UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ
SETOR DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DA CONSTRUÇÃO CIVIL

LAURI ANDERSON LENZ

AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO EMPACOTAMENTO DO ESQUELETO GRANULAR NO MÓDULO DE ELASTICIDADE DE CONCRETOS CONVENCIONAIS

CURITIBA
2016

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ
SETOR DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DA CONSTRUÇÃO CIVIL

LAURI ANDERSON LENZ

AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO EMPACOTAMENTO DO ESQUELETO GRANULAR NO MÓDULO DE ELASTICIDADE DE CONCRETOS CONVENCIONAIS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia de Construção Civil, Área de concentração em Materiais e Estruturas, Departamento de Construção Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, como parte das exigências para a obtenção de título de Mestre em Engenharia de Construção Civil.

Orientadora: Profª. Drª. Nayara Soares Klein

Coorientador: Prof. Dr. Wellington Mazer

CURITIBA
2016

Lenz, Lauri Anderson
Avaliação da influência do empacotamento do esqueleto granular no módulo de elasticidade de concretos convencionais / Lauri Anderson Lenz. – Curitiba, 2016.
158 f. : il.; tabs.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil.
Orientadora: Nayara Soares Klein
Coorientador: Wellington Mazer
Bibliografia: p. 132-139

1. Elasticidade. 2. Agregados (Materiais de construção). 3. Medidor. I. Klein, Nayara Soares. II. Mazer, Wellington. III. Título.

CDD 625.85

TERMO DE APROVAÇÃO

LAURI ANDERSON LENZ

AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO EMPACOTAMENTO DO ESQUELETO GRANULAR NO MÓDULO DE ELASTICIDADE DE CONCRETOS CONVENCIONAIS

Dissertação aprovada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre no Curso de Pós-graduação em Engenharia de Construção Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, pela seguinte banca examinadora:

Profª. Drª. Nayara Soares Klein
Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil da UFPR

Prof . Dr. Marcelo Medeiros
Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil da UFPR

Profª. Drª. Eliane Betânia Carvalho Costa
Departamento Acadêmico de Construção Civil da UTFPR

Curitiba, 10 de junho de 2016.

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Universidade Federal do Paraná (UFPR) e em especial a todos os membros do PPGECC pela oportunidade de crescimento humano e científico.

À minha mãe que sempre me incentivou a alcançar caminhos cada vez mais distantes.

Aos meus amigos do PPGECC que em muitos momentos me auxiliaram e orientaram nos laboratórios, em especial à Carolina Londero, parceira e companheira nos trabalhos de laboratório. Aos colegas e amigos Ana Paula Brandão, Giovana Réus, Ingrid Giacomeli e Maria Clara Pinto, que auxiliam nos momentos de dosagem, e Gabriel Jung, Darlan Ortega e Alan Cesar Polucha que ajudaram no transporte e recebimento dos agregados.

A minha querida orientadora Nayara Soares Klein, sempre disposta, firme, competente, que acreditou no meu trabalho, e contribuiu para o meu enriquecimento acadêmico e pessoal. Sua orientação, dedicação e comprometimento me mantiveram no foco em momentos decisivos.

Ao meu coorientador Wellington Mazer pela disponibilidade, suporte e contribuição acadêmica, abrindo as portas da UTFPR para a execução dos ensaios. Agradeço a dedicação e paciência dos laboratoristas Gustavo Macioski e Felipe Perreto, que sempre estavam presentes para auxiliar nos ensaios.

Ao meu grande amigo Icaro Ribeiro dos Santos que abriu as portas da Itambé para a pesquisa científica, fornecendo os materiais necessários a pesquisa, e sempre com muito bom humor e disposto a ajudar.

A minha colega e amiga Patrícia Ribeiro Brandão, que me orientou em muitos momentos e permitiu que parte dos ensaios pudessem ser concretizados. Agradeço ainda toda a equipe da Supermix. Agradeço também a equipe da Bianco Tecnologia do Concreto que realizou parte dos ensaios de módulo, em especial ao funcionário Celso.

À Ziza, pela eficiência, dedicação e paciência com os mestrandos.

A eterna amiga Paty Comunelo, que aonde estiver está me acompanhando e torcendo pela minha vitória. Aos meus colegas da Prefeitura Municipal de Araucária, que compreenderam as ausências em alguns momentos e ajudaram a manter as coisas em ordem. Agradecimento em especial a Bia Skraba, Bia Milani e Tatiana de Souza, que me auxiliaram em alguns ensaios.

LENZ, L. A. *Avaliação da influência do empacotamento do esqueleto granular no módulo de elasticidade de concretos convencionais.* 2016. 138 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2016.

RESUMO

Em projetos de estrutura de concreto armado, a resistência à compressão é o principal parâmetro de especificação. O desenvolvimento da tecnologia do concreto tem possibilitado o aumento da resistência do concreto à compressão, com uma preocupação com a durabilidade destas estruturas. Esse aumento tem possibilitado que as estruturas de concreto armado, por questões arquitetônicas e mercadológicas, se tornem cada vez mais esbeltas. Logo, a deformação passa a ser cada vez mais relevante nos aspectos de utilização, desempenho e manutenção das edificações. Nesse contexto, o módulo de elasticidade passa a assumir importância tão relevante quanto à resistência à compressão. Os problemas decorrentes de deformações excessivas acarretam em ônus aos construtores, uma vez que as medidas corretivas adotadas demandam acréscimo de custos. Por conseguinte, o presente trabalho tem por objetivo avaliar a influência do empacotamento dos agregados, areia e brita, no módulo de elasticidade estático e dinâmico de concretos convencionais, com resistências de 25 e 40 MPa. Para isso, foram produzidos concretos com a estrutura granular modificada utilizando técnicas de empacotamento de partículas. Estudou-se, também, a influência do teor de agregados no módulo de elasticidade. Em estado fresco, avaliou-se a consistência, através de *slump test*, e a massa específica. No estado endurecido, foram estudadas as propriedades de resistência à compressão, módulo de elasticidade estático e massa específica. Além disso, foram executados ensaios de absorção de água por imersão e capilaridade, resistividade elétrica e módulo de elasticidade dinâmico através de ultrassom. As propriedades do concreto com estrutura granular modificada foram, então, comparadas com as obtidas para um concreto convencional, tido como referência. Como resultado, foi possível produzir concretos com a mesma resistência à compressão, reduzindo-se o consumo de cimento através do empacotamento em 49 kg/m³ (C25) e 15 kg/m³ (C40). O módulo de elasticidade estático foi incrementado em 10,5%, 8,0% e 6,6% para o concreto de classe C25, segundo resultados dos medidores tipo compressômetro mecânico, extensômetro elétrico de fixação externa e extensômetro elétrico de colagem superficial, respectivamente, para 28 dias e 3,2%, 10,9% e 9,5% para o concreto de classe C40, quando do uso dos medidores tipo compressômetro mecânico, extensômetro elétrico de fixação externa e extensômetro elétrico de colagem superficial, respectivamente, para a idade de 28 dias. Quanto à variação do teor de agregados, observou-se que o módulo de elasticidade estático aumentou à medida que se aumentava o teor de agregados em relação ao cimento, mantendo constante a relação a/c e abatimento.

Palavras-chave: Módulo de elasticidade. Medidor de deformação. Empacotamento de partículas. Agregados. Modelos de previsão.

LENZ, L. A. *The influence of the granular skeleton packing in conventional concrete modulus of elasticity.* 2016. 138 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2016.

ABSTRACT

In projects of reinforced concrete structure, compressive strength is the main specification parameter. The development of concrete technology has enabled the increase in concrete compressive strength, with a concern for the durability of these structures. This increase has enabled the reinforced concrete structures for architectural and market issues become increasingly slender. Therefore, the deformation becomes increasingly important in the aspects of use, performance and maintenance of buildings. In this context, the elastic modulus begins to assume importance so relevant for compressive strength. The problems arising from excessive deformations lead in burden to builders, since the corrective measures adopted require cost extra. Therefore, this study aims to evaluate the influence of the packing of aggregates, sand and gravel, in the static and dynamic modulus of elasticity of conventional concrete, with resistances of 25 and 40 MPa. To this, they were produced concrete with modified grain structure utilizing particle packing techniques. He studied also the influence of the aggregate content in modulus of elasticity. In a cool state, the consistency was evaluated by the slump test and the density. In the hardened condition, the compressive strength properties were studied static modulus of elasticity and density. Furthermore, it was performed by water absorption and wicking test, electrical resistivity and dynamic modulus of elasticity by ultrasound. The properties of concrete with modified grain structure were then compared with those obtained for a conventional concrete had by reference. As a result, it was possible to produce concrete with the same compressive strength, reducing the consumption of cement through the packaging in 49 kg/m³ (C25) and 15 kg/m³ (C40). The static modulus of elasticity was increased by 10.5%, 8.0% and 6.6% for C25 class concrete, according to the results of the dial indicators, externally fixed strain gages and electrical surface bonded strain gages, respectively for 28 days and 3.2%, 10.9% and 9.5% for C40 class concrete, when using the dial indicators, externally fixed strain gages and electrical surface bonded strain gages, respectively, for the age of 28 days. As regards the variation of the aggregate content, it was observed that the static modulus of elasticity was increased as increasing the aggregate content in the cement, maintaining constant the ratio w/c and reduction.

