, portanto, caracterizado como um CAA, optou-se por reduzir o volume de agregado graúdo em relação ao volume total de concreto para 24%. Desta maneira, realizou-se

um novo teste, adotando este novo teor de agregado graúdo, agora com o agregado B_{3/8} da jazida C, pois havia um volume reduzido do agregado B_{3/8}A.

Assim, conforme realizado para o primeiro teste, considerou-se inicialmente a produção de aproximadamente 0,01 m³ de concreto e os cálculos para dosagem estão apresentados no APÊNDICE D. O concreto Teste_B_{3/8}C foi submetido aos ensaios de espalhamento, t₅₀₀ e anel J. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 32.

Tabela 32 - Resultados no estado fresco concreto Teste_B_{3/8}C

Ensaio	Resultado	Limites adotados
Espalhamento (mm)	620	550 mm a 850 mm
Viscosidade Plástica Aparente (t ₅₀₀) (s)	0,70	t ₅₀₀ ≤ 2 s ou t ₅₀₀ > 2 s
Anel Japonês* (mm)	50	0 a 50 mm

Fonte: a própria autora

Com os resultados da Tabela 32 nota-se que o concreto Teste_B_{3/8}C, com um teor de 24% de agregado graúdo, atendeu aos critérios adotados neste trabalho, sendo, portanto, este teor adotado para a produção dos demais CAA's. Na Figura 72 estão apresentadas fotos do concreto produzido logo após o ensaio de espalhamento.

Figura 72 - Concreto Teste_B_{3/8}C após ensaio de espalhamento



Fonte: a própria autora

Na Figura 72, observa-se que o concreto Teste_B_{3/8}C apresentou um resultado de espalhamento satisfatório e, como pode ser observado, manteve-se coeso após o ensaio. Em relação a água verificada na borda da circunferência, esta é resultante da base utilizada, a qual foi molhada instantes antes de se realizar o ensaio.

Sobre a composição deste CAA, na Tabela 33 apresenta-se os consumos de materiais obtidos em comparação com os intervalos verificados na literatura consultada.

Tabela 33 - Consumo concreto autoadensável Teste_B_{3/8}C

Materiais	Consumos	Intervalo da literatura^a
Cimento CP V ARI (kg/m ³)	640	218 a 733 kg/m ³
Adição (SA) (kg/m ³)	51	24 a 449 kg/m ³
Agregado miúdo (kg/m ³)	656	478 a 1027,25 kg/m ³
Agregado graúdo (kg/m ³)	682	437 a 1000 kg/m ³
Relação água/cimentícios	0,40	0,23 a 0,76
Teor de aditivo superplastificante (%)	0,40	0,2 a 4,5 % ^b
Teor de agregado graúdo (%)	24	19,8% a 38%
Teor de argamassa (%)	76	58 a 80,2%
Teor de agregado graúdo em relação ao volume de agregado (%)	48,67	45% a 52%

^aCom base nos trabalhos apresentados na Tabela 6; ^b Considerados apenas os valores em função da massa de cimento.

Fonte: a própria autora

Comparando os consumos obtidos neste trabalho com os encontrados em outros estudos, verifica-se que o concreto Teste_B_{3/8}C atendeu a todos os limites observados na literatura. Na Tabela 34 estão apresentados todos os concretos autoadensáveis produzidos.

Tabela 34 - Concretos autoadensáveis produzidos

Concretos autoadensáveis									
Granulometria	B_{3/8}			B_{1/2}			B_{1/2}+B_{3/8}		
Jazida	A	B	C	A	B	C	A	B	C
Cimento (kg)	14,69	16,10	14,96	14,26	15,16	15,12	15,15	15,87	15,35
SA (kg)	1,18	1,29	1,20	1,14	1,21	1,21	1,21	1,27	1,23
Areia (kg)	15,05	16,50	15,33	14,61	15,53	15,49	15,52	16,26	15,73
Brita (kg)	15,22	18,28	15,94	14,99	16,71	16,78	16,82	18,37	17,60
Água (L)	6,35	6,96	6,46	6,16	6,55	6,53	6,54	6,86	6,63
SP ^c (mL)	53,9	59,1	54,9	52,3	55,6	55,5	55,6	58,3	56,3
Água areia (mL)	36	39	36	34	37	37	37	38	37
Água brita (mL)	220	113	194	182	105	119	153	76	113
Volume de concreto (m ³)	0,0229	0,0256	0,0234	0,0220	0,0237	0,0237	0,0237	0,0252	0,0241
Cimento (kg/m ³)	643	629	640	647	639	638	638	631	636
SA (kg/m ³)	51	50	51	52	51	51	51	50	51
Areia (kg/m ³)	658	645	656	663	654	654	654	646	651
Brita (kg/m ³)	666	714	682	680	704	709	709	730	729
Relação a/cim	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Teor de SP (%)	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Teor de brita (%)	23	25	24	23	24	24	24	25	24
Teor de argamassa (%)	77	75	76	77	76	76	76	75	76
Agregado graúdo/volume total de agregado (%)	48,27	52,22	48,67	47,47	48,93	48,94	48,98	52,50	49,37
Índice de vazios do agregado graúdo (%)	48,42	43,58	47,53	49,99	46,91	46,98	46,88	44,30	46,11

^aExcesso de argamassa; ^bVolume de argamassa; ^cAditivo superplastificante.

Fonte: a própria autora

Verifica-se na Tabela 34 que, os CAA's produzidos apresentam consumo de cimento elevado, em função do procedimento de dosagem aplicado, uma vez que na fase da dosagem da argamassa foi necessário um volume de pasta significativo para se obter características autoadensáveis.

Importante observar também que, os concretos produzidos apresentaram consumo de materiais semelhantes, assim como as relações argamassa/volume de concreto e agregado graúdo/volume de concreto.

Os CAA's foram submetidos a ensaios no estado fresco para avaliação das propriedades autoadensáveis. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 35.

Tabela 35 - Resultados dos ensaios no estado fresco para os concretos autoadensáveis produzidos

Concretos autoadensáveis									
Granulometria	B_{3/8}			B_{1/2}			B_{1/2}+B_{3/8}		
Jazida	A	B	C	A	B	C	A	B	C
Espalhamento (mm)	610	560	620	570	610	560	550	560	550
Viscosidade Plástica Aparente (t ₅₀₀) (s)	0,67	0,60	0,47	0,87	0,61	1,10	0,93	1,73	1,53
Anel Japonês* (mm)	10	40	50	35	10	40	50	30	20
Funil V (s)	2,53	3,23	NR*	3,33	NR*	NR*	4,37	4,30	NR*

*Ensaio não realizado para este concreto

Fonte: a própria autora

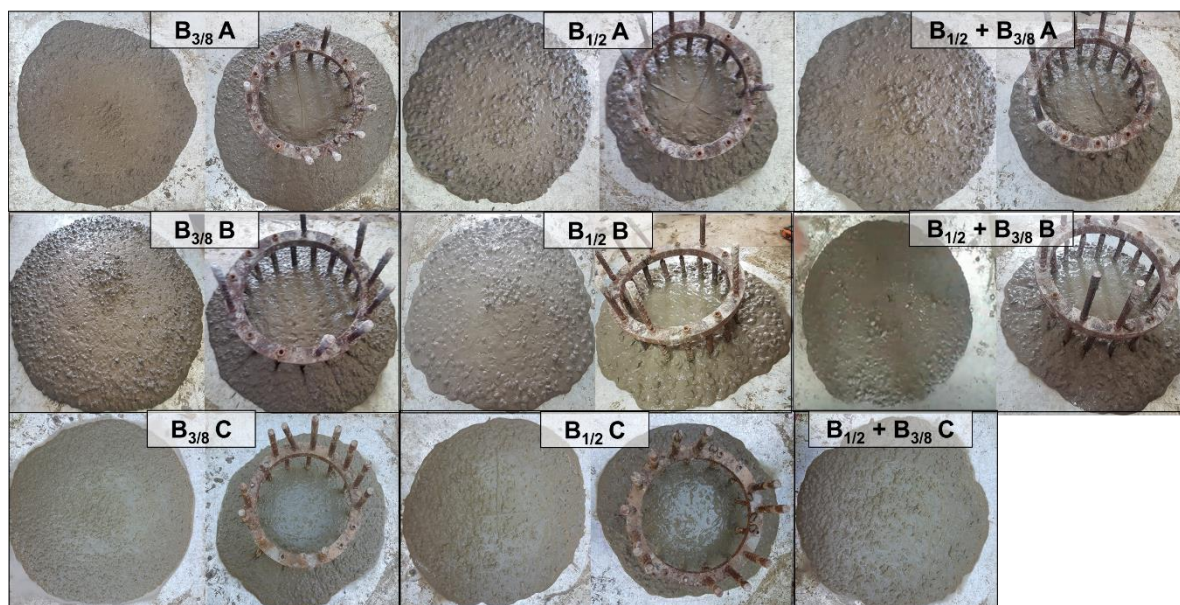
Por meio da Tabela 35, nota-se que todos os concretos atenderam aos limites adotados conforme a ABNT NBR 15823-1 (2017), sendo, portanto, considerados autoadensáveis. Se analisadas as classes da ABNT NBR 15823-1 (2017), verifica-se que os concretos se classificam quanto ao espalhamento em SF1, apresentando valores no intervalo de 550 a 650 mm.

Em relação a viscosidade plástica aparente, todos os concretos são classificados em VS1, pois apresentaram t₅₀₀ inferior a 2 segundos. Para o anel J, os concretos B_{3/8}A, B_{1/2}B e B_{1/2}+B_{3/8}B classificaram-se como PJ1, pois apresentaram a diferença entre o espalhamento sem e com o anel J no intervalo de 0 e 25 mm e os demais classificaram-se como PJ2.

Em relação ao funil V, todos os concretos, que foram submetidos a este ensaio, classificam-se de acordo com a ABNT NBR 15823-1 (2017) em VF1, pois apresentaram tempo de fluidez inferior a 9 segundos.

Na Figura 73 estão apresentadas fotos dos concretos produzidos logo após os ensaios de espalhamento e anel J. Para o concreto B_{1/2}+B_{3/8}C não foram realizadas fotos durante o ensaio com o anel J.

Figura 73 - Concretos produzidos após ensaio de espalhamento e anel J



Fonte: a própria autora

Por meio dos resultados obtidos na Tabela 35 e das fotos dos concretos na Figura 73, nota-se que ao aumentar a dimensão máxima do agregado graúdo de 9,5 mm para 12,5 mm a fluidez do concreto reduziu de 610 para 570 mm para o agregado da jazida A e de 620 para 560 para o agregado da jazida C, comportamento semelhante ao verificado por Khaleel, Al-Mishhadani e Abdul Razak (2011) e atribuído ao aumento da dimensão máxima do agregado graúdo.

Entretanto, na jazida B, a fluidez do concreto aumentou ao passar a dimensão máxima de 9,5 mm para 12,5. Um fator que pode ter influenciado neste resultado é o alto teor de pó presente no agregado $B_{3/8}$ da jazida B, verificado durante a produção do CAA. Este excesso de pó pode ter aumentado a coesão da mistura, elevando sua viscosidade e, assim, dificultando a fluidez do concreto $B_{3/8}B$, fato já mencionado por EFNARC (2005).

Além disso, ao comparar as propriedades dos CAA's no estado fresco a partir da variação da localização da jazida do agregado graúdo, observa-se que para o agregado $B_{1/2}$, o CAA da jazida A apresentou valor inferior de espalhamento se comparado aos demais, fato que pode estar relacionado a forma do agregado desta região, o qual é mais lamelar.

Observando a Figura 73 é possível também analisar o índice de estabilidade visual (IEV) conforme critérios da ABNT NBR 15823-1 (2017). Observa-se que os

concretos produzidos não apresentaram segregação nem exsudação, podendo ser classificados como IEV0.

Apesar das diferenças nos resultados obtidos em fresco, todos os concretos produzidos são autoadensáveis e, portanto, aplicáveis para a análise da influência da localização da jazida e granulometria do agregado graúdo nas propriedades mecânicas.

4.2.3. Caracterização Mecânica dos CAA's

Os resultados obtidos para resistência à compressão, curva de tensão-deformação, módulo de elasticidade dinâmico por ultrassom (E_d) e módulo de elasticidade estático dos CAA's estão apresentados a seguir.

4.2.3.1. Resistência à compressão

Os resultados médios de resistência à compressão para 7 e 28 dias dos CAA's estão apresentados na Tabela 36.

Tabela 36 - Resultados de resistência à compressão média aos 7 e 28 dias

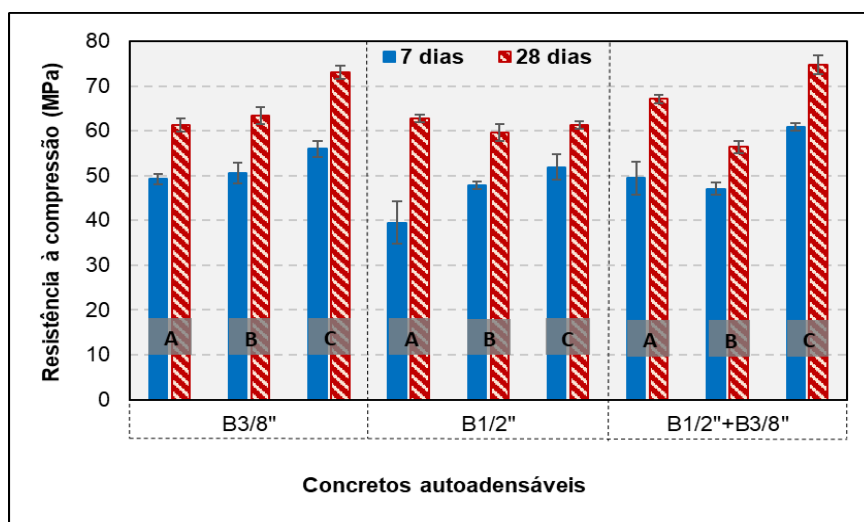
Concretos autoadensáveis		7 dias (n=3)			28 dias (n=5)		
Granulometria	Jazida	$f_{c,m}$ (MPa)	Sd (MPa)	CV _e (%)	$f_{c,m}$ (MPa)	Sd (MPa)	CV _e (%)
B _{3/8}	A	49,27	1,18	2,39	61,30	1,39	2,26
	B	50,57	2,22	4,39	63,44	1,90	3,00
	C	56,00	1,81	3,23	73,02	1,53	2,09
B _{1/2}	A	39,47	4,76	12,06	62,81	0,85	1,35
	B	47,87	0,87	1,82	59,58	1,86	3,12
	C	51,93	2,82	5,43	61,39	0,84	1,37
B _{1/2} +B _{3/8}	A	49,43	3,74	7,57	67,12	0,97	1,44
	B	47,10	1,32	2,80	56,40	1,36	2,41
	C	60,93	0,83	1,36	74,77	2,05	2,74

Fonte: a própria autora

De acordo com a avaliação do coeficiente de variação conforme a ABNT NBR 5739 (2018), o desempenho do ensaio de resistência à compressão para a maioria dos concretos foi classificado aos 7 dias como excelente e muito bom, sendo que apenas os concretos B_{1/2}A, B_{1/2}C e B_{1/2}+B_{3/8}A apresentaram desempenho regular ou deficiente.

Para os concretos aos 28 dias, os ensaios classificam-se como excelente ou muito bom, uma vez que os coeficientes de variação obtidos são menores que quatro. Os resultados da Tabela 37 estão representados no gráfico da Figura 74.

Figura 74 - Gráfico dos valores médios de resistência à compressão aos 7 e 28 dias



Fonte: a própria autora

Comparando os resultados aos 7 e 28 dias na Figura 74, observa-se que a tendência de comportamento, ao se variar a granulometria e a localização da jazida do agregado graúdo, assemelhou-se para as duas idades.