***Keywords**: Modulus of elasticity. Strain gage. Particle packing. Aggregate packaging. Forecasting models.*

SUMÁRIO

RESUMO ii
ABSTRACT iii
LISTA DE FIGURAS vii
LISTA DE TABELAS x
1. INTRODUÇÃO 12
1.1 Contextualização e problema de pesquisa 12
1.2 Objetivos 14
1.2.1 Objetivo geral 14
1.2.2 Objetivos específicos 14
1.3. Justificativa 14
1.3.1. Justificativa técnica 15
1.3.2. Justificativa ambiental 16
1.3.3. Justificativa econômica 17
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 19
2.1 Módulo de elasticidade do concreto 19
2.1.1 Generalidades 19
2.1.2 Deformações no concreto 21
2.1.3 Tipos de módulo de elasticidade 24
2.1.4 Modelos de previsão 27
2.2 Fatores que afetam o módulo de elasticidade do concreto 32
2.2.1 Estrutura do agregado 33
2.2.2 Matriz da pasta de cimento 35
2.2.3 Zona de transição 36
2.2.4 Parâmetros de ensaio 38
2.3 Empacotamento de partículas 42
2.3.1 Fatores que influem no empacotamento de partículas 43
2.3.2 Modelos de empacotamento de partículas 47
2.3.2.1 Füller e Thompson (1907) e Andreasen e Andersen (1930) 47
2.3.2.2 Furnas (1931) e Funk e Dinger (1980) 48
2.3.2.3 Modelo de De Larrard (modelo de empacotamento compressível) 49
2.3.3 Influência do empacotamento de partículas no módulo do concreto 53

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL 56
3.1 Variáveis do estudo 57
3.2 Estudo preliminar: escolha do modelo de empacotamento de partículas 59
3.2.1 Objetivo 59
3.2.2 Material 59
3.1.3 Método 60
3.3 Materiais utilizados na produção dos concretos 61
3.3.1 Agregados 61
3.2.2 Cimento Portland 66
3.2.3 Aditivo 67
3.4 Dosagem experimental e produção 68
3.4.1 Avaliação do efeito do empacotamento dos agregados pelo método experimental 68
3.4.2 Avaliação do efeito da variação do teor de agregados em relação ao cimento 70
3.4.3 Produção dos concretos 70
3.5 Caracterização do concreto no estado fresco 71
3.6 Caracterização do concreto no estado endurecido 71
3.6.1 Resistência à compressão 73
3.6.2 Módulo de elasticidade estático 73
3.6.3 Módulo de elasticidade dinâmico 76
3.6.4 Massa específica do concreto 77
3.6.5 Resistividade elétrica 78
3.6.6 Absorção de água 78
3.7 Análise estatística 78
4. RESULTADOS E ANÁLISES 79
4.1. Escolha do modelo de empacotamento de partículas 79
4.2 Caracterização dos agregados: areia, brita 0 e brita 1 85
4.3 Empacotamento do esqueleto granular 89
4.3.1 Densidade de empacotamento pelo modelo de Funk e Dinger 89
4.3.2 Combinações aleatórias dos agregados: modelos analíticos 91
4.3.3 Densidade de empacotamento experimental 93
4.3.4 Método analítico *versus* método experimental 95

4.4 Determinação dos traços para a produção dos concretos.....97
4.5 Caracterização dos concretos 104
4.5.1 Estado fresco 104
4.5.2 Estado endurecido 105
4.5.3 Durabilidade 113
4.6 Previsão do módulo de elasticidade com os obtidos a partir de modelos.....116
4.7 Variação no teor de agregados (m) 118
4.8 Análise de custos.....125
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....127
5.1 Sugestões para trabalhos futuros.....131
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 132
APÊNDICE A: ROTEIRO DE CÁLCULO DO MODELO CPM 140
APÊNDICE B: CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS 145
APÊNDICE C: CARACTERIZAÇÃO DOS CONCRETOS 148

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Comportamento típico de tensão-deformação da pasta de cimento, agregado e concreto 22
Figura 2.2 - Representação do comportamento do concreto sob compressão axial 23
Figura 2.3 - Diferentes maneiras de determinação do módulo de elasticidade 25
Figura 2.4 - Perturbação inicial no gráfico 27
Figura 2.5 - Fatores que influenciam o módulo de elasticidade do concreto. 32
Figura 2.6 - Representação da zona de transição e da matriz da pasta de cimento do concreto 37
Figura 2.7 - Relação entre a resistência à compressão e o módulo de elasticidade 38
Figura 2.8 - Parâmetros de ensaio que interferem no módulo de elasticidade 39
Figura 2.9 - Influência da condição de umidade dos corpos-de-prova no módulo de elasticidade 40
Figura 2.10 – Empacotamento de partículas no concreto: (a) falha de empacotamento e (b) empacotamento adequado 42
Figura 2.11 - Estruturas de empacotamento cúbicas e tetraédricas de partículas esféricas de tamanhos similares 43
Figura 2.12 - Densidade de empacotamento de partículas com diferentes dimensões 44
Figura 2.13 - Relação qualitativa existente entre densidade relativa e o arredondamento relativo para empacotamentos monodispersos aleatórios de partículas 44
Figura 2.14 - Efeitos da convexidade de (a) partículas esféricas e (b) partículas com cantos côncavos 45
Figura 2.15 - Densidade de empacotamento em função da composição, para misturas com 2 tamanhos de partículas de formato esférico e irregular 46
Figura 2.16 - Distribuições granulométricas segundo o modelo de Andreasen e Andersen (1930). 48
Figura 2.17 – Interação entra partículas: (a) efeito de afastamento da classe de grãos 2 provocada pela classe 3 e (b) efeito parede da classe 2 em que os grãos da classe 2 são influenciados pela proximidade com grãos classe 1 50
Figura 2.18 – Módulo de elasticidade estático 54
Figura 3.1 – Fluxograma do programa experimental desenvolvido. 56
Figura 3.2 - Agregados utilizados: (a) areia, (b) brita 0 e (c) brita 1 62

Figura 3.3 – Ensaios de caracterização dos agregados: (a) absorção de água e massa específica da areia; (b) teor de material pulverulento da areia e (c) massa unitária da brita 63
Figura 3.4 – Empacotamento das britas 1 e 0: (a) 90% de brita 1 e 10% de brita 0, (b) 50% de brita 1 e 50% de brita 0 e (c) 30% de brita 1 e 70% de brita 0.....64
Figura 3.5 – Passo a passo do estudo dos agregados.....66
Figura 3.6 – Medidores: (a) compressômetro mecânico, (b) extensômetro elétrico de colagem superficial e (c) extensômetro elétrico de fixação externa.....73
Figura 3.7 - Plano de carga para obtenção do módulo de elasticidade tangente inicial, Eci – Metodologia A – Tensão σ_a fixa.....74
Figura 3.8 – Aparelho de ultrassom.....76
Figura 3.9 – Ensaio de absorção de água: (a) recipiente usado para absorção de água por imersão e (b) recipiente usado para absorção de água por capilaridade 78
Figura 4.1 – Curvas granulométricas obtidas pelo uso dos modelos de empacotamento .80
Figura 4.2 - Densidades de empacotamento dos conjuntos granulares, calculadas segundo o modelo CPM.....81
Figura 4.3 – Curvas granulométricas da areia, brita 0 e brita 1 86
Figura 4.4 – Curvas com as 10 classes de agregados (0,15-19 mm).....89
Figura 4.5 - Índice de vazios dos conjuntos granulares ensaiados.....94
Figura 4.6 – Curvas granulométricas segundo modelo de Funk e Dinger (1980).....96
Figura 4.7 – Diagrama de dosagem da família do concreto de referência.....100
Figura 4.8 – Diagrama de dosagem da família do concreto com estrutura granular modificada 101
Figura 4.9 – Abatimento de tronco de cone: (a) Ref_{25}, (b) Emp_{25}, (c) Ref_{40} e (d) Emp_{40} .105
Figura 4.10 - Comparação entre os resultados de massa específica dos concretos em estado endurecido, fresco e teórico, respectivamente.....106
Figura 4.11 - Resistência à compressão dos concretos estudados.....107
Figura 4.12 – Módulo de elasticidade estático dos concretos estudados por tipo de medidor aos 7 e 28 dias 108
Figura 4.13 - Velocidade de pulso ultrassônico aos 7 e 28 dias dos concretos estudados 111
Figura 4.14 – Módulo de elasticidade dinâmico dos concretos.....112

Figura 4.15 – Evolução da absorção de água por imersão dos concretos estudados.....113
Figura 4.16 – Evolução da absorção de água por capilaridade dos concretos estudados 114
Figura 4.17 – Resistividade elétrica dos concretos estudados aos 7 e 28 dias.....115
Figura 4.18 – Comparação entre o módulo de elasticidade estático experimental (Eci exp.) e teórico (Eci teórico), obtido pelos modelos de previsão para concretos classe C25 116
Figura 4.19 – Comparação entre o módulo de elasticidade estático experimental (E_{ci} exp.) e teórico (E_{ci} teórico), obtido pelos modelos de previsão para concretos classe C40.....117
Figura 4.20 - Resistência à compressão dos concretos aos 28 dias: (a) classe C25 e (b) classe C40.....119
Figura 4.21 – Módulo de elasticidade estático em função do aumento do teor de agregados (m) dos concretos aos 28 dias: concreto C25.....120
Figura 4.22 – Módulo de elasticidade estático em função do aumento do teor de agregados (m) dos concretos aos 28 dias: concreto C40.....121
Figura 4.23 - Resistividade elétrica dos concretos estudados aos 28 dias: (a) classe C25 e (b) classe C40.....122
Figura 4.24 - Velocidade de pulso ultrassônico dos concretos estudados aos 28 dias: (a) classe C25 e (b) classe C40.....123
Figura 4.25 - Módulo de elasticidade dinâmico dos concretos estudados aos 28 dias: (a) classe C25 e (b) classe C40.....124

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Módulo de elasticidade estático dos agregados 34
Tabela 2.2 - Valores do índice de compactação K 53
Tabela 3.1 - Parâmetros fixos 57
Tabela 3.2 - Variáveis de estudo 57
Tabela 3.3 – Variáveis intervenientes 58
Tabela 3.4 - Variáveis de resposta 58
Tabela 3.5 – Massa unitária e densidade de empacotamento das classes da areia 60
Tabela 3.6 – Empacotamento entre a brita 1 e a brita 0 65
Tabela 3.7 – Empacotamento entre a brita 1 e brita 0 e areia 65
Tabela 3.8 - Características químicas do cimento CP II F-32 67
Tabela 3.9 - Características físicas e mecânicas do cimento CP II F-32 67
Tabela 3.10 – Dados técnicos dos aditivos 68
Tabela 3.11 - Sequência de adição dos materiais à betoneira 70
Tabela 3.12 - Quantidade de corpos de prova utilizados para avaliação do efeito do empacotamento dos agregados pelo método experimental 72
Tabela 3.13 - Quantidade de corpos de prova utilizados para avaliação do efeito da variação do teor de agregados em relação ao cimento 72
Tabela 3.14 - Quantidade de corpos de prova para cada tipo de medidor utilizados na avaliação do efeito do empacotamento dos agregados pelo método experimental 75
Tabela 3.15 - Quantidade de corpos de prova para cada tipo de medidor utilizados na avaliação do efeito da variação do teor de agregados em relação ao cimento 76
Tabela 4.1 - Combinações volumétricas obtidas pelo uso dos modelos de empacotamento 79
Tabela 4.2 – Análise granulométrica dos agregados 85
Tabela 4.3 - Caracterização dos agregados 87
Tabela 4.4 - Combinação volumétrica obtida pelo uso do modelo de Funk e Dinger (1980) 89
Tabela 4.5 – Dados de entrada para a aplicação do modelo CPM (DE LARRARD, 1999) a partir da curva granulométrica obtida pelo modelo de Funk e Dinger (1980) 90
Tabela 4.6 – Cada agregado considerado como uma classe para aplicação do CPM 91

Tabela 4.7 – Variações nas proporções de agregados e densidade de empacotamento .92
Tabela 4.8 - Índice de vazios dos conjuntos granulares compostos por brita 1 e brita 0...93
Tabela 4.9 - Índice de vazios dos conjuntos granulares compostos pela brita 0, brita 1 e areia de britagem.....94
Tabela 4.10 – Traço unitário dos pontos auxiliares para a construção do diagrama de dosagem do concreto referência 97
Tabela 4.11 – Traço unitário dos pontos auxiliares para a construção do diagrama de dosagem do concreto com estrutura granular modificada.....98
Tabela 4.12 – Consumo de materiais dos pontos auxiliares para a construção do diagrama de dosagem do concreto referência 98
Tabela 4.13 – Consumo de materiais dos pontos auxiliares para a construção do diagrama de dosagem do concreto com estrutura granular modificada. 99
Tabela 4.14 – Resistência à compressão dos concretos produzidos, traços auxiliares para dosagem do concreto referência 99
Tabela 4.15 – Resultados da resistência à compressão dos concretos produzidos, traços auxiliares para a dosagem do concreto com estrutura granular modificada.....99
Tabela 4.16 - Equações de comportamento e R^2 para o concreto referência.....102
Tabela 4.17 - Equações de comportamento e R^2 para o concreto com estrutura granular modificada 102
Tabela 4.18 – Traços ajustados.....103
Tabela 4.19 - Massa específica aparente (**ρ**) dos concretos no estado fresco.....104
Tabela 4.20 – Abatimento de tronco de cone (*slump test*) dos concretos 104
Tabela 4.21 – Variação do teor de agregado (m) nos concretos: traços produzidos.....118
Tabela 4.22 – Custos dos materiais envolvidos na produção dos concretos.....125

1. INTRODUÇÃO

1.1 Contextualização e problema de pesquisa

Em projetos de estruturas de concreto armado, a resistência à compressão é o principal parâmetro de especificação. O desenvolvimento da tecnologia do concreto tem possibilitado o aumento da resistência do concreto à compressão, com uma preocupação com a durabilidade destas estruturas. Esse aumento tem possibilitado que as estruturas de concreto armado, por questões arquitetônicas e mercadológicas, se tornem cada vez mais esbeltas e a deformabilidade passa a ser um elemento cada vez mais relevante nos aspectos de utilização, desempenho e manutenção das edificações. Nesse contexto, o módulo de elasticidade passou a assumir importância tão relevante quanto à resistência à compressão. O módulo está relacionado ao comportamento elástico do concreto e pode fornecer informações a respeito da deformabilidade e da rigidez de uma estrutura (BEER; JOHNSTON, 1995). De forma mais específica, o módulo de elasticidade é a relação entre a tensão aplicada em um corpo e a sua deformação instantânea dentro de um limite proporcional do material (METHA; MONTEIRO, 2008).

A utilização do módulo de elasticidade está frequentemente relacionada com o cálculo de deslocamentos e flechas na estrutura de concreto armado, ainda na fase de projeto. O projetista estrutural especifica um valor do módulo de elasticidade que é utilizado em seus cálculos para satisfazer os estados limites de utilização. Este valor do módulo de elasticidade deverá ser verificado posteriormente, durante a construção, pelo engenheiro responsável técnico da obra ou pela empresa concreteira. A verificação equivocada do módulo de elasticidade pode ter graves consequências como, por exemplo, a ocorrência de deformações excessivas não previstas no projeto. Dessa forma, o conhecimento do módulo de elasticidade permite projetar e garantir o bom funcionamento de peças estruturais que estejam sob a ação de algum tipo de tensão (MELO NETO; HELENE, 2002).

Muitos dos problemas que ocorrem em estruturas de concreto são originados pela consideração inadequada das deformações e dos deslocamentos da estrutura em idades pequenas. As desformas prematuras, por exemplo, podem causar flechas excessivas em lajes. No caso de protensões, quando estas são aplicadas em situação em que o módulo

de elasticidade ainda é pequeno (mesmo que a resistência mecânica seja satisfatória), contraflechas poderão ser originadas e não serão anuladas pelo carregamento futuro. (DJANIKIAN FILHO, 2010). Todas essas situações ilustram a importância em se considerar adequadamente o módulo de elasticidade do concreto durante as fases de projeto e execução das estruturas. Para isso, as características e propriedades do concreto precisam ser bem estudadas e definidas.

A durabilidade e as propriedades mecânicas dos concretos, como a resistência à compressão e o módulo de elasticidade, são fortemente relacionados com a porosidade deste material. Montija (2007) enfatiza a importância da composição granulométrica dos agregados nas estruturas de concreto, pois esta irá gerar a macroporosidade do material, sendo este o espaço que a pasta de cimento deverá preencher. Alterações na composição granulométrica podem produzir o aumento da densidade de empacotamento de partículas, proporcionando concretos com maior rigidez e permitindo a desforma antecipada de peças estruturais. Isso demonstra que teorias e técnicas que objetivem a diminuição e o refinamento dessa macroporosidade do concreto são de grande interesse.

O empacotamento de partículas pode ser definido como o preenchimento dos espaços entre partículas. Ou seja, em uma combinação de grãos de diferentes tamanhos, os vazios entre as partículas maiores são preenchidos por partículas menores, e os vazios entre estas são preenchidos com partículas ainda menores, e assim sucessivamente (OLIVEIRA *et al.*, 2000). Logo, em concretos, os conceitos de empacotamento de partículas são aplicados para a otimização de seus componentes granulares, especialmente os agregados, resultando na diminuição da porosidade do conjunto, a chamada macroporosidade.

Além da influência na estabilidade dimensional do concreto, a otimização do empacotamento dos agregados auxilia na dosagem, pois o conhecimento do índice de vazios de uma determinada mistura possibilita o cálculo do volume de pasta necessário para o preenchimento dos vazios. Porém, se apenas os vazios forem preenchidos, as misturas produzidas podem ser ásperas e de baixa trabalhabilidade. A trabalhabilidade melhora quando existe excesso de pasta em relação à necessária para o preenchimento entre os grãos de areia e, da mesma forma, quando há excesso de argamassa (agregado miúdo e pasta de cimento) em relação àquela que seria necessária para o preenchimento dos vazios entre os agregados graúdos (FUNG *et al.,* 2009).

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

O objetivo geral do presente trabalho é avaliar a influência do empacotamento de partículas dos agregados, areia e brita, no módulo de elasticidade estático de concretos convencionais, com resistências de 25 e 40 MPa.

1.2.2 Objetivos específicos

Como objetivos específicos, podem ser listados os apresentados a seguir:

- Comparar os resultados experimentais do módulo de elasticidade dos concretos estudados com resultados obtidos a partir de modelos de previsão proposto pelas normas MODEL CODE (CEB-FIB, 2010), NBR 6118 (ABNT, 2014), ACI 318-14 (ACI, 2014) e EUROCODE 2 (EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 2014).
- Comparar os resultados experimentais do módulo de elasticidade dinâmico com os obtidos pelo ensaio de módulo de elasticidade estático, avaliando a possibilidade de usar o primeiro como um caminho direto, rápido e não destrutivo de determinar o módulo de elasticidade estático do concreto.
- Avaliar a influência do tipo do medidor de deformação utilizado para a medição do módulo de elasticidade do concreto (compressômetro mecânico, extensômetro elétrico de colagem superficial e extensômetro elétrico de fixação externa) no resultado experimental obtido.
- Avaliar a variação do teor de agregados (m) no módulo de elasticidade estático do concreto.

1.3. Justificativa

A seguir serão apresentadas as justificativas ambientais, técnicas e econômicas cabíveis do presente trabalho.

1.3.1. Justificativa técnica

A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece que as estruturas devem atender aos requisitos de qualidade que englobam a capacidade resistente (estado limite último - ELU), o desempenho em serviço e a durabilidade (estado limite de serviço – ELS). No ELS são verificadas a durabilidade, o conforto do usuário e a boa utilização funcional tanto em relação aos usuários quanto em relação a máquinas e equipamentos. Deformações excessivas podem comprometer essas propriedades, causando o mau funcionamento da estrutura (LEAL, 2012).

O risco de haver deformações excessivas em estruturas de concreto armado não pode ser ignorado e representa um problema que deve ser analisado com o cuidado necessário para se garantir confiabilidade na avaliação das deformações.

Atualmente, as obras de engenharia civil estão cada vez mais esbeltas e altas, com uma concepção que privilegia grandes vãos, com menor quantidade de pilares e lajes com espessuras menores, mas que suportam as mesmas cargas que antes eram suportadas por elementos maiores. Essas características trouxeram implicações para as propriedades mecânicas do concreto e tornaram as estruturas mais deformáveis (PACHECO *et al.*, 2007). Por questões de segurança e também conforto do usuário, essas deformações devem estar previstas nos cálculos estruturais, pois valores acima do limite aceitável pode desencadear patologias, mesmo dentro dos limites de segurança estrutural, comprometendo o desempenho das estruturas e causando desconforto aos usuários.

Os agregados conferem vantagens técnicas consideráveis ao concreto, ao garantir uma maior estabilidade química, dimensional e melhor durabilidade do que a pasta de cimento pura (NEVILLE, 1997). A partir disso, o empacotamento de agregados no concreto, com a redução no consumo de pasta, leva a uma maior durabilidade do concreto, diminuindo os riscos de ataques por agentes de deterioração (carbonatação, ataques por sulfatos). Além disso, levam a uma diminuição da porosidade do concreto, aumentando a vida útil do material.