Em relação a variação da granulometria, verifica-se na Figura 74 pequenas diferenças nos resultados de resistência à compressão aos 28 dias, tal comportamento é corroborado pela literatura, uma vez que, segundo Nikbin *et al.* (2014), o aumento da resistência à compressão para o CAA produzido com um agregado de maior tamanho é insignificante quando comparado aquele produzido com um agregado menor.

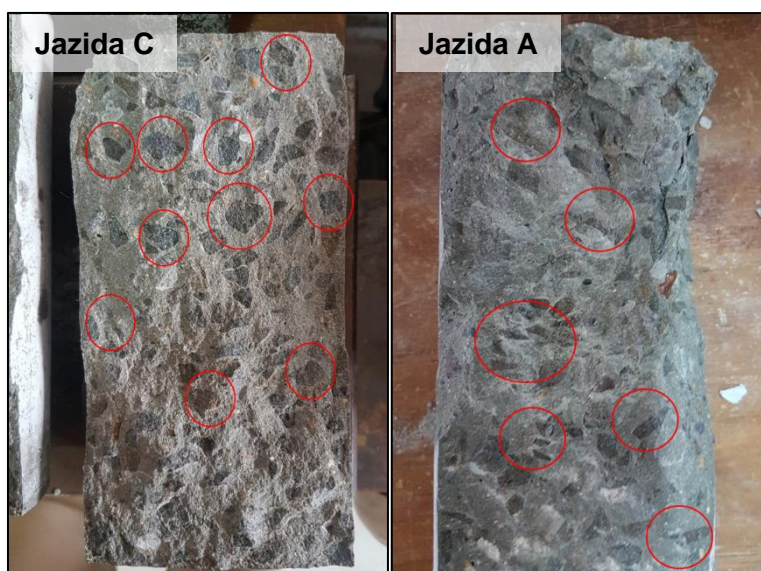
Assim, de acordo com Domone (2006), observa-se que a resistência à compressão do CAA é controlada principalmente pela composição da fração aglutinante e da relação água/cimentícios.

Com relação a influência da localização da jazida na resistência à compressão, percebe-se na Figura 74, que os concretos da jazida C, B_{3/8}C e B_{1/2}+B_{3/8}C, apresentam resistência à compressão superior aos concretos produzidos com agregados de mesma granulometria das outras regiões estudadas.

Os melhores resultados de resistência à compressão verificados nos CAA's da jazida C podem ser atribuídos a forma mais cúbica do agregado graúdo, o qual apresenta índice de forma inferior aos demais e de acordo com o limite estabelecido pela ABNT NBR 7211 (2009).

Esta diferença entre os agregados pode ser observada na Figura 75, a qual apresenta um corpo de prova do CAA da jazida C e outro da jazida A após o ensaio de resistência à compressão.

Figura 75 – Corpo de prova dos concretos das jazidas C e A após o ensaio de resistência à compressão



Fonte: a própria autora

Para os concretos produzidos com os agregados da jazida B, observa-se ainda, na Figura 74, uma menor resistência à compressão para as granulometrias $B_{1/2}$ e $B_{1/2}+B_{3/8}$ ao comparar com os demais CAA's. Este comportamento pode estar relacionado as fraturas verificadas na rocha desta região em função do maior grau de intemperização indicado pelo maior teor de ferro observado no ensaio de FRX.

Adicionalmente a análise dos resultados da Figura 74, verifica-se por meio da ANOVA, apresentada na Tabela 37, que há interação entre os fatores estudados (p -valor < 5%), ou seja, o comportamento da resistência à compressão para uma determinada granulometria varia ao se alterar a localização da jazida do agregado graúdo.

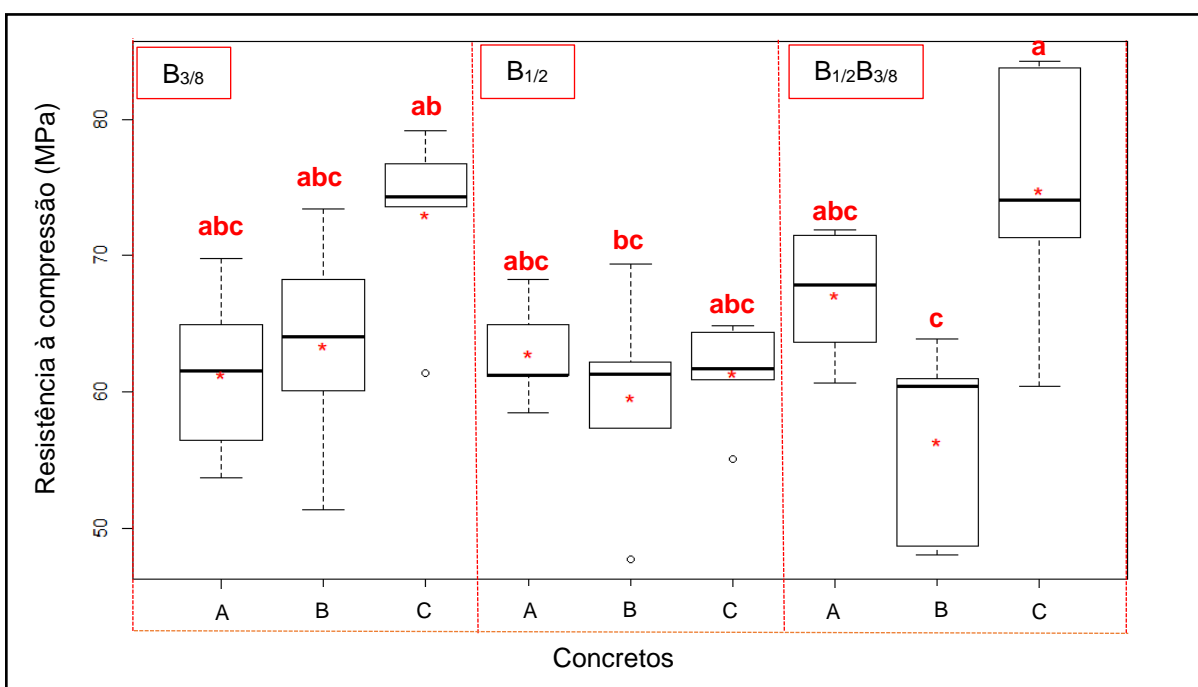
Tabela 37 - Análise de variância para a resistência à compressão dos CAA's

Causas de Variação	Grau de liberdade	Soma dos quadrados (S.Q.)	Quadrado médio (Q.M.)	F-valor	P-valor
Granulometria	2	225,51	112,75	2,36	0,1084
Localização da jazida	2	748,88	374,44	7,85	0,0015
Interação entre granulometria e localização da jazida	4	518,99	129,75	2,72	0,0445
Resíduos	36	1716,24	47,67		

Fonte: a própria autora

Além disso, com base na Tabela 37, observa-se também, que ao variar a granulometria não são verificadas diferenças significativas para as resistências à compressão (p -valor=0,1084). Por outro lado, para a variação da localização da jazida conclui-se que pelo menos um resultado é estatisticamente diferente dos demais (p -valor=0,0015).

A análise da ANOVA é confirmada pelos resultados do teste de Tukey e pelo box-plot apresentados na Figura 76, pelos quais, observa-se que apenas os concretos $B_{1/2}+B_{3/8}B$ e $B_{1/2}+B_{3/8}C$ são estatisticamente diferentes.

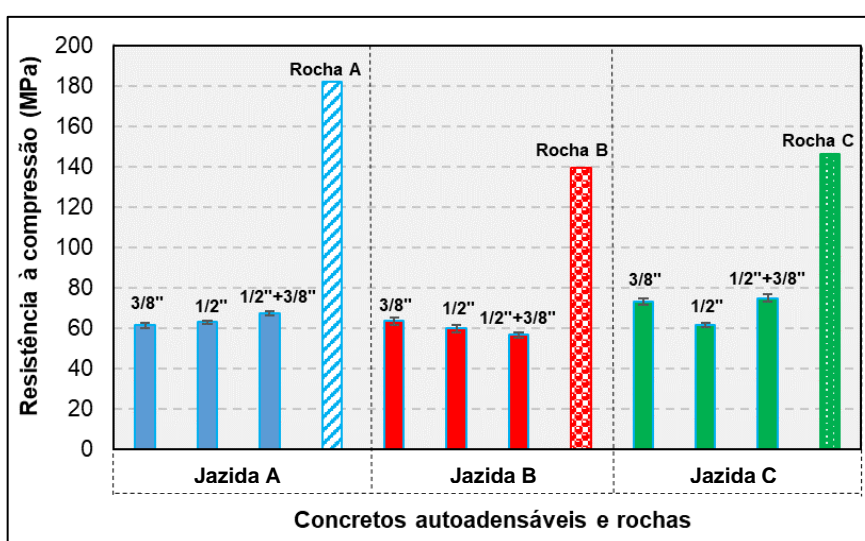
Figura 76 - Resultado do teste de Tukey e box-plot dos dados de resistência à compressão.

Fonte: a própria autora

A partir desta análise, pode-se concluir que somente a localização da jazida do agregado graúdo gerou influência significativa para a resistência à compressão do concreto autoadensável.

Conforme verificado na literatura, esperava-se que a resistência à compressão do CAA apresentasse mesma tendência da resistência à compressão da rocha, entretanto, este comportamento não foi observado nos resultados obtidos neste trabalho, como pode-se visualizar na Figura 77.

Figura 77 - Comparação entre a resistência à compressão das rochas com o resultados obtidos para os concretos autoadensáveis



Fonte: a própria autora

Na Figura 77, verifica-se, então, que apesar da rocha da jazida A apresentar resistência à compressão significativamente maior que as demais regiões, os concretos produzidos com os agregados desta jazida possuem resistência à compressão semelhante e em alguns casos inferior a obtida nos concretos das regiões B e C.

Assim, observa-se que fatores como a forma do agregado podem ter exercido influência mais significativa do que as propriedades mecânicas da rocha, uma vez que o índice de forma dos agregados da jazida A estão fora do limite estabelecido pela ABNT NBR 7211 (2009).

4.2.3.2. Curva tensão-deformação, módulo de elasticidade dinâmico e módulo de elasticidade estático

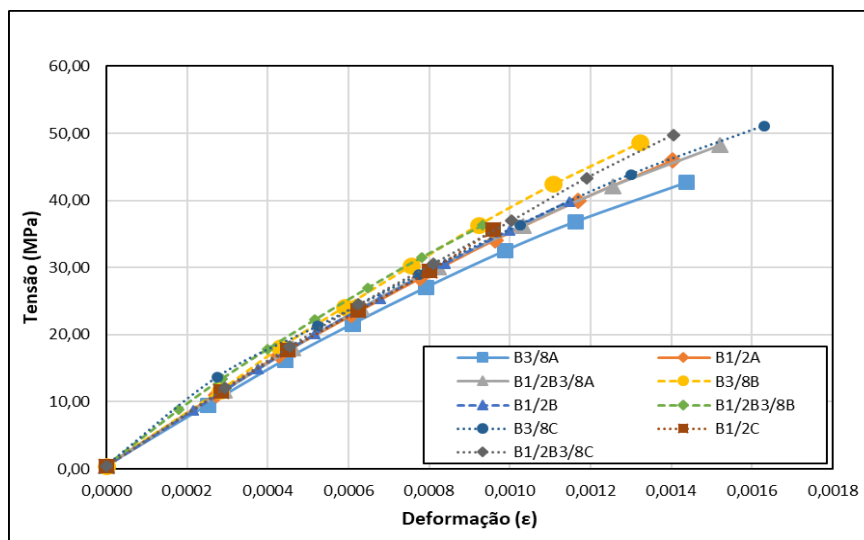
Para a determinação da curva tensão-deformação e do módulo de elasticidade estático, tanto o tangente inicial quanto o secante, foi necessária a estimativa da resistência à compressão a partir da ruptura de no mínimo dois corpos de prova (ABNT NBR 8522, 2017). Sendo assim, na Tabela 38 estão apresentados os valores de resistência à compressão estimados.

Tabela 38 - Resistência à compressão para o ensaio do módulo de elasticidade estático (n=2)

Concretos autoadensáveis		Resistência à compressão média (MPa)	S _d (MPa)	CV _e (%)
Granulometria	Jazida			
B _{3/8}	A	59,34	4,98	8,40
	B	64,17	3,59	5,60
	C	76,72	2,15	2,80
B _{1/2}	A	61,21	0,02	0,04
	B	54,52	6,00	11,00
	C	62,89	1,74	2,77
B _{1/2} +B _{3/8}	A	64,27	3,18	4,95
	B	48,36	0,26	0,53
	C	65,86	4,85	7,36

Fonte: a própria autora

A partir do exposto, na Figura 78 estão apresentados, primeiramente, os resultados do ensaio de determinação da curva tensão-deformação dos concretos autoadensáveis produzidos.

Figura 78 - Curva tensão-deformação dos nove CAA's

Fonte: a própria autora

Na Figura 78 verifica-se que, todos os concretos apresentaram comportamento tensão-deformação semelhantes. Além disso, observar-se que a curvatura não é tão evidente quanto a verifica no concreto convencional. Tal comportamento pode ser justificado pela zona de transição, neste caso, mais densa, em função principalmente da maior adição de finos e menor teor de agregado graúdo.

Na Tabela 39 estão apresentados os resultados médios de módulo de elasticidade dinâmico por ultrassom (E_d), módulo de elasticidade estático tangente inicial ($E_{ci,m}$), bem como os resultados de módulo de elasticidade secante ($E_{cs,m}$) e o módulo de elasticidade estático estimado considerando a resistência à compressão aos 28 dias da Tabela 36 por meio das equações das normas nacional e internacionais.

Tabela 39 - Módulo de elasticidade dinâmico (E_d), módulo de elasticidade estático tangente inicial ($E_{ci,m}$), módulo de elasticidade secante ($E_{cs,m}$) e módulo de elasticidade estimado

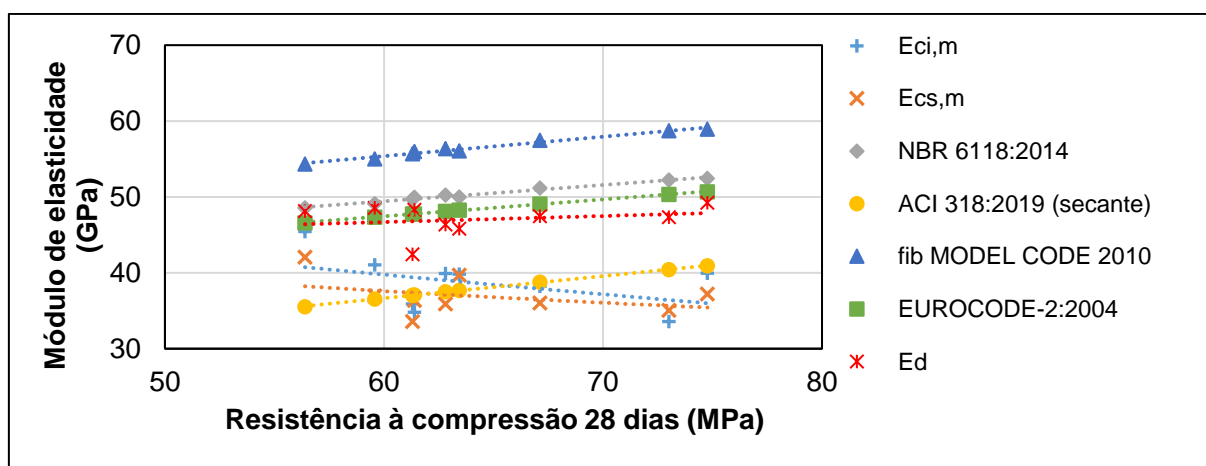
Concretos autoadensáveis		E_d (GPa)	$E_{ci,m}$ (GPa)	$E_{cs,m}$ (GPa)	ABNT NBR 6118: 2014	ACI 318:2019 (secante)	fib MODEL CODE 2010	EUROCODE- 2:2004
Granulometria	Jazida							
B _{3/8}	A	42,46	35,92	33,58	49,71	37,05	55,71	47,76
	B	45,83	39,82	39,68	50,00	37,69	56,06	48,25
	C	47,33	33,60	35,08	52,24	40,44	58,72	50,33
B _{1/2}	A	46,37	39,89	35,92	50,26	37,50	56,36	48,11
	B	48,57	41,04	36,94	49,12	36,53	55,01	47,35
	C	48,29	34,79	36,35	49,94	37,08	55,98	47,78

Concretos autoadensáveis		E_d (GPa)	$E_{ci,m}$ (GPa)	$E_{cs,m}$ (GPa)	ABNT NBR 6118: 2014	ACI 318:2019 (secante)	fib MODEL CODE 2010	EUROCODE- 2:2004
Granulometria	Jazida							
B _{1/2} +B _{3/8}	A	47,47	38,24	36,05	51,17	38,77	57,46	49,07
	B	48,12	45,43	42,08	48,55	35,54	54,33	46,58
	C	49,26	39,94	37,22	52,42	40,92	58,95	50,69

Fonte: a própria autora

Com o intuito de verificar se as equações normativas existentes são aplicáveis para a estimativa do módulo de elasticidade do CAA, a partir dos valores apresentados Tabela 39, foram construídas curvas de correlação entre módulo de elasticidade e resistência à compressão, as quais estão apresentadas na Figura 79.