O estudo do comportamento do módulo de elasticidade tem se mostrado como um caminho para compreender o comportamento das estruturas de concreto durante a sua vida útil e este estudo vem para aprimorar a compreensão desta propriedade a partir dos

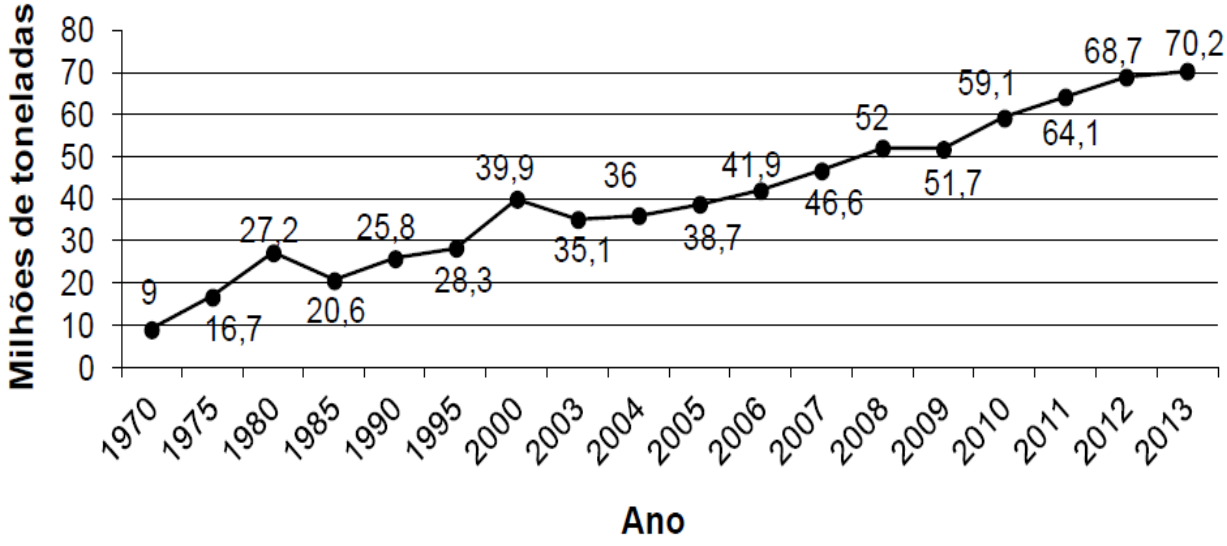
materiais componentes do concreto, mais especificamente, do estudo das influências do empacotamento de partículas dos agregados.

1.3.2. Justificativa ambiental

Pelo fato da construção civil consumir os materiais da natureza em larga escala, gerando impacto ambiental elevado, um dos grandes desafios atualmente é diminuir a intensidade de uso dos recursos naturais, que deve ser realizada com a seleção de materiais mais adequados a cada solicitação.

Com a elevação da produção de cimento (Figura 1.1), aumentaram-se significativamente os impactos ambientais causados pelas usinas cimenteiras. Estima-se que para cada tonelada de clínquer moído produzido, é emitido na atmosfera aproximadamente 866 kg de gás carbônico (WBCSD, 2011). A redução nos impactos causados pelo consumo de cimento pode ser alcançada através da maximização da densidade de empacotamento dos agregados presentes nos concretos, o que minimiza o consumo de pasta de cimento.

Figura 1.1 - Evolução da produção de cimento no Brasil em milhões de toneladas de 1970 a 2013



Fonte: Relatórios anuais do sindicato nacional da indústria do cimento – SNIC (2013).

No início de 1960, Powers postulou que é o excesso de pasta, ou seja, a pasta em excesso da quantidade necessária para preencher os espaços vazios entre os agregados, que lubrifica a mistura de concreto. Portanto, para um mesmo volume de pasta, uma

densidade de empacotamento mais elevada dos agregados geraria um maior excesso de pasta, o que levaria a uma maior trabalhabilidade. Alternativamente, com a mesma trabalhabilidade, um empacotamento mais elevado do agregado permitiria a utilização de um volume de pasta menor para aumentar a estabilidade dimensional e reduzir o custo de produção (FUNG *at al.*, 2009). A diminuição do consumo de pasta implica na diminuição do consumo e produção de cimento.

De acordo com Mehta e Monteiro (2008), a diminuição no consumo de clínquer é a primeira medida rumo à redução no consumo de energia e emissões de gases do efeito estufa. Ao utilizar-se modelos de empacotamento de partículas, a redução do índice de vazios dos agregados e, consequentemente, a diminuição da quantidade de pasta de cimento utilizada no concreto são fomentadas. A diminuição do clínquer (um produto nobre) resultará em um menor consumo de recursos naturais como calcário para a sua produção, reduzindo o consumo de energia térmica para produção do cimento e de energia elétrica na moagem.

1.3.3. Justificativa econômica

Em função dos crescentes problemas de degradação precoce observados nas estruturas de concreto, das novas necessidades competitivas e das exigências de sustentabilidade no setor da construção civil, nos últimos 30 anos verificou-se uma tendência mundial em privilegiar os aspectos de projeto voltados à durabilidade e à extensão da vida útil das estruturas de concreto armado (CLIFTON, 1993). Deformações excessivas em estruturas de concreto armado podem prejudicar o seu desempenho, levando a diminuição de sua vida útil, não garantindo a durabilidade prevista em projeto, criando prejuízos para a construção civil em manutenção e reparos de estruturas. Dessa forma, mecanismos de redução de deformações são fundamentais para minimizar os problemas causados, o que diminuiria custos associados à manutenção e recuperação de estruturas.

Acredita-se que a otimização da distribuição de tamanhos de partículas em estruturas de concreto através do empacotamento colabora para aumentar o módulo de elasticidade do material (MELO NETO e HELENE, 2002). Além disso, o empacotamento de partículas produz também o aumento da resistência mecânica do concreto, o que colabora

para reduzir a seção dos elementos estruturais, gerando economia de material e recursos à sociedade. Aliado a isso, o consumo menor de pasta implica na diminuição do consumo de cimento, que é o material mais caro, gerando concretos com menores custos.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Módulo de elasticidade do concreto

2.1.1 Generalidades

Quando em serviço, muitos materiais são submetidos a forças ou cargas. Nestas situações, é necessário conhecer as características do material, dentre estas o módulo de elasticidade, de forma que se possa projetar peças e dispositivos de tal maneira que qualquer deformação resultante seja previsível e não excessiva ao ponto de ocorrer deformações plásticas, fadiga acelerada ou mesmo fratura. O comportamento mecânico de um material depende, em grande parte, de sua resposta (ou deformação) à força ou carga ao qual é submetido (COSSOLINO; PEREIRA, 2010).

No caso do concreto, o módulo de elasticidade é fundamental nos cálculos para determinação das deformações e tensões de projeto. A elasticidade limite do material em projetos estruturais indica a deformação máxima que este material pode atingir sem adquirir deformação plástica, além de indicar o grau de restrição à deformação (ALMEIDA, 2005). Além disso, a fissuração e a fluência podem ser estimadas pelo valor do módulo de elasticidade (LIU *et al.*, 2014). Por isso, ensaios são realizados com o intuito de analisar o comportamento e qualidade das estruturas de concreto. Tanto as propriedades mecânicas quanto a estabilidade dimensional das estruturas de concreto são de grande importância. Esta última vem ganhando ainda mais destaque nos últimos anos.

Antigamente, as estruturas de concreto armado apresentavam maior rigidez devido aos pequenos vãos entre os pilares e ao trabalho solidário entre a alvenaria e a estrutura. Neste contexto, desprezava-se a análise das deformações. Atualmente, com o aumento da resistência do concreto e a execução de estruturas mais esbeltas, as deformações apresentadas por elas passaram a ser significativas e preocupantes, e sua análise torna-se cada vez mais importante. Dessa forma, as construções devem ser projetadas e construídas de forma a evitar deformações excessivas da estrutura, que podem acarretar em danos aos sistemas de vedação, elevando assim a vida útil da edificação (MARCHI, 2011).

O desenvolvimento tecnológico dos materiais, em particular a evolução do processo de fabricação do cimento, proporcionou melhores características mecânicas aos concretos,

possibilitando maiores resistências em idades menores. Esse desenvolvimento permitiu que as estruturas sejam produzidas mais rapidamente, aumentando a produtividade e os lucros em toda a cadeia de produção. Entretanto, esse contexto acarretou no aumento das deformações nas estruturas a idades mais baixas, uma vez que o aumento da resistência mecânica não necessariamente aumenta proporcionalmente o módulo de elasticidade do concreto, ocasionando a diminuição da rigidez do elemento estrutural (CUNHA, 2000).

Esta nova realidade demanda um cuidado maior com as estruturas nas primeiras idades. Um exemplo disto centra-se no fato de que os construtores, de forma geral, estão se conscientizando de que os escoramentos devem ficar por mais tempo em suas posições e de que deve-se evitar os carregamentos de materiais de construção sobre as lajes, até que as resistências iniciais sejam atingidas. Como consequência, a data de início dos serviços de vedações são alteradas (DJANIKIAN FILHO, 2010).

Outras mudanças associadas à estabilidade dimensional das estruturas de concreto são apontadas por diversos autores. Cavaleira[1] (1991) *apud* Cunha (2000) relata que para se elevar a rigidez de uma laje é preciso aumentar a altura útil da peça à medida que se aumenta os vãos. Entretanto, França e Fusco[2] (1997) *apud* Marchi (2011), ao comparar flechas em lajes com características mecânicas utilizadas antigamente (30 anos atrás) e nos dias de hoje, constatou que as lajes atuais trabalham no Estágio II descrito na norma NBR 6118 (2014), fase de formação de fissuras, que permite que as flechas possam ser até 25 vezes maiores que as encontradas no passado, que trabalhavam predominantemente no regime do Estágio I. Dessa forma, o aumento da altura útil da peça não é mais suficiente para a garantia do trabalho da laje no Estágio I, como era feito antigamente.

Outro ponto importante a ser evidenciado é que, com o aumento da velocidade na construção, começou-se a utilizar concretos com maior fluidez para facilitar o seu lançamento, por meio do bombeamento, assim como nos serviços de adensamento e acabamento. Sbrighi (2005) comenta que a evolução dos concretos levou ao aumento nos teores de argamassa e, consequentemente, na diminuição do teor de agregado graúdo, o que reduz a rigidez do material.

---

[1]CAVALEIRA, J.; Calculo de estructuras de cimentacion. Instituto Técnico de Materiales y Construcciones – INTEMAC. Ed. Torreangulo Arte Gráfico, ed. 3ª, Madrid, Espanha.