Figura 79 - Correlação entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão



Fonte: a própria autora

Ao analisar a Figura 79, observa-se que os módulos calculados pelas normas ABNT NBR 6118 (2014), EUROCODE-2 (2004) e *fib* MODEL CODE (2010) se mostram superiores aos estáticos obtidos experimentalmente, sendo verificadas diferenças entre 2,52% e 74,77%. Tal comportamento pode estar relacionado ao fato de que as equações para estimativa do módulo de elasticidade tangente inicial propostas por estas normas são específicas para concretos convencionais.

Segundo a ACI 318 (2019), para alguns tipos especiais de concretos os valores obtidos experimentalmente podem diferir significativamente dos calculados pelas equações propostas pelos códigos. No caso, do CAA, como verificado neste estudo, esta diferença pode estar relacionada, principalmente, ao menor volume de agregado graúdo presente nas misturas.

Ainda para a Figura 79, verifica-se também, que a norma americana ACI 318 (2019), a qual realiza a estimativa do módulo de elasticidade secante, apresentou valores estimados próximos ao módulo de elasticidade secante ($E_{cs,m}$) e tangente inicial ($E_{ci,m}$) obtidos experimentalmente neste trabalho, fato também verificado por Cabral, Monteiro e Helene (2014).

Além disso, constata-se que para o módulo de elasticidade dinâmico por ultrassom os valores obtidos experimentalmente se aproximam do estimado pelo EUROCODE-2 (2004). Outro ponto de importante discussão na Figura 79 é o comportamento inversamente proporcional verificado no módulo de elasticidade estático em relação a resistência à compressão.

Este comportamento não usual, pode estar relacionado ao maior teor de argamassa verificado nos CAA's produzidos neste trabalho. Desta maneira, apesar das elevadas resistências à compressão obtidas, como os concretos possuíam um teor de agregado graúdo reduzido, estes acabaram apresentando uma maior deformação.

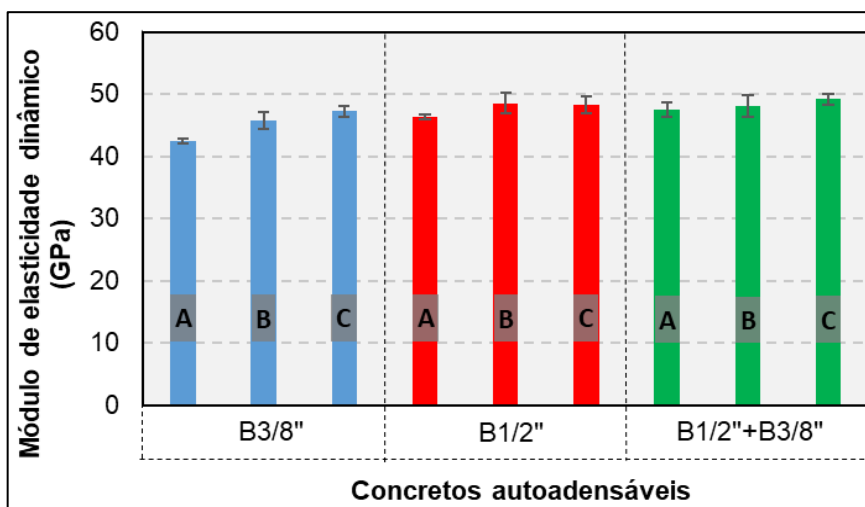
Esta tendência não foi visível nas curvas de estimativa pelas diversas normas, pois as equações propostas não consideram o teor de agregado graúdo utilizado, baseando-se apenas na resistência à compressão aos 28 dias dos concretos produzidos. Fato que, assim como visto anteriormente, justifica as significativas diferenças verificadas entre os valores experimentais e estimados.

Um outro fator que pode ter interferido no comportamento do módulo de elasticidade dos CAA's são os possíveis erros durante a execução do ensaio com o compressômetro mecânico, principalmente em relação a calibração dos relógios comparadores, a qual é realizada manualmente, e acaba por ser de difícil execução e de elevada sensibilidade.

O estudo realizado por Araújo, Guimarães e Geyer (2012) demonstra bem o ocorrido no ensaio desenvolvido neste trabalho. Os autores verificaram que os extensômetros elétricos, possuem leituras mais consistentes, menores coeficientes de variação e a minimização de erros de leitura por parte do operador, quando comparado ao compressômetro mecânico.

Em relação ao módulo de elasticidade dinâmico por ultrassom (E_d), os resultados apresentados na Tabela 39, estão representados na Figura 80.

Figura 80 - Gráfico dos valores médios de módulo de elasticidade dinâmico por ultrassom



Fonte: a própria autora

Na Figura 80, destaca-se que ao se variar a granulometria do agregado os concretos da jazida A, apresentaram diferença mais significativa no módulo de elasticidade dinâmico, tendo o CAA B_{1/2}A módulo dinâmico 9,21% maior que o B_{3/8}A.

Com relação a localização da jazida, verifica-se na Figura 80 que os concretos da jazida C possuem módulo de elasticidade dinâmico levemente superior aos obtido nas demais regiões, tal comportamento pode estar relacionado a forma mais cúbica do agregado que confere uma estrutura intertravada, tendo menor volume de vazios, que poderiam vir a interferir na propagação da onda ultrassônica.

Na Tabela 40 apresenta-se a análise de variância para o módulo de elasticidade dinâmico por ultrassom.

Tabela 40 - Análise de variância para o módulo de elasticidade dinâmico

Causas de Variação	Grau de liberdade	Soma dos quadrados (S.Q.)	Quadrado médio (Q.M.)	F-valor	P-valor
Granulometria	2	97,16	48,58	34,82	7,26e ⁻⁶
Localização da jazida	2	78,60	39,30	28,17	1,16e ⁻⁶
Interação entre granulometria e localização da jazida	4	23,14	5,78	4,15	0,0060
Resíduos	45	62,77	1,39	-	-

Fonte: a própria autora

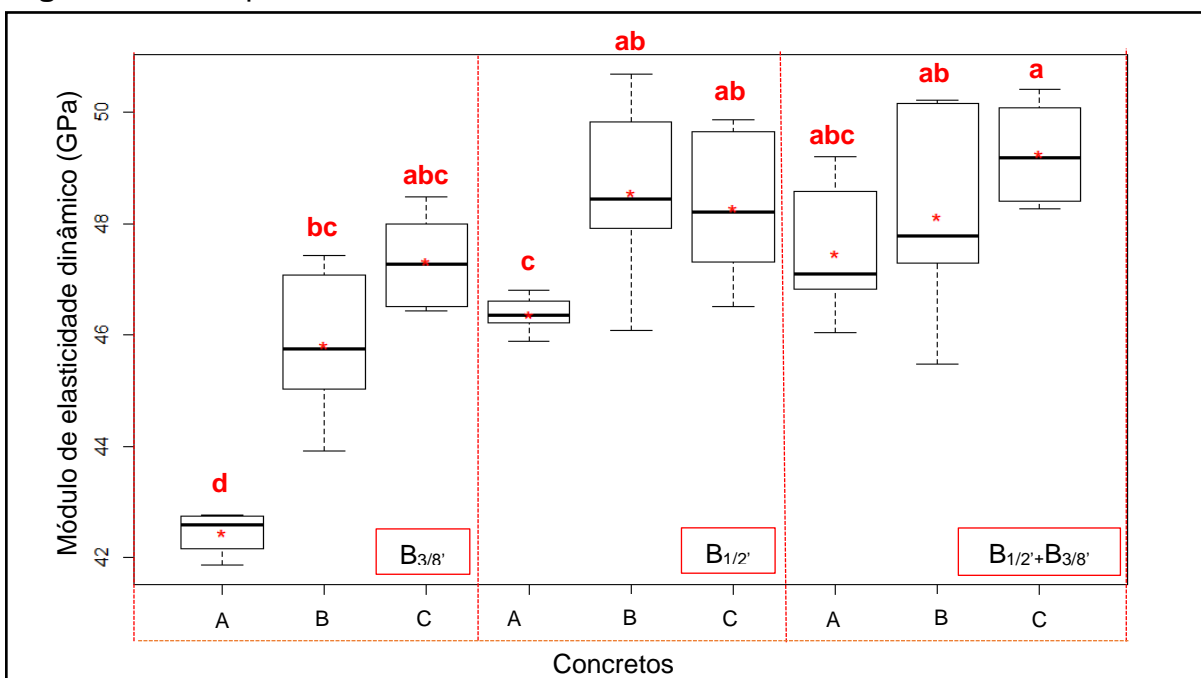
Por intermédio da ANOVA, Tabela 40, verificou-se que ao variar a granulometria ($p\text{-valor}=7,26e^{-6}$) e localização da jazida ($p\text{-valor}=1,16e^{-6}$) são observadas diferenças significativas para o módulo de elasticidade dinâmico, além disso observa-se também, que os fatores estudados são dependentes entre si.

Na Tabela 40, por meio da análise da variância do módulo de elasticidade dinâmico, verifica-se também, que 76 % da variação total dos resultados pode ser explicada pela granulometria, localização da jazida e pela interação destes dois fatores, sendo que os outros 24 % pode ser atribuído a fatores não considerados, como por exemplo, o índice de forma do agregado graúdo.

Por fim, ainda na Tabela 40 e tomando como base a magnitude dos valores de F, pode-se constatar uma maior influência da granulometria se comparada a localização da jazida do agregado graúdo no módulo de elasticidade dinâmico do CAA.

Na Figura 81 pode-se observar o resultado para o teste de Tukey e o box-plot para visualização do comportamento do módulo de elasticidade dinâmico por ultrassom dos concretos produzidos.

Figura 81 - Box-plot dos dados de módulo de elasticidade dinâmico



Fonte: a própria autora

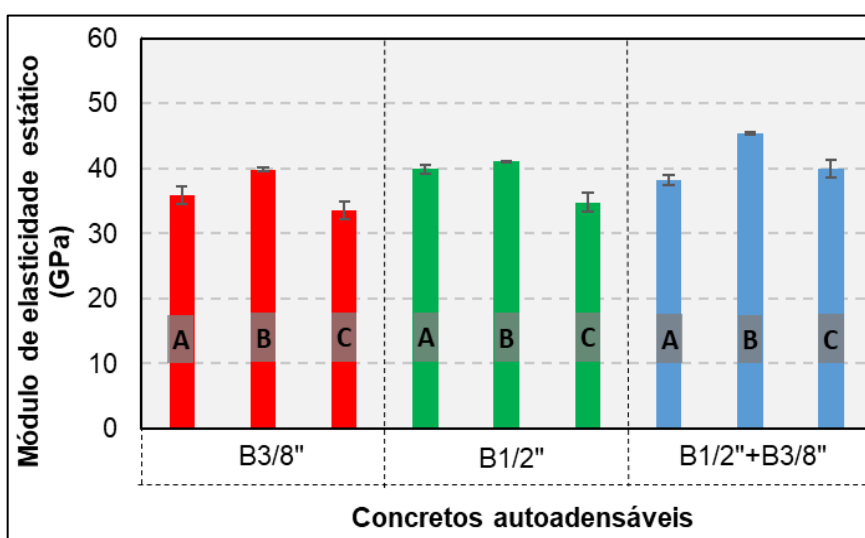
Com base na Figura 81, pode-se constatar que ao variar a granulometria os concretos da jazida A apresentaram módulos distintos, sendo o concreto B_{3/8}A

diferente dos demais. Em relação a localização da jazida do agregado graúdo, o módulo dinâmico do CAA B_{3/8}A difere do obtido nos concretos B_{3/8}B e B_{3/8}C. Os demais concretos não apresentaram diferenças significativas.

Tal análise demonstra que o aumento da dimensão máxima do agregado e a variação da localização da jazida influenciou no módulo de elasticidade dinâmico do CAA, uma vez que foram verificadas diferenças significativas.

Após o ensaio dinâmico, o módulo de elasticidade estático tangente inicial ($E_{ci,m}$) dos concretos autoadensáveis foi determinado, os resultados da Tabela 39 estão apresentados graficamente na Figura 82.

Figura 82 - Gráfico dos valores médios de módulo de elasticidade estático



Fonte: a própria autora

Ao observar a Figura 82, constata-se ligeiros aumentos do módulo de elasticidade estático, ao aumentar a dimensão máxima do agregado graúdo e sua compactidade. Para a variação da localização da jazida, observa-se que os concretos produzidos com agregados da jazida B apresentaram módulo de elasticidade sutilmente superiores aos demais para as três granulometrias estudadas.

Os resultados obtidos para a influência da granulometria do agregado graúdo no módulo de elasticidade do concreto autoadensável é corroborado por Santos *et al.* (2015), Nikbin *et al.* (2014) e Leite (2007), os quais verificaram que o aumento da dimensão máxima resultou também pequenos aumentos do módulo de elasticidade.

Com relação a variação da localização da jazida, esperava-se que os concretos produzidos com os agregados da jazida A apresentassem maior módulo de

elasticidade, uma vez que a rocha desta jazida se mostrou menos deformável. Entretanto, em função, provavelmente, do índice de forma dos agregados, os resultados obtidos foram próximos ou até mesmo inferiores aos obtidos para os CAA's das regiões B e C.

Para os concretos da jazida C, já eram esperados menores valores de módulo de elasticidade estático, uma vez que para a rocha desta jazida também foi obtido um menor módulo de elasticidade, em decorrência da maior porosidade da rocha verificada no ensaio de μ -CT.

Para verificar se os fatores estudados influenciam significativamente nos resultados obtidos, na Tabela 41 está apresentada a tabela da ANOVA para o módulo de elasticidade estático.

Tabela 41 - Análise de variância para o módulo de elasticidade estático

Causas de Variação	Grau de liberdade	Soma dos quadrados (S.Q.)	Quadrado médio (Q.M.)	F-valor	P-valor
Granulometria	2	84,87	42,434	37,91	6,51e ⁻⁶
Localização da jazida	2	122,64	61,32	54,78	9,25e ⁻⁶
Interação entre granulometria e localização da jazida	4	32,20	8,05	7,19	0,0034
Resíduos	12	13,43	1,12	-	-

Fonte: a própria autora

De acordo com a análise da ANOVA na Tabela 41, verifica-se que há diferenças significativas no módulo de elasticidade para as diferentes granulometrias estudadas (p -valor=6,51e⁻⁶) e para os resultados em função da localização da jazida (p -valor=9,25e⁻⁶).