[2]FRANÇA, A. B. M.; FUSCO, P. B. As lajes nervuradas na moderna construção de edifícios. São Paulo, AFALA & ABRAPEX, 1997

Diante do apresentado, constata-se que a construção de estruturas cada vez mais esbeltas, a adoção de vãos maiores e o uso de seções transversais dos elementos estruturais cada vez menores aumentam a importância da análise das estruturas de concreto com relação às deformações causadas pela aplicação de cargas. Isto é importante para evitar que essas deformações impeçam que a estrutura cumpra com os fins a qual foi projetada. Sendo assim, além de determinar a resistência à compressão do concreto, deve-se também conhecer os valores dos módulos de elasticidade do concreto fabricado com diferentes tipos de materiais componentes, para que se possa assegurar o desempenho das estruturas, evitando fissuração excessiva e garantindo a durabilidade prevista.

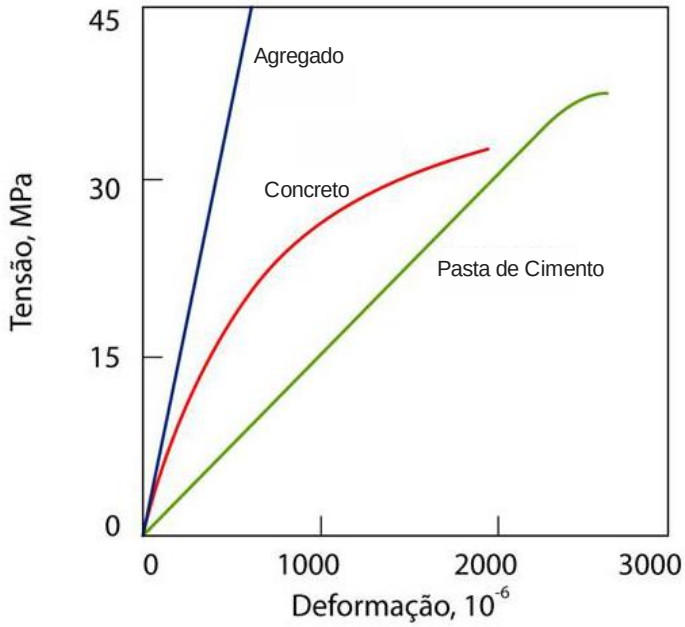
2.1.2 Deformações no concreto

As deformações imediatas no concreto podem ser elásticas, plásticas ou uma combinação de ambas (elasto-plástico). A deformação elástica é aquela em que o material deformado retorna a sua posição original com a retirada da carga que o deformou, não resultando em deformação residual. Almeida (2005) comenta que a maioria dos materiais passa por um comportamento elástico antes de atingir a deformação plástica, ou seja, uma deformação irreversível. Em alguns materiais submetidos a níveis de carregamento relativamente baixos, a relação entre a tensão normal (σ) e a deformação específica (ε) é proporcional, de acordo com a relação $\sigma = E.\varepsilon$, conhecida por Lei de Hooke, em que E é o módulo de elasticidade. Este relaciona a rigidez, que é caracterizada pelo produto Ec x Ic, onde E_c é o módulo de elasticidade do concreto e I_c a inércia da seção do elemento de concreto, à deformação elástica (MEHTA; MONTEIRO, 2008). Entretanto, o concreto apresenta deformações que não obedecem a Lei de Hooke, conduzindo a um diagrama tensão-deformação parabólico.

O concreto é um material heterogêneo formado por fases componentes de pasta de cimento e agregados, além da zona de transição. Cada uma destas fases quando submetidas a tensões possuem deformações diferentes das do concreto propriamente dito (NEVILLE, 2013). A elasticidade do concreto está relacionada diretamente com o desempenho elástico dos seus materiais componentes, sendo que tanto o agregado graúdo como a pasta de cimento mantêm uma linearidade no gráfico tensão-deformação, e este comportamento linear não é visível no concreto. A partir da Figura 2.1 é possível perceber

a influência da falta de homogeneidade no comportamento do concreto, em seu diagrama tensão-deformação (SILVA; PELISSER, 2005).

Figura 2.1 - Comportamento típico de tensão-deformação da pasta de cimento, agregado e concreto



Fonte: Metha e Monteiro, 2008

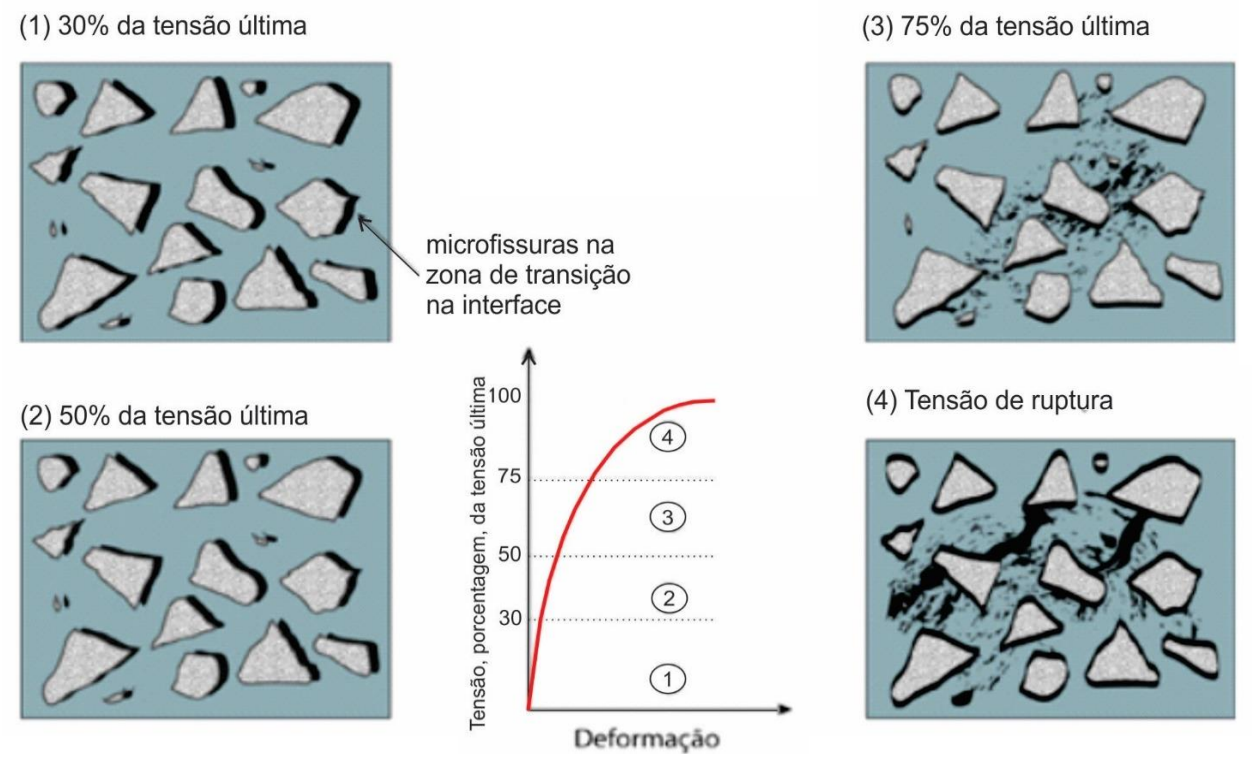
Constituído pelos mesmos materiais, o concreto apresenta um diagrama curvo desde o início do carregamento. Esse comportamento pode ser explicado pelo fluxo de fluidos nos poros do concreto. No início, é o agregado, por ser mais rígido, que absorve quase toda a tensão. À medida que o agregado se deforma, parte do seu carregamento vai sendo transferido para a pasta de cimento, que começa a se destacar do agregado. Nota-se que a deformação do concreto será intermediária entre as deformações da pasta e do agregado. Sendo no início mais próxima da deformação do agregado, tendendo, depois, para a deformação da pasta (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Percebe-se que a pasta de cimento hidratada e o agregado, quando isoladamente submetidos a uma tensão de compressão, apresentam uma relação linear tensão-deformação. Já o concreto apresenta um comportamento tensão-deformação não linear, que pode ser explicado pelos estudos de microfissuração progressiva do concreto sob cargas que surgem na zona de transição (NEVILLE, 2013). O mesmo autor explica que antes mesmo da aplicação de carga, o concreto já apresenta microfissuras na zona de

transição. Essas microfissuras evoluem produzindo um acréscimo progressivo de tensões localizadas e do valor da deformação do concreto.

Metha e Monteiro (2008) apresentam na Figura 2.2 a evolução das fissuras em função da tensão de compressão do concreto. O estágio 1 indicado nesta figura se refere às condições de exposição ao ambiente sem carregamento, em que a contração térmica e a retração por secagem do concreto devido à variação de temperatura e umidade ocorrem, ocasionando a deformação dos elementos constituintes do concreto. Entretanto, a diferença nas deformações dos agregados e da pasta de cimento causa fissuras na zona de transição. Desta forma, mesmo antes da aplicação de tensão no material, pode haver microfissuras na interface da pasta de cimento com o agregado graúdo, diminuindo a rigidez do concreto e, desta forma, estão diretamente relacionadas com a resistência à compressão e o módulo de elasticidade (LEAL, 2012). Apesar da fissuração, quando o concreto é carregado a valores entre 0 e 30% da tensão última, as fissuras da zona de transição permanecem estáveis, pois o concreto deformado retorna a sua posição original quando descarregado, o que leva o material a um comportamento elástico.

Figura 2.2 - Representação do comportamento do concreto sob compressão axial



Fonte: Metha e Monteiro, 2008

Na fase seguinte (estágio 2), o concreto é carregado entre 30 e 50% da tensão última. Nesta situação, as fissuras aumentam em comprimento, abertura e quantidade, mas mantem-se estáveis na zona de transição, sendo consideradas insignificantes. Percebe-se pela figura que neste trecho a curva começa a se desviar de uma linha reta. Com o acréscimo da carga, entre 50 e 75% da tensão última (estágio 3), as fissuras aumentam e não retornam à mesmas dimensões quando a peça é descarregada, o que leva o material a se comportar de modo não elástico. Neville (2013) cita que, além das microfissuras, o concreto sob tensão constante sofre deformações que crescem ao longo do tempo, caracterizando o fenômeno de fluência. No trecho final (estágio 4), entre 75 e 100% da tensão última, as fissuras se propagam rapidamente pela argamassa, a partir da zona de transição, e se interligam até o rompimento do concreto.

É importante salientar ainda que mesmo sem estar sujeito a cargas, o concreto apresenta retração autógena devido à pasta de cimento, fazendo com que haja retração e dessa forma deformação do compósito.

A determinação das propriedades de módulo de elasticidade e resistência à compressão do concreto é realizada em diferentes estados de tensão. O módulo de elasticidade é tomado no estágio 2, entre 30 e 45% da tensão de ruptura, dependendo da norma utilizada, enquanto a resistência à compressão é medida na ruptura, estágio 4. A determinação do valor do módulo de elasticidade é feita numa tensão em que as fases mantém certa integridade (LEAL, 2012). O maior valor da rigidez do agregado contribui para aumentar a rigidez do conjunto, o que faz com que o agregado tenha grande influência no módulo de elasticidade (METHA; AITCIN, 1990).

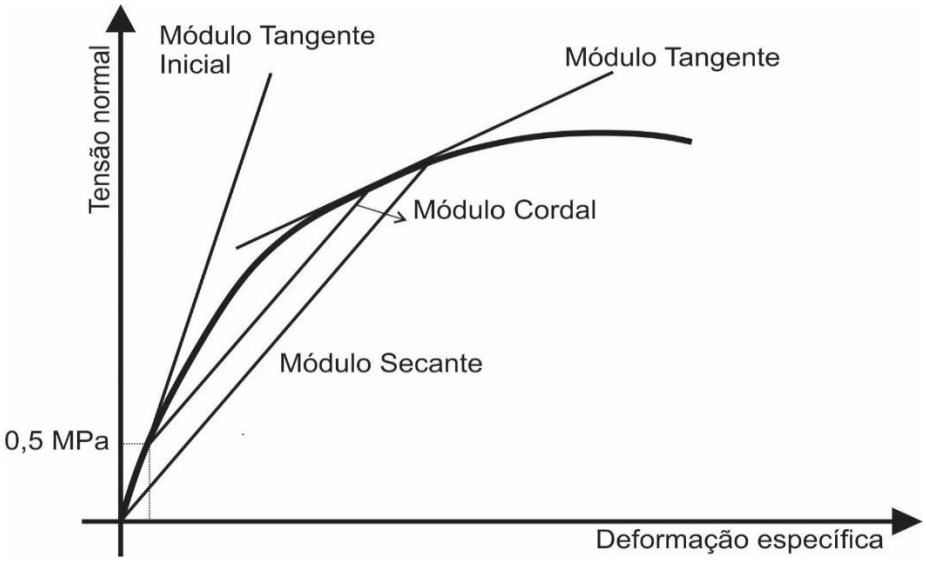
2.1.3 Tipos de módulo de elasticidade

Mehta e Monteiro (2008) descrevem dois tipos de módulos de elasticidade, sendo eles o módulo de elasticidade estático (MEE), que se divide em módulo tangente, módulo secante e módulo cordal; e o módulo de elasticidade dinâmico (MED).

- Módulo de elasticidade estático

Segundo a NBR 8522 (ABNT, 2008), o módulo de elasticidade estático do concreto sob tensão ou compressão axial é determinado pela declividade da curva tensão-deformação obtida a partir de ensaios de corpos de provas cilíndricos. Entretanto, pelo fato da relação tensão-deformação não ser linear, alguns métodos podem ser utilizados para estimar o valor do módulo de elasticidade estático, estabelecendo assim tipos de módulo. Os tipos de módulo estão ligados a diferentes estágios de carga e devem ser adotados em função do objetivo do ensaio. A Figura 2.3 apresenta os tipos de representação do módulo de elasticidade estático do concreto sujeito à compressão.

Figura 2.3 - Diferentes maneiras de determinação do módulo de elasticidade



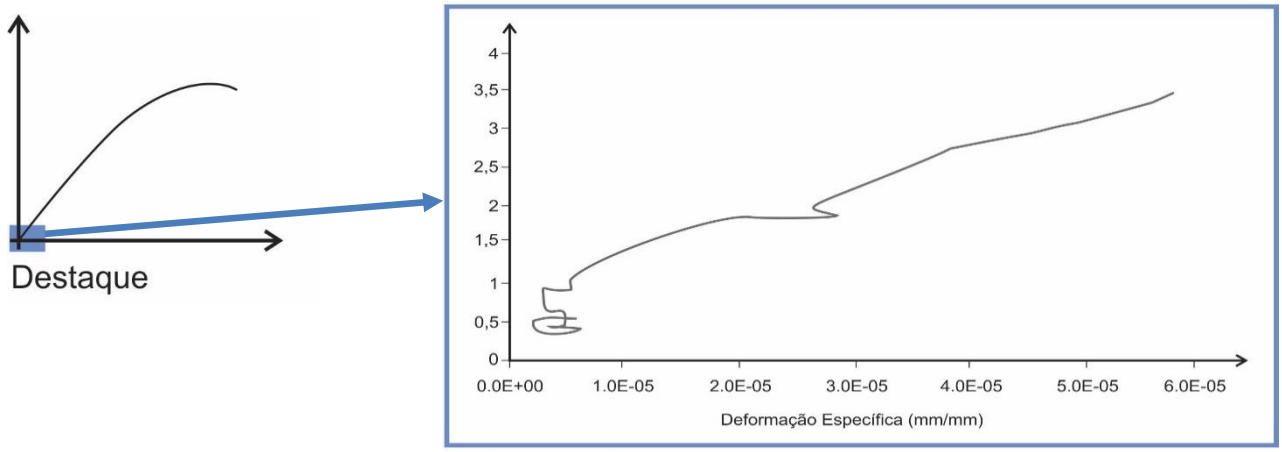
Fonte: Metha e Monteiro (2008).

a) Módulo tangente inicial (E_{ci}): determinado pela declividade de uma reta tangente que passa pela origem do diagrama tensão versus deformação. É utilizado quando se requer caracterizar deformações do concreto submetido a tensões muito baixas. A norma NBR 6118 (ABNT, 2014) indica este resultado para ser aquele especificado em projeto e controlado tecnologicamente pelas obras. Este valor pode ser utilizado diretamente pelos projetistas na avaliação do comportamento global de uma estrutura e para o cálculo de perdas de protensão.

b) Módulo tangente em um ponto genérico (E_c): determinado pela declividade de uma reta tangente à curva tensão-deformação em qualquer ponto dela. Sua utilização ocorre quando se deseja simular a estrutura submetida a carregamentos ou descarregamentos em diferentes níveis de carga. Os carregamentos e descarregamentos prévios podem ser aplicáveis, por exemplo, quando há interesse na simulação numérica de uma estrutura cuja carga acidental é grande.
c) Módulo secante (E_{cs}): determinado pela declividade de uma reta traçada da origem até o ponto da curva, que corresponde a 40% da carga de ruptura. Este tipo de módulo simula a estrutura durante seu carregamento inicial, que pode ser o caso quando a carga permanente prevalece. A NBR 6118 (ABNT, 2014) indica este resultado para ser aquele utilizado pelos projetistas em análises elásticas de projeto, especialmente para determinação de esforços solicitantes e verificação de estados limites de serviço na avaliação do comportamento de um elemento estrutural ou seção transversal durante o projeto. A norma supõe que o valor do módulo de deformação secante é 85% do valor do módulo de deformação tangente inicial. Este módulo é muito utilizado pelos projetistas estruturais.
d) Módulo cordal (E_{cordal}): comparado ao módulo secante, ao invés da reta partir da origem, ela se inicia em um ponto com afastamento de 50 micro-deformações e 0,5 MPa de tensão aplicada, a fim de se corrigir uma leve concavidade que surge no início da curva. Do ponto de vista prático de projeto é pouco utilizado (SANTOS *et. al.*, 2013).

Neville (2013) observa que a determinação do módulo de elasticidade tangente inicial e do módulo de elasticidade secante é de difícil visualização, uma vez que o início da curva tensão-deformação se apresenta com uma leve curvatura, com a concavidade para cima. Tal comportamento é ilustrado na Figura 2.4. Dessa forma, convenciona-se adotar uma tensão mínima ou deformação específica mínima para início do traçado da curva, desprezando a influência da perturbação inicial do início do processo, causada principalmente pela instabilidade da máquina de ensaio, pelas imperfeições dos corpos de prova e pela acomodação dos corpos de prova ao início do carregamento.

Figura 2.4 - Perturbação inicial no gráfico



Fonte: Pereira Neto adaptado (1994).

- Módulo de elasticidade dinâmico

O módulo de elasticidade dinâmico corresponde a uma deformação instantânea muito pequena, dado aproximadamente pelo módulo tangente inicial que é o módulo tangente para uma linha traçada a partir da origem. De forma geral, seu valor é de 20 a 40% mais alto do que o módulo de elasticidade estático. O módulo de elasticidade dinâmico é apropriado para analisar a tensão de estruturas submetidas a terremotos ou cargas de impacto (METHA; MONTEIRO, 2008).

2.1.4 Modelos de previsão

- Correlação entre resistência à compressão e módulo de elasticidade estático

A literatura apresenta diversos modelos teóricos que estimam o módulo de elasticidade estático do concreto. São equações obtidas a partir de regressões, que associam o módulo de elasticidade a outros parâmetros de controle tecnológico do concreto, permitindo inferir a respeito do valor do módulo de elasticidade de concretos quando o mesmo não foi determinado por ensaio experimental. De forma geral, estas regressões são obtidas por dados experimentais de controle. Sendo assim estes modelos dependem fortemente da condição tecnológica dos concretos amostrados para a produção

da regressão. A maioria dos modelos de previsão do módulo de elasticidade está relacionada a resistência à compressão (BORIN *et. al*., 2012).

Entretanto, existem outros parâmetros além da resistência à compressão que afetam o módulo de elasticidade do concreto. O módulo de elasticidade do agregado pode ser considerado um exemplo. Como grande parte do volume do concreto endurecido é composto pelos agregados graúdos, espera-se que agregados mais rígidos enrijeçam o concreto, aumentando o seu módulo de elasticidade. Assim, pode-se ter concretos convencionais com a mesma constituição de pasta e mesma relação água/cimento (a/c) e, consequentemente, com valores de resistência à compressão muito próximos. Entretanto, estes podem ter sido produzidos com agregados com diferentes módulos de elasticidade, resultando em concretos com módulo de elasticidade distintos (PACHECO *et al.,* 2005). Poucos modelos levam em conta o tipo de agregado, o que pode acarretar em erros de previsão.

Diversos modelos de previsão do módulo de elasticidade foram desenvolvidos com base na resistência à compressão. Para este estudo serão apresentados os modelos de previsão do módulo de elasticidade tangente inicial (E_{ci}).