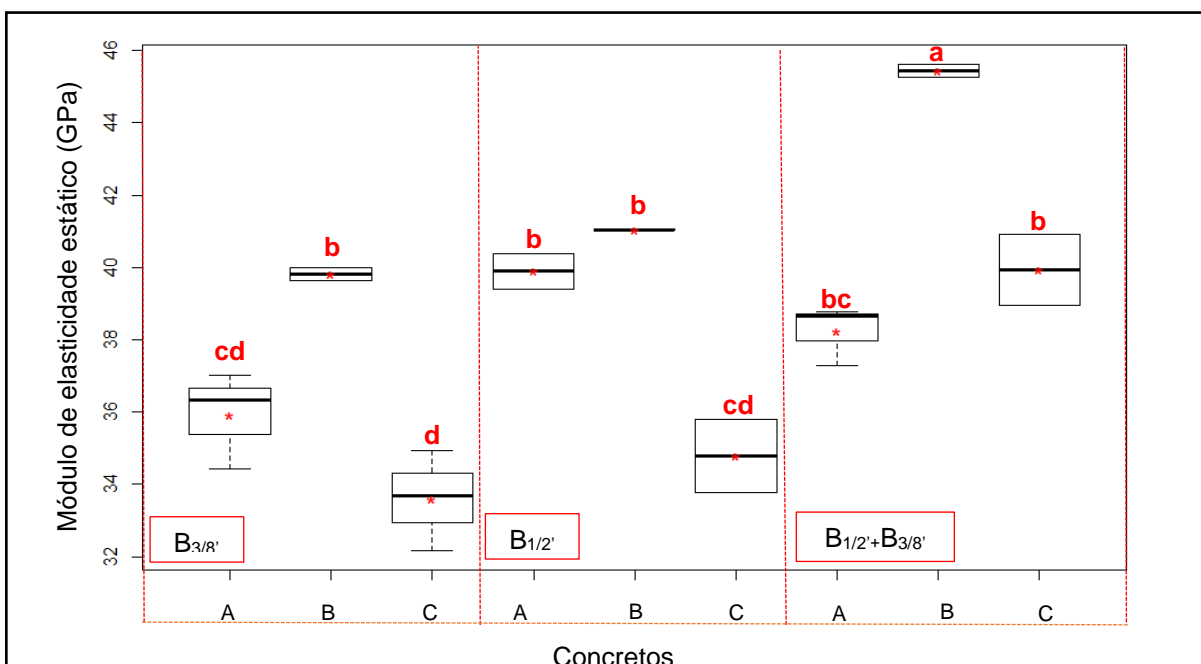
Na Tabela 41, observa-se também que, há interação significativa entre os fatores estudados (p -valor=0,0034), sendo que o comportamento módulo de elasticidade estático para uma determinada granulometria varia ao se alterar a localização da jazida do agregado e vice-versa.

Além disso, por meio da Tabela 41 e com base na análise da variância, o valor resultante do coeficiente de determinação do modelo adotado (R^2) mostrou que 95 % da variação total dos resultados pode ser explicada pela granulometria e localização da jazida do agregado e pela interação destes dois fatores.

Ainda com relação a ANOVA, na Tabela 41, pode-se constatar considerando a magnitude dos valores de F-valor, que há uma maior influência da localização da jazida (F-valor=54,77) se comparada a granulometria do agregado graúdo (F-valor=37,90) no módulo de elasticidade estático dos CAA's.

Na Figura 83 está apresentado o teste de Tukey juntamente com o box-plot para os dados de módulo de elasticidade estático.

Figura 83 - Teste de Tukey e box-plot dos dados de módulo de elasticidade estático



Fonte: a própria autora

Ao observar a Figura 83, verifica-se para a variação da granulometria, que o módulo de elasticidade do concreto B_{3/8}A é diferente estatisticamente dos concretos B_{1/2}A e B_{1/2}+B_{3/8}B, assim como o módulo estático do CAA B_{1/2}+B_{3/8}B em relação ao do B_{3/8}B e do B_{1/2}B e o do concreto B_{1/2}C quando comparado ao B_{3/8}C e ao B_{1/2}+B_{3/8}C.

Em relação a localização da jazida, na Figura 83 pode-se destacar que para as britas B_{3/8}' e B_{1/2}+B_{3/8}', os CAA's produzidos com o agregado da jazida B apresentaram módulo de elasticidade estatisticamente diferente dos produzidos com agregados das regiões A e C. Para a brita B_{1/2}' os concretos da jazida C apresentaram módulo de elasticidade significativamente diferente dos demais.

Sendo assim, a partir da verificação de diferenças significativas no módulo de elasticidade dos concretos produzidos, conclui-se que a granulometria e a localização

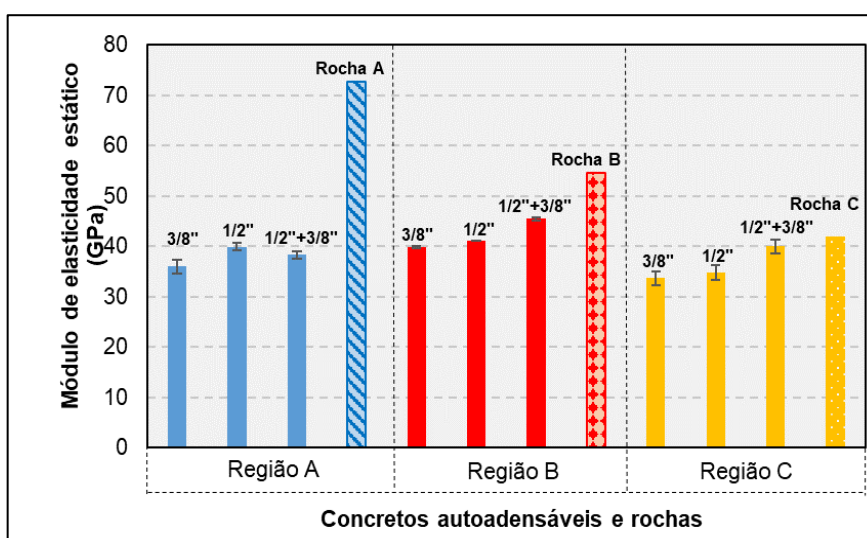
da jazida do agregado possuem influência significativa no módulo de elasticidade do concreto autoadensável.

No que diz respeito propriamente a variação da localização da jazida do agregado de mesma mineralogia, verifica-se que, diferente do proposto na ABNT NBR 6118 (2014), a utilização de um mesmo tipo de agregado, mas proveniente de diferentes locais de extração, produziu diferenças significativas no módulo de elasticidade com 95% de confiança.

Tal resultado evidencia a importância da caracterização do agregado utilizado na produção do concreto, uma vez que, observa-se que, o coeficiente proposto pela norma, α_e , acaba generalizando as propriedades do agregado graúdo, as quais como observado na literatura e nos resultados obtidos neste trabalho, estão intimamente ligadas as características da rocha mãe e do local de extração do agregado graúdo.

A fim de ilustrar o comportamento do módulo de elasticidade em função da localização da jazida do agregado, a Figura 84 apresenta um comparativo entre o módulo de elasticidade estático das diferentes rochas utilizadas e o módulo de elasticidade estático dos CAA's produzidos com os agregados destas rochas.

Figura 84 - Comparação entre o módulo de elasticidade estático das rochas com o resultados obtidos para os concretos autoadensáveis



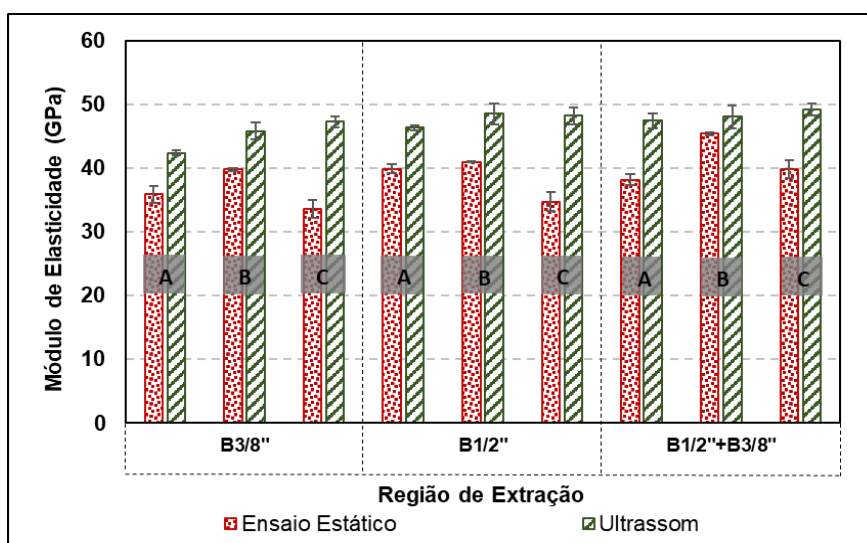
Fonte: a própria autora

Na Figura 84 observa-se que, o módulo de elasticidade dos CAA's produzidos com os agregados das regiões B e C seguiram a mesma tendência dos resultados das rochas. Assim, pode-se inferir que as propriedades mecânicas da rocha, como o

seu módulo de elasticidade, influenciaram de forma significativa o módulo de elasticidade do concreto autoadensável.

Adicionalmente as análises já realizadas, a partir dos resultados de módulo de elasticidade estático e dinâmico, obteve-se o gráfico representado na Figura 85, a fim de comparação.

Figura 85 - Comparação entre o módulo de elasticidade estático e o módulo dinâmico dos CAA's produzidos



Fonte: a própria autora

Observando a Figura 85, destaca-se que a maior diferença entre o módulo de elasticidade estático e o dinâmico é verificada no concreto B_{3/8}C, no qual o módulo de elasticidade dinâmico é 40,87% maior que o estático. Os demais concretos possuem módulo dinâmico de 5,93% a 38,82% maior que o estático.

Tal diferença é esperada para os concretos, uma vez que de acordo com Mehta e Monteiro (2014), o módulo de elasticidade dinâmico é geralmente 20% maior que o módulo de elasticidade estático para concretos de alta resistência, 30% maior para os de média e, 40% maior para os de baixa resistência.

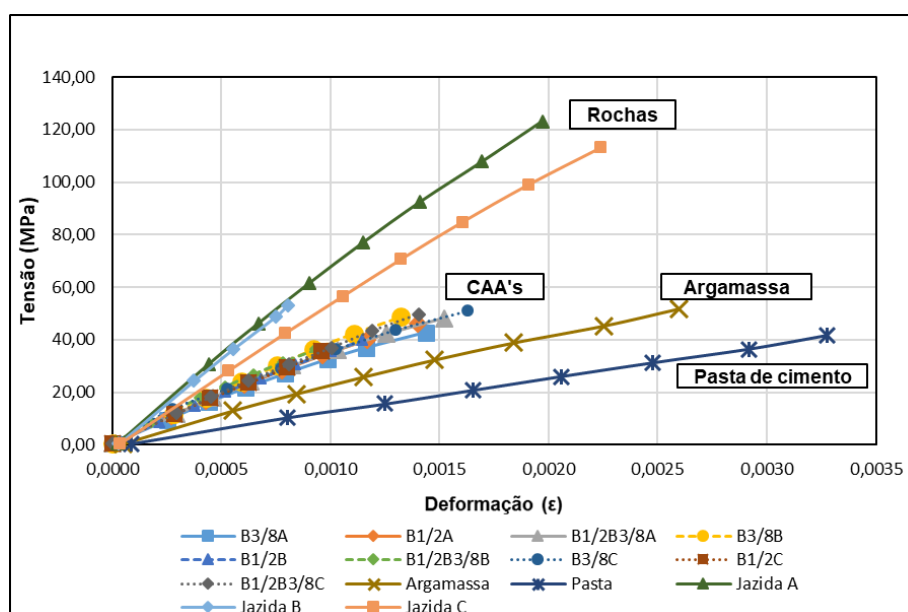
4.2.3.3. Comportamento tensão-deformação do concreto autoadensável e de suas fases constituintes

De acordo com Gujel, Kazmierczak e Masuero (2017), Neville (2016) e De Marchi (2011), a não linearidade verificada no diagrama tensão deformação do concreto, deve-se à presença da zona de transição entre o agregado e a pasta de

cimento, que possui vazios, concentração de cristais de hidróxido de cálcio e microfissuras, fatores esses, que afetam o módulo de elasticidade.

No caso do concreto autoadensável produzido neste trabalho, verifica-se por meio da Figura 86, que a curva tensão deformação obtida, apresenta uma tendência similar a verificada na fase de argamassa, enquanto a pasta de cimento apresenta relação tensão-deformação praticamente linear.

Figura 86 - Comportamento tensão-deformação do CAA e suas fases



Fonte: a própria autora

O comportamento semelhante das curvas das fases argamassa e concreto era esperado em virtude do maior consumo de argamassa no CAA quando este é comparado com o CC. Além disso, com a redução do volume de agregado graúdo há uma redução da zona de transição, diminuindo a probabilidade de fissuras e vazios, corroborando ainda mais para a semelhança entre as fases.

Porém, considerando a contribuição considerável do agregado graúdo para o módulo de elasticidade, mesmo em um menor volume, é possível observar a diferença da fase concreto para a fase argamassa por meio do deslocamento da curva concreto para a esquerda, indicando menor deformabilidade.

Com relação a utilização de agregado provenientes de diferentes regiões de extração, observa-se na Figura 86, que as curvas dos nove concretos produzidos apresentam mesma tendência de comportamento tensão-deformação.

Entretanto os concretos $B_{3/8}C$, $B_{1/2}+B_{3/8}C$ e $B_{1/2}+B_{3/8}B$, possuem uma menor deformabilidade, enquanto que o concreto $B_{3/8}A$, o qual apresentou um menor módulo de elasticidade em relação aos demais CAA's. Comportamento diferente do observado nas rochas, para as quais observou-se uma maior deformabilidade para a jazida C em comparação com as jazidas A e B.

Tal resultado pode estar relacionado a forma do agregado e também ao maior teor de argamassa nos concretos que acabam por não permitir observar o efeito das características mecânicas da rocha no comportamento tensão-deformação do CAA.

4.2.4. Considerações Parciais Sobre o Estudo 2

Sobre a produção dos CAA's, em relação ao ponto de saturação do aditivo superplastificante, adotou-se o teor de 0,4% de aditivo em relação a massa de cimento. Sobre a argamassa selecionada, a Arg_32 apresentou índices G_m e R_m mais elevados, por este motivo foi utilizada para o estudo do consumo de argamassa em concreto e produção do CAA.

Em relação ao consumo de argamassa em função dos vazios de agregado graúdo, verificou-se que o volume de agregado graúdo em relação ao volume de concreto igual a aproximadamente 24% permitiu encontrar excessos de argamassa que propiciaram o desenvolvimento de concretos autoadensáveis.

Sobre as propriedades mecânicas dos CAA's produzidos em função das diferentes regiões de extração e granulometrias, observou-se, considerando as análises estatísticas realizadas, que:

- Para a resistência à compressão, os dois fatores estudados, granulometria e localização da jazida, são dependentes entre si, ou seja, verifica-se diferenças de comportamento de um fator nos diferentes níveis do outro fator.
- A granulometria do agregado graúdo não possui influência significativa na resistência à compressão do concreto autoadensável, sendo, que de acordo com a literatura, o efeito da relação água/cimentícios e a composição da pasta é mais significativo. Para a localização da jazida do agregado, verificou-se uma sutil influência nos concretos produzidos com as combinações de agregados, entretanto, para os demais CAA's não se constatou o mesmo.