- NBR 6118 (ABNT, 2014)

A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece que quando não forem feitos ensaios e não existirem dados mais precisos sobre o concreto usado na idade de 28 dias, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade usando a Equação (2.1) ou (2.2) em função da resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}).

$$E_{ci} = \propto_E * 5600 * \sqrt{f_{ck}} \qquad \text{Equação (2.1)}$$

Para f_{ck} de 20 MPa a 50 MPa

$$E_{ci} = 21{,}5 * 10^3 * \propto_E * \left[\frac{f_{ck}}{10} * 1{,}25\right]^{1/3} \qquad \text{Equação (2.2)}$$

Para f_{ck} de 55MPa a 90MPa

A última versão da norma, de 2014, trouxe alterações na determinação da estimativa do valor do módulo de elasticidade do concreto. Uma delas foi o reconhecimento da influência da natureza petrográfica dos agregados na massa específica do concreto, que levam à variações no módulo de elasticidade estático. Assim, foi acrescentado um coeficiente (α_E) nas expressões em função do tipo do agregado empregado no concreto, sendo:

α_E = 1,2 para basalto e diabásio;

α_E = 1,0 para granito e gnaisse;

α_E = 0,9 para calcário;

α_E = 0,7 para arenito.

Além disso, a norma estabelece equações diferenciadas para os grupos de resistência I (C20 a C50) e II (C55 a C90), reconhecendo que o concreto de cada um dos grupos possui características distintas e não podem ser tratados da mesma forma.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) prevê que nas análises elásticas de projeto deve ser utilizado o módulo de elasticidade secante, este pode ser calculado pela Equação (2.3).

$$E_{cs} = 0{,}85 * E_{ci} \qquad \text{Equação (2.3)}$$

- ACI 318 (ACI, 2014)

A norma americana informa que o módulo de elasticidade secante do concreto é sensível ao módulo do agregado e pode diferir do valor especificado. Com isso, os valores medidos podem variar usualmente de 80% a 120% em função do tipo de agregado utilizado.

Segundo ACI 318-14, para concretos com densidade entre 1.500 e 2.500 kg/m³, o módulo de elasticidade secante pode ser previsto por meio da Equação (2.4).

$$E_{cs} = 0{,}043 * {w_c}^{1{,}5} * {f_c}^{1/2} \text{ (em MPa)} \qquad \text{Equação (2.4)}$$

Em que:

w_c = densidade (kg/m³); f_c = resistência à compressão aos 28 dias (MPa).

- EUROCODE 2 (2014)

A norma europeia EUROCODE 2 (2004) comenta que a deformação elástica do concreto depende fundamentalmente da sua composição (especialmente dos agregados). Os valores dados nesta norma podem ser indicados para aplicações gerais. Porém, esses valores devem ser verificados por ensaios específicos em caso de estruturas especiais. O módulo de elasticidade do concreto é controlado pelo módulo de elasticidade de seus componentes.

As Equações (2.5) e (2.6) apresentam os módulos de elasticidade estático tangente e secante, respectivamente, aos 28 dias.

$$E_c = 1{,}05 * E_{cm} \quad \text{(em MPa)} \qquad \text{Equação (2.5)}$$

$$E_{cs} = 22 * \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3} \quad \text{(em MPa)} \qquad \text{Equação (2.6)}$$

Em que:

E_{cm} = módulo secante (MPa); f_{cm} = resistência à compressão média aos 28 dias (MPa).

- *fib* Mode Code 2010

A norma fib Model Code (2010) considera o tipo de agregado para o cálculo do módulo de elasticidade. A equação (2.7) é válida para concretos feitos com agregados de origem quartzíticas. Para concretos feito de basaltos, pedra calcária densa, calcário ou arenito o módulo de elasticidade é dado a partir da equação (2.7), mas o Eci deve ser multiplicado pelos coeficientes apresentados na NBR 6118 (ABNT, 2014). Os coeficientes devem ser levado em conta em virtude das diferenças de rigidez dos agregados.

$$E_{ci} = 21{,}5 * 10^3 * \propto_E \left(\frac{f_{ck}+8}{10}\right)^{\frac{1}{3}} \quad \text{(em MPa)} \qquad \text{Equação (2.7)}$$

- Correlação entre módulo de elasticidade estático e dinâmico

Ao comparar o módulo de elasticidade estático (E_c) e dinâmico (E_d), Metha e Monteiro (2008) afirmam que o módulo de elasticidade dinâmico, que representa a uma deformação instantânea muito pequena, corresponde de forma aproximada ao módulo tangente inicial, geralmente de 20 a 40% maior que o módulo de elasticidade estático.

Para o British Standard Institution (1972) *apud* Bezerra *et al*. (2009), para concretos com teor de cimento menor que 500 kg/m³ ou concretos com agregados de densidade normal, o módulo de elasticidade estático é estimado pela Equação (2.8).

$$E_c = 1{,}25 * E_d - 19 \quad \text{(Em GPa)} \qquad \text{Equação (2.8)}$$

Para concretos com teor de cimento maior que 500 kg/m³ ou concretos com agregados leves, o módulo de elasticidade estático é estimado pela Equação (2.9).

$$E_c = 1{,}04 * E_d - 4{,}1 \quad \text{(Em GPa)} \qquad \text{Equação (2.9)}$$

Para Lyndon e Balendran (1986) *apud* Bezerra *et al*. (2009), a correlação entre o módulo de elasticidade estático e dinâmico é representado pela Equação (2.10).

$$E_c = 0{,}83 * E_d \quad \text{(Em GPa)} \qquad \text{Equação (2.10)}$$

- Correlação entre módulo de elasticidade dinâmico e resistência à compressão

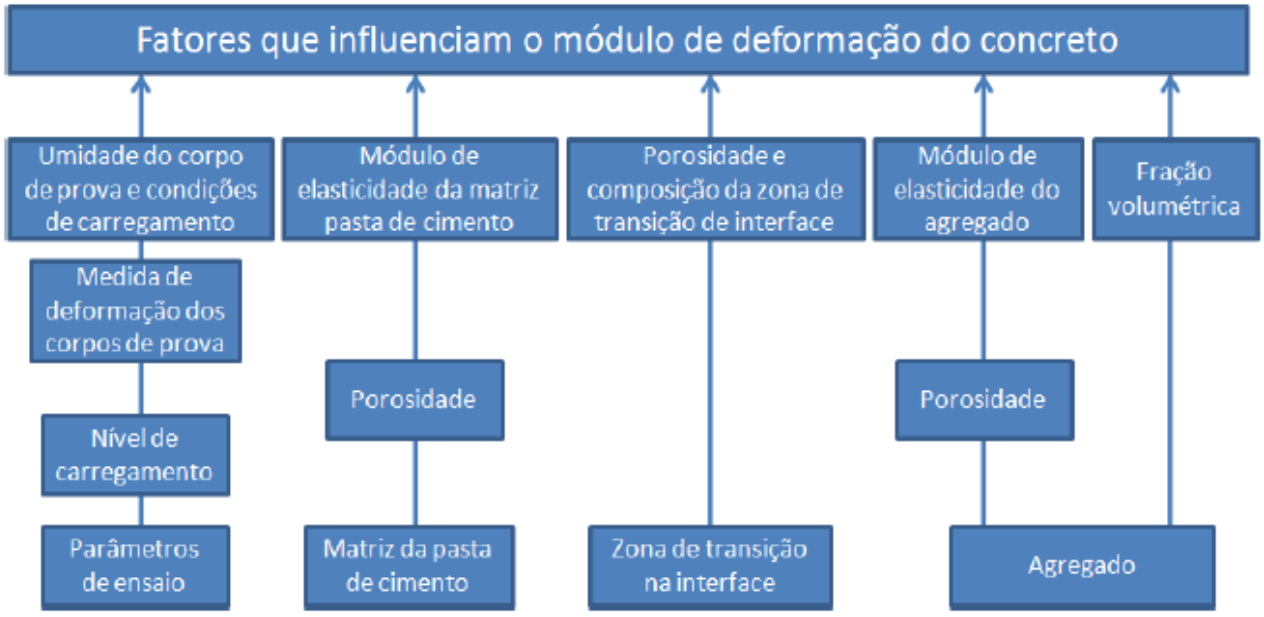
Alguns pesquisadores tentaram estabelecer uma correlação entre o módulo dinâmico e a resistência do concreto, porém ainda não existe uma relação generalizada, e sim, expressões que dependem do tipo de concreto empregado (ALMEIDA, 2005). Pelo British Standard Institution (1972) *apud* Bezerra *et al*. (2009), a relação entre o módulo dinâmico (E_d) e a resistência à compressão (f_{ck}) é dada pela Equação (2.11).

$$E_d = 7600 * {f_{ck}}^{0{,}33} + 1440 \qquad \text{Equação (2.11)}$$

2.2 Fatores que afetam o módulo de elasticidade do concreto

O concreto, por ser um material heterogêneo e multifásico, apresenta um comportamento elástico determinado pela sua densidade, fração volumétrica, módulo de elasticidade da pasta matriz e agregados e características da zona de transição. O aparecimento de concentrações de tensões na zona de transição ocorre devido à diferença de dureza entre a matriz cimentícia e os agregados, diferentes da tensão do material. Esse efeito é acentuado à medida que o tamanho do agregado aumenta (METHA; MONTEIRO, 2008). A Figura 2.5 apresenta as variáveis que influenciam o módulo de elasticidade do concreto.

Figura 2.5 - Fatores que influenciam o módulo de elasticidade do concreto.



Fonte: Metha e Monteiro (2008)

É importante salientar que cada um dos componentes do concreto é multifásico. O agregado pode conter diversos minerais, microfissuras e vazios. A pasta de cimento e a zona de transição apresentam distribuição heterogênea dos compostos de hidratação do cimento, vazios e microfissuras. Associado a isso, como o processo de endurecimento do cimento ocorre por anos, novos cristais vão se formando, modificando ainda mais a fase sólida da matriz cimentícia e da zona de transição (NEVILLE, 1997).

A dispersão dos valores do módulo de elasticidade do concreto pode ocorrer devido às variabilidades das características dos próprios materiais constituintes do concreto ou por fatores externos relacionados às condições climáticas e condições de ensaio.