- No caso do módulo de elasticidade estático e dinâmico, os fatores estudados são dependentes entre si. Assim, o efeito do fator granulometria sobre o módulo de elasticidade estático é diferente dependendo da localização da jazida do agregado e vice-versa.
- A granulometria e a localização da jazida do agregado possuem influência significativa no módulo de elasticidade do concreto autoadensável, entretanto, o efeito da localização da jazida é mais evidente para o módulo estático do que o da granulometria. Além disso, outros fatores, como a forma do agregado, podem também exercer influência.
- Para o módulo de elasticidade dinâmico observa-se diferenças significativas no caso de alguns concretos, sendo que a granulometria possui uma influência mais significativa para os resultados obtidos.

Conclui-se também, que apenas a norma ACI 318 (2019) apresentou valores estimados próximos ao módulo de elasticidade secante ($E_{cs,m}$) e tangente inicial ($E_{ci,m}$) obtidos experimentalmente.

Por fim, em relação ao comportamento tensão-deformação dos concretos autoadensáveis produzidos, verificou-se tendência semelhante para todos os concretos e comportamento da curva próximo ao observado na curva da fase argamassa, principalmente em função do maior consumo de argamassa e redução no volume de agregado graúdo.

5. CONCLUSÃO

Este trabalho buscou verificar a influência da localização da jazida e da granulometria nas propriedades mecânicas do CAA, principalmente em relação ao módulo de elasticidade, o qual tende a apresentar reduções em função do menor volume de agregado graúdo presente na mistura.

Diante dos resultados obtidos e com base nas análises estatísticas realizadas, verificou-se para o Estudo 1, que a localização da jazida da rocha de basalto influenciou significativamente em seu módulo de elasticidade estático e dinâmico, porém, não foram verificadas diferenças significativas para a resistência à compressão.

Além disso, em função de alterações na composição química e na porosidade, e da presença ou não de fraturas, observou-se que tanto para a resistência à compressão, quanto para o módulo de elasticidade, a rocha da jazida A apresentou melhor desempenho se comparada as rochas das jazidas B e C.

Para a rocha da jazida B verificou-se uma menor resistência à compressão, principalmente em função da presença de fraturas nos testemunhos, as quais são resultantes de um processo de intemperização mais intenso, indicado pela maior presença de ferro na composição química da rocha desta jazida.

Para a jazida C obteve-se um menor módulo de elasticidade, tanto estático, quanto dinâmico, em decorrência da maior porosidade verificada nas amostras desta jazida por meio do ensaio de μ -CT.

Com relação aos resultados do Estudo 2, constatou-se que, entre as normas nacionais e internacionais estudadas, apenas a ACI 318 (2019) apresentou valores estimados de módulo de elasticidade próximos aos obtidos experimentalmente.

No que se refere a curva tensão-deformação do CAA, verificou-se que a variação da localização da jazida e da granulometria não alteraram a tendência da curva. Além disso, observou-se que, em função do maior teor de argamassa, o comportamento tensão-deformação da fase concreto é semelhante a curvatura observada na fase argamassa.

Sobre a resistência à compressão dos CAA's, constatou-se que, a variação da granulometria não gerou influência significativa nos resultados obtidos, já para a variação da localização da jazida observou-se diferenças significativas apenas nos concretos produzidos com as combinações de agregados $B_{1/2}+B_{3/8}$.

Para o módulo de elasticidade estático e dinâmico, verificou-se por meio das análises estatísticas, que a variação da granulometria e da localização da jazida influenciaram significativamente nos resultados encontrados. Sendo que, no caso do módulo estático, os fatores estudados foram responsáveis por 95% da variação total observada.

Adicionalmente, constatou-se que a localização da jazida possui influência mais significativa no módulo de elasticidade estático do CAA. Enquanto que, para o módulo dinâmico, observa-se influência mais evidente da granulometria.

Tais observações, evidenciam a importância da caracterização do agregado graúdo utilizado na produção do concreto para a estimativa do módulo de elasticidade, uma vez que, conforme observado nos resultados obtidos, ao não considerar as características dos agregados de mesma mineralogia, existe a possibilidade dos mesmos não atenderem ao módulo de elasticidade estimado pela ABNT NBR 6118 (2014).

Quanto aos resultados obtidos, esperava-se que os CAA's produzidos com os agregados da jazida A apresentassem um melhor desempenho mecânico, uma vez que a rocha desta jazida possui resistência à compressão e módulo de elasticidade superiores. Mas, como observado, em função da forma mais lamelar do agregado, foram obtidos resultados similares e até inferiores aos verificados nas demais regiões.

Para os concretos da jazida C, $B_{3/8}C$ e $B_{1/2}+B_{3/8}C$, verificou-se um melhor desempenho mecânico, em função, especialmente, da forma mais uniforme do agregado, a qual gerou um melhor intertravamento da estrutura colaborando para maiores valores de resistência à compressão e de módulo de elasticidade dinâmico.

Por outro lado, para módulo estático, observa-se que os concretos da jazida C possuem valores inferiores, principalmente para as granulometrias $B_{3/8}$ e $B_{1/2}$, fato que pode estar relacionado a porosidade da rocha causada por microfissuras, como observado no ensaio de μ -CT.

Assim, conclui-se que a utilização de diferentes granulometrias e principalmente, a variação da localização da jazida do agregado graúdo de mesma origem mineralógica possuem influência significativa no módulo de elasticidade do concreto autoadensável.

5.1. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Considerando as limitações deste trabalho, propõe-se para estudos futuros os seguintes temas:

- Estudo das propriedades mecânicas do CAA com rochas de diferentes origens mineralógicas;
- Estudos estatísticos para otimização da composição do CAA com o objetivo de aprimoramento do módulo de elasticidade.

REFERÊNCIAS

- ABO DHAHEER, Mohammed S.; KULASEGARAM, Sivakumar; KARIHALOO, Bhushan Lal. Simulation of self-compacting concrete flow in the J-ring test using smoothed particle hydrodynamics (SPH). **Cement and Concrete Research**. v. 89, p. 27-34. 2016.
- ACI COMMITTEE 237, **Self-consolidating concrete**, ACI 237R-07, American Concrete Institute, 2008, 30p.
- ACI COMMITTEE 318, **Building Code Requirements for Structural Concrete**, ACI 318-19, American Concrete Institute, 2019.
- AHMAD S.; UMAR A.; MASOOD A. Properties of Normal Concrete, Self-compacting Concrete and Glass Fibre-reinforced Self-compacting Concrete: An Experimental Study. **Procedia Engineering**. v. 173, p. 807-13, 2017.
- AHMAD, S.; UMAR, A. Characterization of Self-Compacting Concrete. **Procedia Engineering**, v.173, p. 814-821, 2017.
- AKÇAOĞLU, Tülin; TOKYAY, Mustafa; ÇELİK, Tahir. Effect of coarse aggregate size and matrix quality on ITZ and failure behavior of concrete under uniaxial compression. **Cement & Concrete Composites**. v. 26, n. 6, p. 633-638. 2004.
- ALBUQUERQUE, Alexandre Serpa. Agregados. *In*: BAUER, L. A. F. (Ed.). **Materiais de Construção 1**. Rio de Janeiro: LTC-Livros, 1987. 3 ed. p.63-120.
- ALMEIDA FILHO, F. M.; BARRAGÁN, B.E.; CASAS, J.R.; EL DEBS, A.L.H.C. Hardened properties of self-compacting concrete - a statistical approach. **Construction and Building Materials**. v. 24, p. 1608–1615, 2010.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. **ASTM C1611-18**: Standard test method for slump flow of self-consolidating concrete, 2018.
- _____. **ASTM C597-16**: Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete, 2016.
- _____. **ASTM C1610-19**: Standard test method for static segregation of selfconsolidating concrete using column technique, 2019.
- _____. **ASTM C1621-17**: Standard test method for passing ability of selfconsolidating concrete by J-ring, 2017.
- _____. **ASTM C1712-17**: Standard test for rapid assessment of static segregation resistance of self-consolidating concrete using penetration test, 2017.
- _____. **ASTM C1758-15**: Practice for Fabricating Test Specimens with Self-Consolidating Concrete, 2015.

_____. **ASTM E1876-15**: Standard Test Method for Dynamic Young's Modulus, Shear Modulus, and Poisson's Ratio by Impulse Excitation of Vibration, 2015.

ARAÚJO, S. S., GUIMARÃES, G. N., GEYER, A. L. B.. Influência do tipo de medição na determinação do módulo estático de elasticidade do concreto. **IBRACON Structures and Materials Journal**. v. 5, n. 5, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NB-1**: Cálculo e execução de obras de concreto armado – Procedimentos. Rio de Janeiro, 1940.

_____. **NB-1**: Cálculo e execução de obras de concreto armado – Procedimentos. Rio de Janeiro, 1960.

_____. **NBR 5733**: Cimento Portland de alta resistência inicial. Rio de Janeiro, 1991.

_____. **NBR 5738**: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2015.

_____. **NBR 5739**: Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2018.

_____. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 1978.

_____. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 7211**: Agregados para concreto - Especificação. Rio de Janeiro, 2009.

_____. **NBR 7215**: Cimento Portland – Determinação da resistência à compressão. Rio de Janeiro, 2019.

_____. **NBR 7809**: Agregado graúdo - Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2019.

_____. **NBR 8522**: Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro, 2017.

_____. **NBR 10908**: Aditivos para argamassa e concreto - Ensaio de caracterização. Rio de Janeiro, 2008.

_____. **NBR 10341**: Agregado graúdo para concreto - Determinação do módulo de deformação estático e do diagrama tensão-deformação em rocha matriz - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2006.

_____. **NBR 11768:** Aditivos químicos para concreto de cimento Portland. Rio de Janeiro, 2019.

_____. **NBR 12655:** Concreto de cimento Portland - Preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimento. Rio de Janeiro, 2015.

_____. **NBR 15630:** Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação do módulo de elasticidade dinâmico através da propagação de onda ultra-sônica. Rio de Janeiro, 2008.

_____. **NBR 15823-1:** Concreto autoadensável – Parte 1: Classificação, controle e recebimento no estado fresco. Rio de Janeiro, 2017.

_____. **NBR 15823-2:** Concreto autoadensável – Parte 2: Determinação do espalhamento, do tempo de escoamento e do índice de estabilidade visual – Método do cone de Abrams. Rio de Janeiro, 2017.

_____. **NBR 15823-3:** Concreto autoadensável – Parte 3: Determinação da habilidade passante - Método do anel J. Rio de Janeiro, 2017.

_____. **NBR 15823-4:** Concreto autoadensável – Parte 4: Determinação da habilidade passante - Métodos da caixa L e da caixa U. Rio de Janeiro, 2017.

_____. **NBR 15823-5:** Concreto autoadensável – Parte 5: Determinação da viscosidade - Método do funil V. Rio de Janeiro, 2017.

_____. **NBR 15823-6:** Concreto autoadensável – Parte 6: Determinação da resistência à segregação - Métodos da coluna de segregação e da peneira. Rio de Janeiro, 2017.

_____. **NBR 15900-1:** Água para amassamento do concreto- Parte 1: Requisitos. Rio de Janeiro, 2009.

_____. **NBR NM 45:** Agregados – Determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro, 2006.

_____. **NBR NM 46:** Determinação do material fino que passa através da peneira 75 µm, por lavagem. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR NM 52:** Agregado miúdo – Determinação da massa específica e da massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2009.

_____. **NBR NM 53:** Agregado graúdo - Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2009

_____. **NBR NM 248:** Agregados – Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ENGENHARIA E GEOLOGIA – ABGE. **Geologia de Engenharia**. Editores: Antônio M. S. Oliveira, Sérgio N. A. Brito. São Paulo: Associação Brasileira de Engenharia e Geologia, 1998.

ATHIYAMAAN, Vijayakumar; MOHAN, Ganesh. Optimization of SCC mix design using nan-su theory embodying DOE method. **Indian Concrete Journal**. v. 92, n. 1, p.31-41. 2018.

BAMIGBOYE, Gideon; OLUKANNI, David; ADEDEJI, Adeola; JOLAYEMI, Kayode. Experimental Study on the Workability of Self-Compacting Granite and Unwashed Gravel Concrete. **International Journal of Engineering Research in Africa**. v. 31, p. 69-76, 2017.

BRITISH STANDARD INSTITUTION, **BS EN 206-1:2000**: Concrete - Part 1: Part 1: Specification, performance, production and conformity. London, 2000.

BRITISH STANDARD INSTITUTION, **BS EN 206-9:2010**: Concrete - Part 9: Additional rules for self-compacting concrete (SCC). London, 2010.

BRITISH STANDARD INSTITUTION, **BS 1881-203:1986**: Testing Concrete—Part 203: Recommendations for the Measurement of Velocity of Ultrasonic Pulses in Concrete. London, 1986.

CABRAL, L.; MONTEIRO, E.C.B.; HELENE, P.. Análise comparativa do Módulo de elasticidade calculado segundo diferentes Normas. **Revista ALCONPAT**. v. 4, n. 2, p. 140–156, 2014.

CARDOZO, F.A.; ALMEIDA, L.F.; ZINGANO, A.C.; PIMENTA, M.M.; NOGUEIRA, R.T.; SOUZA, N.R. Esclerômetro de Schmidt em Basalto: Comparação com Ensaio de Compressão Uniaxial. *In*: ANAIS SIMPÓSIO BRASILEIRO DE MECÂNICA DAS ROCHAS – SBMR, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil, 2016.

CAVALCANTI, Diogo Jatobá de Holanda. **Contribuição ao Estudo de Propriedades do Concreto auto- adensável visando sua aplicação em elementos estruturais**. 141 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: Estruturas) – Universidade Federal de Alagoas. Centro de Tecnologia. Maceió, 2006.

CIFUENTES, H.; RÍOS, J. D.; GÓMEZ E. J.. Effect of mix design on the size-independent fracture energy of normal- and high-strength self-compacting concrete. **Materiales de Construcción**. v. 68, n. 329, 2018. e144 ISSN-L: 0465-2746. <https://doi.org/10.3989/mc.2018.00717> (2018).

COUTINHO, B. S. **Propriedades e comportamento estrutural do concreto autoadensável**. 2011. 240 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) -Programa de Pós-graduação, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2011.

CRAEYE *et al.* Modulus of elasticity and tensile strength of self-compacting concrete: Survey of experimental data and structural design codes. **Cement & Concrete Composites**. v. 54, p. 53-61, 2014.

CHRISTARAS, B., AUGER, F. e MOSSE, E.. Determination of the moduli of elasticity of rocks. Comparison of the ultrasonic velocity and mechanical resonance frequency methods with direct static methods. **Material and Structures**, v. 27, n. 4, p. 222-228. 1994.

DE MARCHI, Renata D'Agostino. **Estudo sobre a variabilidade do módulo de deformação do concreto associada a fatores intrínsecos à produção do material**. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil e Urbana) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011. doi:10.11606/D.3.2011.tde-23032012-102942. Acesso em: 25 nov 2019.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA E RODAGEM (DNER). **DNER – ME 194/1998**. Agregados – Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco Chapman. Rio de Janeiro, 1998, 4 p. Disponível em: < <http://ipr.dnit.gov.br/normas-e-manuais/normas/meetodo-de-ensaio-me/dner-me194-98.pdf>>. Acesso em: 27 mar. 2020.

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, 2006.

DOMONE, P. L.. A review of the hardened mechanical properties of self-compacting concrete. **Cement and Concrete Composites**. v. 29, n. 1, p. 1-12, 2007. ISSN 0958-9465. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2006.07.010>. Disponível em: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0958946506001387>. Acesso em: 25 nov 2019.

DUTTA, Susom; MURTHY, A.; KIM, D.; SAMUI, Pijush. Prediction of compressive strength of self-compacting concrete using intelligent computational modeling. **Computers, Materials and Continua**. v. 53, p. 167-185, 2017.

EDAMATSU, Y.; NISHIDA, N.; OSAKA, S.; OUCHI, M. A rational mix-design method for self-compacting concrete considering interaction between coarse aggregate and mortar particles. In: **Proceedings of the first international RILEM symposium on self-compacting concrete, Stockholm. Sweden**. 1999. p. 309-320.

EFNARC – EUROPEAN FEDERATION FOR SPECIALIST CONSTRUCTION CHEMICAL AND CONCRETE SYSTEMS. **Specification and guidelines for self compacting concrete**. Londres. 2005.

EL MIR, Abdulkader; NEHME, Salem. Porosity of self-compacting concrete. **Procedia Engineering**. v. 123, p. 145-152. 2015. 10.1016/j.proeng.2015.10.071.

ESPÍNDOLA, Murilo da Silva; MACCARINI, Marciano; DAL MORO, Agostinho João. Análise microscópica eletrônica e petrográfica dos enrocamentos da UHE Machadinho. **Geosul**, Florianópolis, v. 31, n. 61, p. 67-86, jun. 2016. ISSN 2177-5230. Disponível em: <<https://periodicos.ufsc.br/index.php/geosul/article/view/2177-5230.2016v31n61p67/31910>>. Acesso em: 27 mar. 2020. doi:<https://doi.org/10.5007/2177-5230.2016v31n61p67>.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, **EN 12350-8:2010**: Testing Fresh Concrete – Part 8: Self-Compacting Concrete – Slump-Flow, Brussels, 2010.

_____. **EN 12350-9:2010**: Testing Fresh Concrete – Part 9: Self-Compacting Concrete – V-Funnel Test, Brussels, 2010.

_____. **EN 12350-10:2010**: Testing Fresh Concrete – Part 10: Self-Compacting Concrete – L-Box Test, Brussels, 2010.

_____. **EN 12350-11:2010**: Testing Fresh Concrete – Part 11: Self-Compacting Concrete – Sieve Segregation Test, Brussels, 2010.

_____. **EN 12350-12:2010**: Testing Fresh Concrete – Part 12: Self-Compacting Concrete – J-Ring Test, Brussels, 2010.

EUROCODE - 2. **Design of concrete structures – Part 1 – 1**: General rules and rules for building, 2004.

FARIAS, M. M. de; PALMEIRA, E. M. Agregados para a construção civil. *In*: ISAIA, G.C. (Ed.). **Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais**. São Paulo: IBRACON, 2010. 2 ed. p.483-525.

FELEKOGLU B, TÜRKEL S, BARADAN B. Effect of water/cement ratio on the fresh and hardened properties of self-compacting concrete. **Build Environ**. v.42, n.4, p. 1795–802. 2007.

Fib Model Code – Comitê Euro Internacional do Betão. 2010.

FRAZÃO, E. B. **Metodologia para Avaliação da Alterabilidade de Rochas a Partir de Estudo Experimental em Amostras de Basalto da UHE de Três Irmãos - Estado de São Paulo**. Tese (doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.

FREITAS NETO, O.; SIMÕES, A. G. O.; BEGGIATO, L. D.; JESUS, A. C.; JAMAL, F. G. Caracterização Geotécnica do Basalto da Formação Serra Geral para Utilização na Construção Civil. *In*: ANAIS COBRAMSEG/SBMR/GEOJOVEM, Universidade Federal de São Carlos, UFSCAR, 2006.

GOMES, P. C. C.; BARROS, A. R. de. Métodos de dosagem de concreto autoadensável. São Paulo: **Pini**, 2009. 160 p.

GOMES, P. C. C.; GETTU, R.; AGULLÓ, L. Uma nova metodologia para obtenção de concretos auto-adensáveis de alta resistência com aditivos minerais. **V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto**, p. 1-14, 2003.

GOMES, R. L. **Características Tecnológicas e Alterabilidade dos comportamentos entablamento e colunata de derrames basálticos da porção setentrional da Bacia do Paraná**. 385 f. São Carlos, (Tese de Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos/USP, 2001.

GUJEL, D. A.; KAZMIERCZAK, C. S.; MASUERO, J. R.. Diagrama tensão-deformação específica em concretos com agregados reciclados de concreto: análise da metodologia proposta pela NBR 8522. **Rev. IBRACON Estrut. Mater.** 2017, v.10, n.3, p.547-567. ISSN 1983-4195. <http://dx.doi.org/10.1590/s1983-41952017000300002>.

GURU JAWAHAR, J.; PREMCHAND, M.M.; SASHIDHAR, C.; REDDY, I.V.; PETER, J., Effect of coarse aggregate blending on fresh properties of self compacting concrete. **Int J Adv Eng Technol.** v. 3. 456-466, 2013.

HERNÁNDEZ-GUTIÉRREZ, L.E., SANTAMARTA, J.C. (EDS.). **Ingeniería Geológica em Terrenos Volcánicos**. Madrid: Ilustre Colegio Oficial de Geólogos., 2015.

JUROWSKI, K.; GRZESZCZYK, S.. The influence of concrete composition on Young's modulus. **Procedia Engineering.** v. 108, p. 584–591, 2015. Elsevier Ltd. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.06.181>

KAEFER, Luis Fernando., **A Evolução do Concreto Armado**, São Paulo, 1998. Disponível em:
<<http://www.feb.unesp.br/lutt/Concreto%20Protendido/HistoriadoConcreto.pdf> >
Acesso em 25 Nov. 2019.

KHALEEL, O. R., AL-MISHHADANI, S. A., & ABDUL RAZAK, H. The effect of coarse aggregate on fresh and hardened properties of Self-Compacting Concrete (SCC). In **Procedia Engineering.**, 14, p. 805–813, 2011. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2011.07.102>

KILIÇ, A.; TEYMEN, Assoc. Dr. Ahmet. Determination of mechanical properties of rocks using simple methods. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment.** v 67, p. 237-244, 2008. 10.1007/s10064-008-0128-3.

KING, M.S. Static and dynamic elastic properties of rocks from Canadian Shield. **Int J Rock Mech Min Sci.** v. 20, n. 5, p. 237–241. 1983. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(83\)90004-9](https://doi.org/10.1016/0148-9062(83)90004-9)

KLEIN, N. S. **Influência da substituição da areia natural pela areia de britagem no comportamento do concreto auto-adensável**. 2008. 180 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2008.

HOLSCHEMACHER, Klaus (2004) Hardened material properties of self-compacting concrete, **Journal of Civil Engineering and Management**, v. 10, n.4, p. 261-266. 2004. DOI:10.1080/13923730.2004.9636318

HOLSCHEMACHER, Klaus e KLUG, Yvette. (2002). A Database for the Evaluation of Hardened Properties of SCC. **Leipzig Annual Civil Engineering Report (LACER)**. v. 7. p. 123-134. 2002.

KUMAR *et al.*. Strength Effect of Ggbs And Broken Tiles in M30 Grade Self Compacting Concrete (SCC). **International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET)**. v.9, n. 6, p. 1446–1455, 2018. Article ID: IJCIET_09_06_162. Disponível em: <<http://www.iaeme.com/ijciyet/issues.asp?JType=IJCIET&VType=9&IType=6> ISSN Print: 0976-6308> . Acessado em: 25 Nov. 2019.

LEITE, Francisco Cláudio Morato. **Influência do tipo de adição mineral e da dimensão máxima do agregado graúdo no comportamento do concreto auto-adensável**. 2007. 188 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Edificações e Saneamento) – Universidade Estadual de Londrina, 2007.

LISBÔA, E. M. **Obtenção do concreto auto-adensável utilizando o resíduo de serragem de mármore e granito e estudo de propriedades mecânicas**. 2004. 115 f. Dissertação – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2004.

LOPES *et al.*. Análise tridimensional de rochas por meio de microtomografia computadorizada de raios X Integrada à petrografia. São Paulo, UNESP, **Geociências**, v. 31, n. 1, p. 129-142, 2012.

MA, Kunlin; FENG, Jin; LONG, Guangcheng; XIE, Youjun; CHEN, Xiaobo. Improved mix design method of self-compacting concrete based on coarse aggregate average diameter and slump flow. **Construction and Building Materials**. v. 143, p. 566-573, 2017.

MARQUES, Ana Carolina. **Concreto Autoadensável: caracterização da evolução das propriedades mecânicas e estudo da sua deformabilidade por solicitação mecânica, retração e fluência**. p.175. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica. São Paulo, 2011.

MARRANO, A. **Caracterização tecnológica das rochas basálticas da Usina Hidroelétrica Canoas I, Rio Paranapanema, SP/PR**. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, Departamento de Geotecnia, 1997.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais**. 2. ed. São Paulo: Ibracon, 2014. 751 p.

MELO, K. A. **Contribuição à dosagem de concreto auto-adensável com adição de fíler calcário**. Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina. 2005.

MUSEU HEINZ EBERT. **Augita (Augite)**. Disponível em: <<http://museuhe.com.br/mineral/augita-augite/>>. Acessado em: 25 abr. 2020.

NEPOMUCENO, M.; OLIVEIRA, L.; LOPES, S. R. Methodology for mix design of the mortar phase of self-compacting concrete using different mineral additions in binary blends of powders. **Construction and Building Materials**, v. 26, n. 1, p. 317-326, 2012.

NETO, A; HELENE, P. R. Módulo de Elasticidade: Dosagem e Avaliação de Modelos de Previsão do Módulo de Elasticidade do Concreto. *In: IBRACON 44º Congresso Brasileiro do Concreto*. 2002.

NEVILLE, A. M., “**Propriedades do Concreto**” – 5ª Edição – Bookman Editora, Porto Alegre, 2016.

NIKBIN *et al.* A comprehensive investigation into the effect of water to cement ratio and powder content on mechanical properties of self-compacting concrete.

Construction and Building Materials v. 57, n.30, p. 69-80, 2014.

NIMODIYA, Pareshkumar e PATEL, Harshvadan. (2018). Effect of packing density on properties of self compacting concrete. **International Journal of Civil Engineering and Technology**. v. 9. p. 2126-2131. 2018.

OKAMURA, H.; OUCHI, M. Self-compacting concrete. **Journal of Advanced Concrete Technology**, Tokyo, v.1, n. 1, p. 5-15, abr. 2003.

OKAMURA, H.; OZAWA, K.; & OUCHI, M. Self-compacting concrete. **Structural Concrete**, v.1, n.1, p.3-17, 2000.

PARRA, C.; VALCUENDE, M.; GÓMEZ, F. Splitting tensile strength and modulus of elasticity of self-compacting concrete. **Procedia Engineering**, v. 14, p. 805-813, 2011.

PRASENJIT, Saha; PRASENJIT; Debnath, PAUL, Thomas. Prediction of fresh and hardened properties of self-compacting concrete using support vector regression approach. **Neural Computing and Applications**. 2019. 10.1007/s00521-019-04267-w.

PRESS, F. *et al.*. **Para Entender a Terra**. Tradução: MENEGAT, R. (coord.). 4 ed. Porto Alegre: Bookman, 2006.

QUEIROZ, Rudney C. **Geologia e Geotecnia Básica para Engenharia Civil** – São Carlos: RiMa, 2009.

RAJU, Chamathy; REDDY, N.; KUMAR, G.; REDDY, P.; THIRUMALESHU, B.; REDDY, B.. Prediction of Properties of M25 SCC for 20 mm & 12.5 mm Size Coarse Aggregate Blends Using Neural Networks. **International Journal of Recent Technology and Engineering**. v. 7. 2019.

SAID *et al.* Utilization of rice husk ash as a pozzolan in self compacting concrete. **International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET)**. v. 8, n. 1, p. 98–108, 2017. Article ID: IJCIET_08_01_011. Disponível em: <<http://www.iaeme.com/IJCIET/issues.asp?JType=IJCIET&VType=8&IType=1>>. Acessado em: 25 nov. 2019.

SANTOS *et al.* Experimental study about the effects of granular skeleton distribution on the mechanical properties of self-compacting concrete (SCC). **Construction and Building Materials**, v. 78, p. 40-49, 2015.

SILVA, Carlos Torres da. **Modelo para análise de tensões gravitacionais a partir de características geomecânicas dos maciços rochosos**. 70 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. 2008.

SILVA, Marcelo Otaviano Barbosa e. **Produção do concreto auto-adensável (CAA) com a utilização de materiais da região de Belém-PA**. Dissertação de Mestrado - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará, Brasil, 2008.

SILVA, P.; BRITO, J. de. Experimental study of the mechanical properties and shrinkage of self-compacting concrete with binary and ternary mixes of fly ash and limestone filler. **European Journal of Environmental and Civil Engineering**. v. 21 n 4, p. 430-453, 2017. DOI: 10.1080/19648189.2015.1131200.

STARZEC, P. Dynamic elastic properties of crystalline rocks from south-west Sweden. **Int J Rock Mech Min Sci**. v. 36 p. 265–272. 1999.

TEIXEIRA, W. *et al.* **Decifrando a Terra**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

TORALLES-CARBONARI, B. M. **Estúdio paramétrico de variables y components relativos a la dosificación de hormigón de altas prestaciones**. Tese de doutorado, Universitat Politècnica de Catalunya. 1996.

TRUFFI, Silvia Alessandra; CLEMENTE, Celso Augusto. Alteração de plagioclásios dos riodacitos da formação serra geral (JKsg) da região de Piraju - SP. **Sci. agric. (Piracicaba, Braz.)**, Piracicaba, v. 59, n. 2, p. 383-388, June 2002. Disponível em: <http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0103-90162002000200026&lng=en&nrm=iso>. Acesso em: 27 Mar. 2020. <https://doi.org/10.1590/S0103-90162002000200026>.

TÜRKEK, S., KANDEMİR, A, “Fresh and hardened properties of SCC made with different aggregate and mineral admixtures, **Jornal of Materials in Civil Engineering**, n.10, p. 1025 – 1031, 2010.

TUTIKIAN, B. F. e DAL MOLIN, D. C. **Concreto Autoadensável**. 1. ed. São Paulo: Pini, 2008.

TUTIKIAN, B. F.; PACHECO, M.. Concreto autoadensável (CAA): comparativo entre métodos de dosagem. **Rev. IBRACON Estrut. Mater.**, São Paulo, v. 5, n. 4, p. 500-529, 2012. Disponível em: <http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1983-41952012000400006&lng=en&nrm=iso>. Acesso em 25 Nov. 2019. <http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952012000400006>.

UYSAL, M. The influence of coarse aggregate type on mechanical properties of fly ash additive self-compacting concrete. **Construction and Building Materials**., v. 37, p. 533-540, 2012.

VALLEJO, L.I.G. de. *et al.*, **Ingeniería Geológica.**, Madrid: PEARSON EDUCACIÓN, 2002.

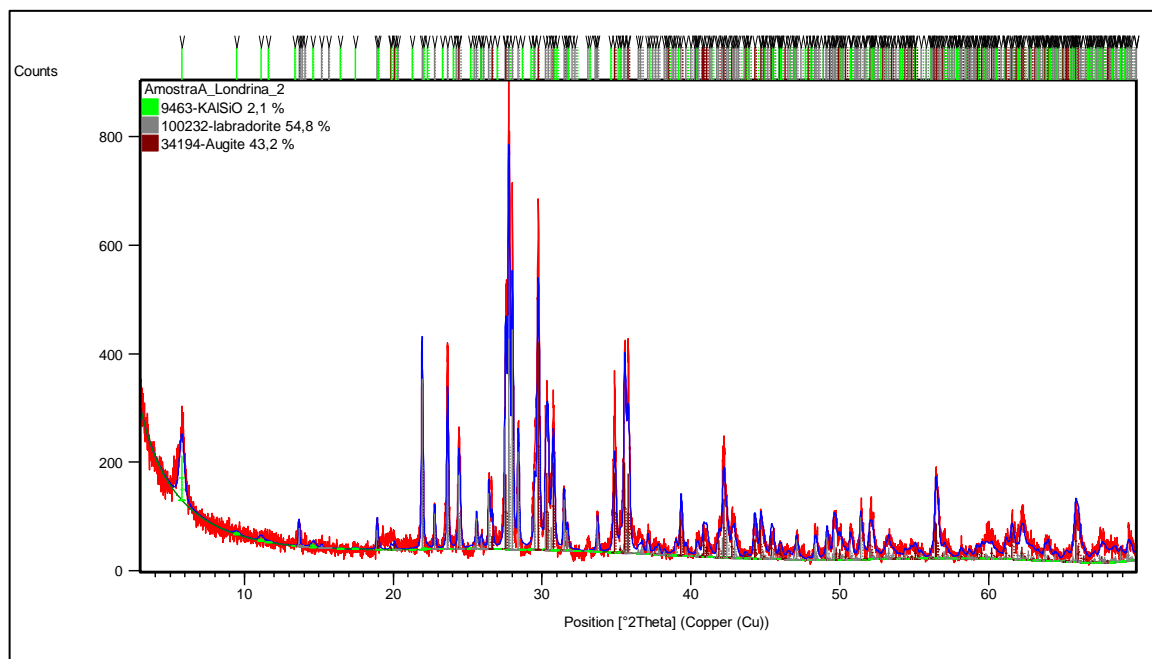
VASCONCELLOS, Alex Taira de. **Estudo da variabilidade do módulo de elasticidade de concretos produzidos com diferentes tipos de agregados graúdos.** 122 f. Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2018.

ZHU, Wen; CHEN, Yang; LI, Fangxian; ZHANG, Tongsheng; HU, Jie; WEI, Jiangxiong; YU, Qijun. Design and preparation of high elastic modulus self-compacting concrete for pre-stressed mass concrete structures. **Journal of Wuhan University of Technology-Mater.** v. 31, n 3, p. 563-573, 2016. 10.1007/s11595-016-1411-y. A.

APÊNDICES

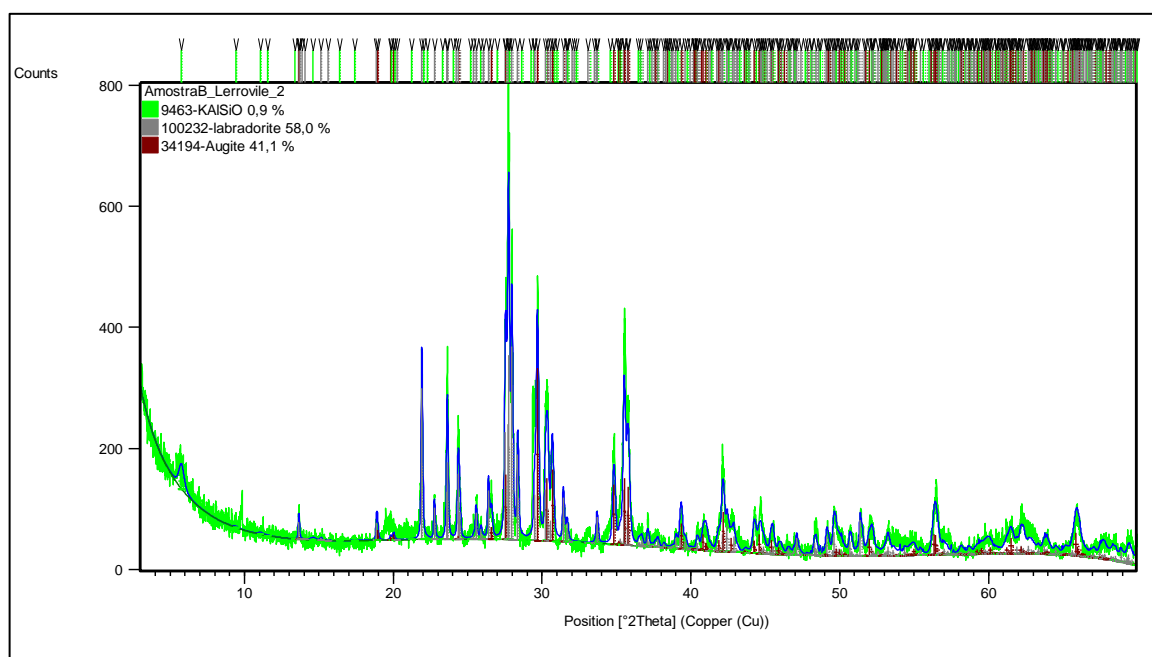
APÊNDICE A – Difratomogramas obtidos nas análises de DRX

Figura 87 - Difratomograma Jazida A

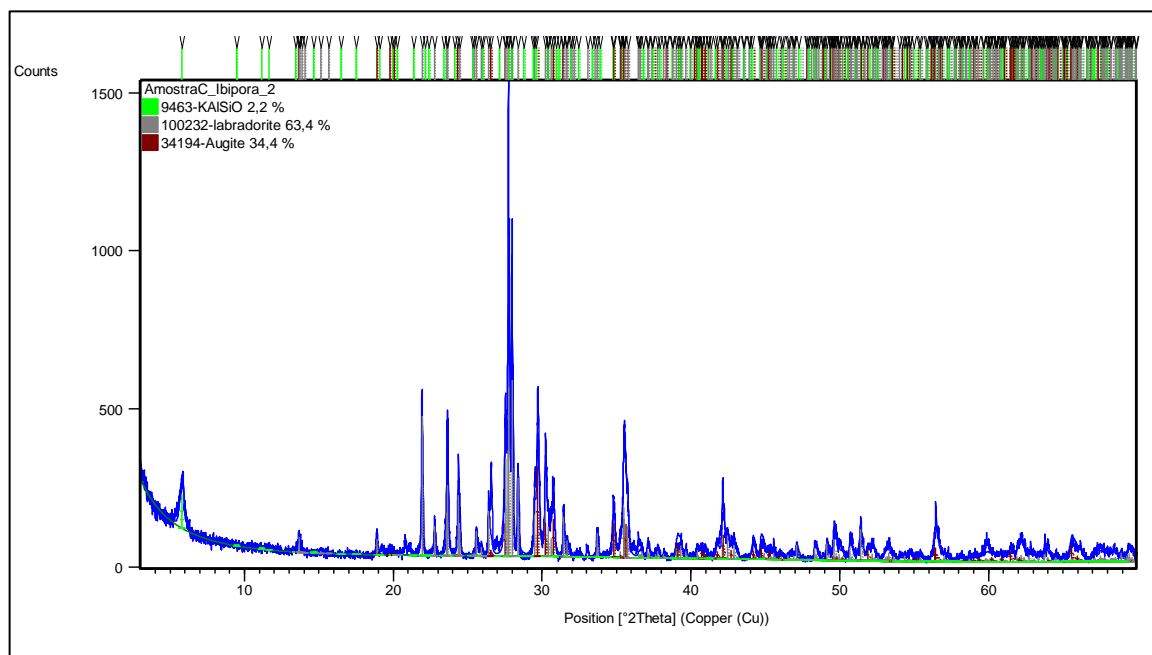


Fonte: a própria autora

Figura 88 - Difratomograma Jazida B



Fonte: a própria autora

Figura 89 - Difratoograma Jazida C

Fonte: a própria autora

APÊNDICE B – Dosagem das argamassas conforme procedimento de Porto (2020)

Na Tabela 42 estão apresentados os dados de entrada para dosagem das argamassas, além disso, os cálculos realizados para cada argamassa estão apresentados nos Quadros de 10 ao 14.

Tabela 42 - Dados de entrada para dosagem das argamassas

Dados de entrada	Valores aplicados
Volume de argamassa considerado inicialmente (cm ³)	946
Índice de vazios do agregado miúdo (%)	36,90
Massa unitária do agregado miúdo (g/cm ³)	1,66
Massa específica do cimento (g/cm ³)	2,99
Massa específica da SA (g/cm ³)	2,22
Massa específica da água (g/cm ³)	1,00
Massa específica do SP (g/cm ³)	1,09
Teor de SP (%)	0,40
Adição de SA (%)	8,00
Relação água/cimentícios	0,40

Fonte: a própria autora

Quadro 10 - Arg_42: argamassa com 133% de excesso de pasta em função do volume de vazios do agregado miúdo e teor de agregado miúdo igual a 42%

Arg_42	
Equações	Cálculos
$V_{Vam} = V_{arg} * I_{Vam}$	$V_{Vam} = 946 * 0,369$ $V_{Vam} = 349,22 \text{ cm}^3$
$M_{am} = V_{arg} * \rho_{am}$	$M_{am} = 946 * 1,66$ $M_{am} = 1571 \text{ g}$
$M_{cim} = \left(\frac{V_{vam} * (1 + EX_{pasta})}{\left(\frac{1}{\gamma_{cim}} + \frac{AD}{\gamma_{AD}} + \frac{(a/cim + a/cim * AD)}{\gamma_{\text{água}}} + \frac{SP}{\gamma_{SP}} \right)} \right)$	$M_{cim} = \left(\frac{(1 + 1,33) * 349,22}{\left(\frac{1}{2,99} + \frac{0,08}{2,22} + \frac{(0,4 + 0,4 * 0,08)}{1} + \frac{0,004}{1,09} \right)} \right)$ $M_{cim} = 1008 \text{ g}$
$M_{SA} = 0,08 * 1008 = 81 \text{ g}$ $V_{SP} = \frac{0,004 * 1008}{1,09} = 3,7 \text{ mL}$ $V_{\text{água}} = 0,4 * (1008 + 81) = 435 \text{ mL}$	

Fonte: a própria autora

Quadro 11 - Arg_39: argamassa com 163% de excesso de pasta em função do volume de vazios do agregado miúdo e teor de agregado miúdo igual a 39%

Arg_39	
Equações	Cálculos
$V_{Vam} = V_{arg} * I_{Vam}$	$V_{Vam} = 946 * 0,369$ $V_{Vam} = 349,22cm^3$
$M_{am} = V_{arg} * \rho_{am}$	$M_{am} = 946 * 1,66$ $M_{am} = 1571g$
M_{cim} $= \left(\frac{V_{vam} * (1 + EX_{pasta})}{\left(\frac{1}{\gamma_{cim}} + \frac{AD}{\gamma_{AD}} + \frac{(a/cim + a/cim * AD)}{\gamma_{\acute{a}gua}} + \frac{SP}{\gamma_{SP}} \right)} \right)$	M_{cim} $= \left(\frac{(1 + 1,63) * 349,22}{\left(\frac{1}{2,99} + \frac{0,08}{2,22} + \frac{(0,4 + 0,4 * 0,08)}{1} + \frac{0,004}{1,09} \right)} \right)$ $M_{cim} = 1139 g$
$M_{SA} = 0,08 * 1139 = 91 g$ $V_{SP} = \frac{0,004 * 1139}{1,09} = 4,2 mL$ $V_{\acute{a}gua} = 0,4 * (1139 + 91) = 492mL$	

Fonte: a própria autora

Quadro 12 - Arg_37: argamassa com 193% de excesso de pasta em função do volume de vazios do agregado miúdo e teor de agregado miúdo igual a 37%

Arg_37	
Equações	Cálculos
$V_{Vam} = V_{arg} * I_{Vam}$	$V_{Vam} = 946 * 0,369$ $V_{Vam} = 349,22cm^3$
$M_{am} = V_{arg} * \rho_{am}$	$M_{am} = 946 * 1,66$ $M_{am} = 1571g$
M_{cim} $= \left(\frac{V_{vam} * (1 + EX_{pasta})}{\left(\frac{1}{\gamma_{cim}} + \frac{AD}{\gamma_{AD}} + \frac{(a/cim + a/cim * AD)}{\gamma_{\acute{a}gua}} + \frac{SP}{\gamma_{SP}} \right)} \right)$	M_{cim} $= \left(\frac{(1 + 1,93) * 349,22}{\left(\frac{1}{2,99} + \frac{0,08}{2,22} + \frac{(0,4 + 0,4 * 0,08)}{1} + \frac{0,004}{1,09} \right)} \right)$ $M_{cim} = 1271 g$
$M_{SA} = 0,08 * 1271 = 102 g$ $V_{SP} = \frac{0,004 * 1271}{1,09} = 4,7 mL$ $V_{\acute{a}gua} = 0,4 * (1271 + 102) = 549mL$	

Fonte: a própria autora

Quadro 13 - Arg_33: argamassa com 234% de excesso de pasta em função do volume de vazios do agregado miúdo e teor de agregado miúdo igual a 33%

Arg_33	
Equações	Cálculos
$V_{Vam} = V_{arg} * I_{Vam}$	$V_{Vam} = 946 * 0,369$ $V_{Vam} = 349,22cm^3$
$M_{am} = V_{arg} * \rho_{am}$	$M_{am} = 946 * 1,66$ $M_{am} = 1571g$
M_{cim} $= \left(\frac{V_{vam} * (1 + EX_{pasta})}{\left(\frac{1}{\gamma_{cim}} + \frac{AD}{\gamma_{AD}} + \frac{(a/cim + a/cim * AD)}{\gamma_{\acute{a}gua}} + \frac{SP}{\gamma_{SP}} \right)} \right)$	M_{cim} $= \left(\frac{(1 + 2,34) * 349,22}{\left(\frac{1}{2,99} + \frac{0,08}{2,22} + \frac{(0,4 + 0,4 * 0,08)}{1} + \frac{0,004}{1,09} \right)} \right)$ $M_{cim} = 1446 g$
$M_{SA} = 0,08 * 1446 = 116 g$ $V_{SP} = \frac{0,004 * 1446}{1,09} = 5,3 mL$ $V_{\acute{a}gua} = 0,4 * (1446 + 116) = 625mL$	

Fonte: a própria autora

Quadro 14 - Arg_32: argamassa com 254% de excesso de pasta em função do volume de vazios do agregado miúdo e teor de agregado miúdo igual a 32%

Arg_32	
Equações	Cálculos
$V_{Vam} = V_{arg} * I_{Vam}$	$V_{Vam} = 946 * 0,369$ $V_{Vam} = 349,22cm^3$
$M_{am} = V_{arg} * \rho_{am}$	$M_{am} = 946 * 1,66$ $M_{am} = 1571g$
M_{cim} $= \left(\frac{V_{vam} * (1 + EX_{pasta})}{\left(\frac{1}{\gamma_{cim}} + \frac{AD}{\gamma_{AD}} + \frac{(a/cim + a/cim * AD)}{\gamma_{\acute{a}gua}} + \frac{SP}{\gamma_{SP}} \right)} \right)$	M_{cim} $= \left(\frac{(1 + 2,54) * 349,22}{\left(\frac{1}{2,99} + \frac{0,08}{2,22} + \frac{(0,4 + 0,4 * 0,08)}{1} + \frac{0,004}{1,09} \right)} \right)$ $M_{cim} = 1533 g$
$M_{SA} = 0,08 * 1533 = 123 g$ $V_{SP} = \frac{0,004 * 1533}{1,09} = 5,6 mL$ $V_{\acute{a}gua} = 0,4 * (1533 + 123) = 662 mL$	

Fonte: a própria autora

APÊNDICE C - Dosagem do concreto teste_ B_{3/8}A

Adaptando o procedimento de dosagem proposto por Porto (2020) para concretos com agregados de massa específica normal, considerando a sua premissa básica e que o volume de concreto a ser produzido foi igual a aproximadamente 0,01m³, tem-se que:

$$V_{conc} = V_{ag}$$

Assim o volume de agregado graúdo (V_{ag}) é igual a,

$$V_{ag} = 0,01032 \text{ m}^3$$

O agregado B_{3/8}A, possui índice de vazios igual ($I_{V_{ag}}$) a 48,42%, sendo assim, o volume de vazios do agregado graúdo ($V_{V_{ag}}$), por meio da Equação 1, é igual a:

$$V_{V_{ag}} = V_{conc} * I_{V_{ag}} \quad (\text{Equação 1})$$

$$V_{V_{ag}} = 0,01032 * 0,4842$$

$$V_{V_{ag}} = 0,004995 \text{ m}^3$$

Considerando, o volume de agregado (V_{ag}) e, que a massa unitária (ρ_{ag}) do agregado B_{3/8}A é de 1475,33 kg/m³, tem-se que a massa de agregado graúdo (M_{ag}) (Equação 2) é igual a:

$$M_{ag} = V_{ag} * \rho_{ag} \quad (\text{Equação 2})$$

$$M_{ag} = 0,01032 * 1475,33$$

$$M_{ag} = 15,22 \text{ kg}$$

A partir da massa específica (γ_{ag}) e massa de agregado graúdo calculada e, considerando que o teor de agregado graúdo (%Ag) desejado é igual a 28%, é possível, por meio da Equação 3, calcular o volume de argamassa correspondente a este volume de agregado adotado e com o volume de argamassa, determinar, então, qual é o excesso de argamassa a ser utilizado. Desta forma, tem-se que:

$$\%Ag = 100 * \left[\frac{(M_{ag}/\gamma_{ag})}{(V_{arg} + (M_{ag}/\gamma_{ag}))} \right] \quad (\text{Equação 3})$$

Trabalhando esta equação com o objetivo de encontrar o volume de argamassa (V_{arg}), verifica-se que:

$$V_{arg} = \left[\frac{(100 - \%Ag) * (M_{ag}/\gamma_{ag})}{\%Ag} \right]$$

Com isso, para se obter o volume de agregado em relação ao volume de concreto produzido igual 28% foi necessário um volume de argamassa igual a:

$$V_{arg} = \left[\frac{(100 - 28) * (15,22/2860,07)}{28} \right]$$

$$V_{arg} = 0,013812m^3$$

Com o volume de argamassa foi possível, então, calcular o excesso de argamassa (EX_{arg}) a ser considerado em função do volume de vazios do agregado graúdo, por meio da Equação 4:

$$EX_{arg} = (V_{arg}/V_{vag}) - 1 \quad \text{(Equação 4)}$$

$$EX_{arg} = 0,013812/0,004995$$

$$EX_{arg} = 1,77$$

Ou,

$$EX_{arg} = 177\%$$

Definido o volume de argamassa necessário para produção de um concreto com teor de agregado graúdo igual a 28% e, conhecendo qual é o excesso de argamassa correspondente, prosseguiu-se no procedimento de dosagem adotado, calculando-se a massa de cimento por meio da Equação 5.

$$M_{cim} = \frac{V_{arg} - (AM/arg) * V_{arg}}{\left(\frac{1}{\gamma_{cim}} + \frac{AD}{\gamma_{AD}} + \frac{(a/cim + a/cim * AD)}{\gamma_{\text{água}}} + \frac{SP}{\gamma_{SP}} \right)} \quad \text{(Equação 5)}$$

Onde:

- M_{cim} é a massa de cimento em kg;
- V_{arg} é o volume de argamassa calculado pela Equação 3 em m^3 ;
- AM/arg é a relação entre o volume de agregado miúdo em relação ao volume de argamassa encontrado na dosagem das argamassas autoadensáveis.
- AD é a porcentagem, em decimais, de adição mineral em relação à massa de cimento, a qual foi somada utilizada em adição;
- SP é a porcentagem, em decimais, de aditivo químico em relação à massa de cimento;
- a/cim é o fator água/cimentício;
- γ_{cim} é a massa específica do cimento em kg/m^3 ;
- γ_{AD} é a massa específica da adição em kg/m^3 ;

- $\gamma_{\text{água}}$ é a massa específica da água, sendo igual a 1000 kg/m³;
- γ_{SP} é a massa específica do aditivo químico kg/m³.

Para o cálculo da massa de cimento considerou-se, então, os dados de entrada da Tabela 43:

Tabela 43 - Dados de entrada para dosagem do concreto Teste_ B_{3/8}A

Dados de entrada	Valores aplicados
Volume de argamassa considerado (m ³)	0,013812
Relação AM/arg	0,3250
Relação agregado miúdo/cimento (AM/cim)	1,02
Massa específica do cimento (kg/m ³)	2990
Massa específica da SA (kg/m ³)	2220
Massa específica da água (kg/m ³)	1000
Massa específica do SP (kg/m ³)	1090
Teor de SP (%)	0,40
Adição de SA (%)	8,00
Relação água/cimentícios	0,40
Massa unitária do agregado miúdo (kg/m ³)	1660

Fonte: a própria autora

Assim, a massa de cimento utilizada para a produção do concreto teste, foi igual a:

$$M_{cim} = \frac{0,013812 - (0,3249 * 0,013812)}{\left(\frac{1}{2990} + \frac{0,08}{2220} + \frac{(0,4 + 0,4 * 0,08)}{1000} + \frac{0,004}{1090} \right)}$$

$$M_{cim} = 11,57 \text{ kg}$$

Com a massa de cimento, calculou-se as quantidades dos demais materiais, sendo a sílica ativa (M_{SA}), aditivo superplastificante (V_{SP}), água ($V_{\text{água}}$) e massa de agregado miúdo (M_{Am}):

$$M_{SA} = 0,08 * 11,57 = 0,93 \text{ kg}$$

$$V_{SP} = \frac{1000 * (0,004 * 11,57)}{1,09} = 42 \text{ mL}$$

$$V_{\text{água}} = 0,4 * (11,57 + 0,93) = 5,00 \text{ L}$$

A quantidade de areia (M_{Am}) foi calculada com base na relação AM/cim, multiplicando este valor pela massa de cimento obtida. Com isso, tem-se:

$$M_{Am} = 1,02 * 11,57 = 11,85 \text{ kg}$$

Além destes materiais, foi considerado também para a produção do concreto a água de absorção do agregado miúdo ($\hat{A}gua_{Am}$) e a água de absorção do agregado graúdo ($\hat{A}gua_{Ag}$). Estes valores foram calculados multiplicando as porcentagens de absorção de cada agregado pelo volume de água encontrado.

Assim, considerando que a absorção do agregado miúdo é igual a 0,56% e do agregado graúdo B_{3/8}A igual a 3,47% tem-se que:

$$\hat{A}gua_{Am} = \left(\left(\frac{0,56}{100} \right) * 5,00 \right) * 1000 = 28 \text{ mL}$$

$$\hat{A}gua_{Ag} = \left(\left(\frac{3,47}{100} \right) * 5,00 \right) * 1000 = 173 \text{ mL}$$

APÊNDICE D – Dosagem do concreto teste_ B_{3/8}C

Adaptando o procedimento de dosagem proposto por Porto (2020) para concretos com agregados de massa específica normal e conforme premissa adotada, tem-se que:

$$V_{conc} = V_{ag}$$

Assim,

$$V_{ag} = 0,0105m^3$$

O agregado B_{3/8}C, possui índice de vazios igual a 47,53%, sendo assim, o volume de vazios do agregado gráúdo, por meio da Equação 1, é igual a:

$$V_{Vag} = 0,0105 * 0,4753$$

$$V_{Vag} = 0,004988m^3$$

Considerando, o volume de agregado e, que a massa unitária do agregado B_{3/8}C é de 1519,00 kg/m³, tem-se que a massa de agregado gráúdo (Equação 2) é igual a:

$$M_{ag} = 0,0105 * 1519,00$$

$$M_{ag} = 15,94 \text{ kg}$$

A partir da massa de agregado gráúdo calculada e, considerando que o teor de agregado gráúdo (%Ag) desejado é igual a 24%, foi possível, por meio da Equação 3, calcular o volume de argamassa correspondente a este volume de agregado. Desta forma, tem-se que:

$$V_{arg} = \left[\frac{(100 - \%Ag) * (M_{ag}/\gamma_{ag})}{\%Ag} \right]$$

Com isso, para se obter o volume de agregado em relação ao volume de concreto produzido igual 24% será necessário um volume de argamassa igual a:

$$V_{arg} = \left[\frac{(100 - 24) * (15,94/1519,00)}{24} \right]$$

$$V_{arg} = 0,0179m^3$$

Com o volume de argamassa é possível, então, calcular o excesso de argamassa a ser considerado em função do volume de vazios do agregado gráúdo, por meio da Equação 4:

$$EX_{arg} = (V_{arg}/V_{Vag}) - 1$$

$$EX_{arg} = 0,0179/0,004988$$

$$EX_{arg} = 2,58$$

Ou,

$$EX_{arg} = 258\%$$

Definido o volume de argamassa necessário para produção de um concreto com teor de agregado graúdo igual a 24% e conhecendo qual o excesso de argamassa correspondente, prosseguiu-se no procedimento de dosagem adotado, calculando-se a massa de cimento por meio da Equação 5.

Para o cálculo da massa de cimento considerou-se, então, os dados de entrada da Tabela 44:

Tabela 44 - Dados de entrada dosagem do concreto Teste_ B_{3/8}C

Dados de entrada	Valores aplicados
Volume de argamassa considerado (m ³)	0,0213
Relação AM/arg	0,3249
Relação AM/cim	1,02
Massa específica do cimento (kg/m ³)	2990
Massa específica da SA (kg/m ³)	2220
Massa específica da água (kg/m ³)	1000
Massa específica do SP (kg/m ³)	1090
Teor de SP (%)	0,40
Adição de SA (%)	8,00
Relação água/cimentícios	0,40
Massa unitária do agregado miúdo (kg/m ³)	1660

Fonte: a própria autora

Assim, a massa de cimento utilizada para a produção do concreto Teste_ B_{3/8}C, foi igual a:

$$M_{cim} = \frac{0,0179 - (0,3249 * 0,0179)}{\left(\frac{1}{2990} + \frac{0,08}{2220} + \frac{(0,4 + 0,4 * 0,08)}{1000} + \frac{0,004}{1090} \right)}$$

$$M_{cim} = 14,96 \text{ kg}$$

Com a massa de cimento, calculou-se as quantidades dos demais materiais:

$$M_{SA} = 0,08 * 14,96 = 1,20 \text{ kg}$$

$$V_{SP} = \frac{1000 * (0,004 * 14,96)}{1,09} = 54,9 \text{ mL}$$

$$V_{\text{água}} = 0,4 * (14,96 + 1,20) = 6,46 \text{ L}$$

A quantidade de agregado miúdo (M_{Am}) foi calculada com base na relação AM/arg, multiplicando este valor pelo volume de argamassa produzido e pela massa unitária do agregado miúdo. Assim, tem-se:

$$M_{Am} = 1,02 * 14,96 = 15,33 \text{ kg}$$

Considerando que a absorção do agregado miúdo é igual a 0,56% e da brita B_{3/8}A igual a 3,00% tem-se que o volume de água de absorção para cada agregado é respectivamente:

$$\text{Água}_{Am} = \left(\left(\frac{0,56}{100} \right) * 6,46 \right) * 1000 = 36 \text{ mL}$$

$$\text{Água}_{Ag} = \left(\left(\frac{3,00}{100} \right) * 6,46 \right) * 1000 = 194 \text{ mL}$$

APÊNDICE E – Análises estatísticas para as rochas

Tabela 45 - Análise estatística para os dados de resistência à compressão das rochas

Localização da jazida	$f_{c,m}$ (MPa)	Variância (MPa)	Teste de Homogeneidade (p-valor)	Teste de normalidade (p-valor)	ANOVA (p-valor)	Teste Tukey
A	182,15	658,60	0,9648	0,3959	0,4066	a
B	156,52	894,90				a
C	166,99	761,50				a

Fonte: a própria autora

Tabela 46 - Análise estatística para os dados de módulo de elasticidade dinâmico por ultrassom das rochas

Localização da jazida	$E_{d,m}$ (MPa)	Variância (MPa)	Teste de Homogeneidade (p-valor)	Teste de normalidade (p-valor)	ANOVA (p-valor)	Teste Tukey
A	74,40	5,08	0,0706	0,3339	$5,55e^{-06}$	a
B	70,26	10,31				a
C	60,45	36,23				b

Fonte: a própria autora

Tabela 47 - Análise estatística para os dados de módulo de elasticidade dinâmico por técnica de excitação por impulso das rochas

Localização da jazida	$E_{d,m}$ (MPa)	Variância (MPa)	Teste de Homogeneidade (p-valor)	Teste de normalidade (p-valor)	ANOVA (p-valor)	Teste Tukey
A	74,40	3,51	0,0489	0,0541	$2,84e^{-06}$	a
B	70,26	2,42				a
C	60,45	37,40				b

Fonte: a própria autora

Tabela 48 - Análise estatística para os dados de módulo de elasticidade estático das rochas

Localização da jazida	$E_{ci,m}$ (MPa)	Variância (MPa)	Teste de Homogeneidade (p-valor)	Teste de normalidade (p-valor)	ANOVA (p-valor)	Teste Tukey
A	72,60	148,89	0,3496	0,2894	0,0266	a
B	61,93	120,59				ab
C	41,98	11,40				b

Fonte: a própria autora

APÊNDICE F – Análises estatísticas para os CAA's

Tabela 49 - Análise estatística para os dados de resistência à compressão dos CAA's

CAA	f _{c,m} (MPa)	Variância (MPa)	Teste de Homog. ^a (p-valor)	Teste de norma. ^b (p-valor)	ANOVA (p-valor)			Teste de Tuley
					Granul. ^c	Localização da jazida	Interação	
B _{3/8} A	61,30	41,77	0,7935	0,4346	0,1083	0,0014	0,0445	abc
B _{3/8} B	63,44	70,25						abc
B _{3/8} C	73,02	47,21						ab
B _{1/2} A	62,81	14,69						abc
B _{1/2} B	59,58	62,64						bc
B _{1/2} C	61,39	15,27						abc
B _{1/2} + B _{3/8} A	67,12	23,94						abc
B _{1/2} + B _{3/8} B	56,40	55,58						c
B _{1/2} + B _{3/8} C	74,77	97,67						a

^aHomogeneidade; ^bNormalidade e ^cGranulometria,**Fonte:** a própria autora**Tabela 50** - Análise estatística para os dados de módulo de elasticidade dinâmico por ultrassom dos CAA's

CAA	E _{d,m} (MPa)	Variância (MPa)	Teste de Homog. ^a (p-valor)	Teste de norma. ^b (p-valor)	ANOVA (p-valor)			Teste de Tuley
					Granul. ^c	Localização da jazida	Interação	
B _{3/8} A	42,46	0,12	0,061	0,3362	7,26e ⁻¹⁰	1,16e ⁻⁰⁸	0,0060	d
B _{3/8} B	45,83	1,76						bc
B _{3/8} C	47,33	0,75						abc
B _{1/2} A	46,37	0,10						c
B _{1/2} B	48,57	2,55						ab
B _{1/2} C	48,29	1,77						ab
B _{1/2} + B _{3/8} A	47,47	1,38						abc
B _{1/2} + B _{3/8} B	48,12	3,30						ab
B _{1/2} + B _{3/8} C	49,26	0,78						a

^aHomogeneidade; ^bNormalidade e ^cGranulometria,**Fonte:** a própria autora

Tabela 51 - Análise estatística para os dados de módulo de elasticidade estático dos CAA's

CAA	E _{ci,m} (MPa)	Variância (MPa)	Teste de Homog. ^a (p-valor)	Teste de norma. ^b (p-valor)	ANOVA (p-valor)			Teste de Tuley
					Granul. ^c	Localização da jazida	Interação	
B _{3/8} A	35,92	1,79	0,5344	0,5008	6,51 e ⁻⁰⁶	9,25e ⁻⁰⁷	0,0034	cd
B _{3/8} B	39,82	0,06						b
B _{3/8} C	33,60	1,90						d
B _{1/2} A	39,89	0,50						b
B _{1/2} B	41,04	0,00						b
B _{1/2} C	34,79	2,08						cd
B _{1/2} + B _{3/8} A	38,24	0,68						bc
B _{1/2} + B _{3/8} B	45,43	0,06						a
B _{1/2} + B _{3/8} C	39,94	1,94						b

^aHomogeneidade; ^bNormalidade e ^cGranulometria,

Fonte: a própria autora