As propriedades de um material estão diretamente relacionadas à sua microestrutura. No caso do agregado graúdo, a influência ocorre na resistência mecânica, na estabilidade dimensional e na durabilidade do concreto (SBRIGHI, 2005).

Marchi (2011) alerta para alguns cuidados que as centrais dosadoras de concreto devem ter em manter as propriedades inicialmente aprovadas do agregado no momento da sua compra. Diferente do cimento que possui um controle de produção rigoroso e a verificação do atendimento aos requisitos de qualidade é efetuada diariamente, a variação da rocha matriz do agregado pode ser muito grande, podendo afetar o módulo de elasticidade do concreto.

No momento de definição das tabelas de dosagem de uma concreteira, são caracterizados previamente os materiais que irão compor o concreto. Entretanto, de forma geral esses materiais sofrem variabilidade em função da variação em sua origem e/ou produção.

2.2.1 Estrutura do agregado

Os agregados ocupam em geral 80% do volume dos concretos de resistência convencional, representando o componente de maior volume no material. Dessa forma, muitas propriedades do concreto dependem do agregado selecionado, entre elas o módulo de elasticidade. Dentre as características dos agregados que afetam o módulo de elasticidade, a porosidade é a mais relevante, uma vez que ela determina a sua rigidez e, consequentemente, a capacidade do agregado de restringir a deformação da matriz de cimento. Assim, quanto mais densos forem os agregados, mais alto o módulo de elasticidade (METHA; MONTEIRO, 2008).

Além da porosidade, outras propriedades do agregado também influenciam o módulo de elasticidade do concreto como dimensão, textura superficial, forma, distribuição granulométrica e composição mineralógica. Montija (2007) enfatiza a importância da composição granulométrica dos agregados nas estruturas de concreto, pois a distribuição granulométrica dos grãos são responsáveis pela macroporosidade, espaços vazios em que

a pasta de cimento deverá preencher. Assim, percebe-se implícito o conceito de empacotamento de partículas, no qual a distribuição granulométrica dos agregados podem levar a uma estrutura granular mais compacta, elevando assim a rigidez desta estrutura.

Vários autores corroboram a ideia de que a natureza do agregado graúdo influencia o módulo de elasticidade do concreto. De forma geral, agregados de origem basáltica e diabásica fornecem concretos de mais alto módulo, enquanto granítica, gnaissica, calcítica, rochas alteradas e arenítica fornecem baixos módulos (SBRIGHI NETO, 2005). Alhadas (2008) comprovou em seus estudos que houve influência do tipo de agregado no valor do módulo do concreto quando avaliou concretos dosados com agregados do tipo basalto, dolomito, gnaisse e calcário. Os concretos com agregados de basalto e dolomito apresentaram os maiores valores de módulo em relação aos concretos produzidos com agregado de calcário e gnaisse. Silva Junior *et. al.* (2002) estudaram concretos produzidos com relação a/c entre 0,35 e 0,70 e cinco tipos de agregados: calcário, basalto, micaxisto, granulito e seixo. Estes autores observaram que o concreto dosado com agregado de basalto teve os maiores valores de módulo de deformação, em comparação com concretos produzidos com os demais agregados. A Tabela 2.1 apresenta alguns tipos de agregados utilizados em concretos e o seu respectivo módulo de elasticidade estático, em função da sua densidade.

Tabela 2.1 - Módulo de elasticidade estático dos agregados

Tipo de Rocha	**Módulo de Elasticidade (GPa)**
Arenito	20-40
Basalto	60-100
Calcário	30-50
Gnaisse e granito	40-70
Quartzito	50-100
Xisto	25-40

Fonte: Sbrighi Neto (2005)

A última versão da NBR 6118 (ABNT, 2014) trouxe alterações na determinação da estimativa do valor do módulo de elasticidade do concreto em função das características dos agregados, incorporando coeficientes em função do tipo do agregado utilizado, conforme exposto no item 2.1.5.

Melo Neto e Helene (2002) analisaram alguns fatores influentes no módulo de elasticidade do concreto como relação a/c e variação nos teores de agregado no módulo de elasticidade do concreto. Concluíram que com uma relação a/c constante, uma variação do abatimento provocou uma conseqüente variação do teor de agregados, ou seja, a diminuição do abatimento incorreu num maior teor de agregados quando foi mantido a mesma relação a/c. Este aumento do teor de agregados ocasionou o aumento do módulo de elasticidade para abatimento constante. Já a diminuição da relação a/c, mantendo constante o abatimento, aumentou do módulo de elasticidade. Observaram ainda uma diminuição do módulo de elasticidade com o aumento do teor de agregados para os traços de abatimento constante, pois o aumento da relação a/c para manter o abatimento resultou no enfraquecimento da pasta de cimento, diminuindo o módulo. Para relação a/c constante e aumento do teor de agregado, ocorreu o aumento do módulo em razão da maior quantidade de agregados graúdos, que possuem módulo de elasticidade maior do que o da pasta de cimento.

2.2.2 Matriz da pasta de cimento

Metha e Monteiro (2008) apontam que o módulo de elasticidade da pasta de cimento também é determinado por sua porosidade. A porosidade da matriz está relacionada à relação água/cimento, ao teor de ar incorporado, adições minerais e grau de hidratação do cimento. Os autores relacionam os diversos produtos de hidratação do cimento Portland com sua contribuição na rigidez da pasta, como o silicato de cálcio hidratado (C-S-H), hidróxido de cálcio (CH) e os sulfoaluminatos de cálcio (etringita).

As estruturas C-S-H compõem de 50 a 60% do volume de sólidos na pasta de cimento, determinando as propriedades da pasta. O hidróxido de cálcio ocupa 20 a 25% do volume de sólidos na pasta. Embora muitos autores afirmem que a presença destas estruturas contribuem na rigidez da pasta, por formar cristais grandes sob a forma de prismas hexagonais maiores que o C-S-H, trazendo um grau de porosidade de difícil preenchimento, contribuindo menos na rigidez da pasta do que o C-S-H (MARCHI, 2011).

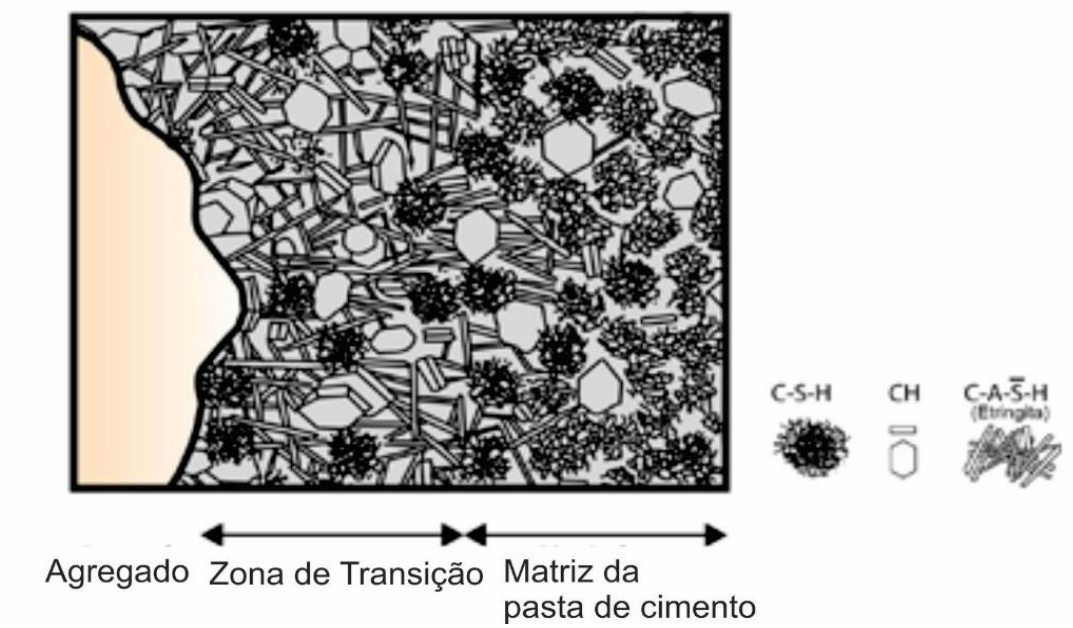
A etringita cristaliza-se com o tempo e forma cristais em forma de agulhas entre 20 e 50 nm, com resistência menor que as estruturas C-S-H. Constitui 10 a 15% do volume da pasta de cimento, sendo seus vazios importantes componentes da pasta endurecida. Os

vazios da pasta podem ser classificados em porosidade gel (espaço interlamelar no C-S-H) e porosidade capilar. Os espaços interlamelares na ordem de tamanho de 5 a 10 nm fazem parte do C-S-H enquanto a porosidade capilar na faixa de 0,01 a 10 µm no tamanho são os espaços não preenchidos pelas estruturas da pasta. Assim, o volume da porosidade diminui ao longo da hidratação (NEVILLE, 1997).

2.2.3 Zona de transição

A zona de transição representa a interface entre os agregados e a pasta de cimento e possui uma camada de 10 a 50 µm de espessura ao redor do agregado graúdo, representando para o concreto de resistência normal a parte mais fraca, exercendo influência sobre o comportamento mecânico do concreto. Neville (1997) explica que isso ocorre porque quando se inicia a hidratação do cimento no concreto, cria-se um filme de água ao redor do agregado graúdo, formando uma relação água/cimento mais elevada na interface em relação à pasta, que limita a resistência no concreto. Os íons cálcio, hidroxila, sulfatos e aluminatos formados pela dissolução dos compostos de sulfato de cálcio e de aluminato de cálcio combinam-se formando a etringita e o hidróxido de cálcio. Pela maior relação água/cimento da zona de transição, os cristais que se formam são relativamente maiores do que os da pasta, criando uma estrutura mais porosa do que a matriz. Os cristais de hidróxido de cálcio se posicionam paralelamente à superfície do agregado, favorecendo a existência de planos de clivagem, seguidas de C-S-H pouco cristalizado. Cristais menores de etringita e de hidróxido de cálcio passam a preencher os vazios entre o reticulado criado pelos grandes cristais de etringita e de hidróxido de cálcio, melhorando a densidade e a resistência da zona de transição na interface. A Figura 2.6 apresenta a caracterização morfológica dos produtos de hidratação da zona de transição de um concreto convencional. Verifica-se também que há uma concentração maior de agulhas finas de etringita na zona de transição (METHA; MONTEIRO, 2008).

Figura 2.6 - Representação da zona de transição e da matriz da pasta de cimento do concreto



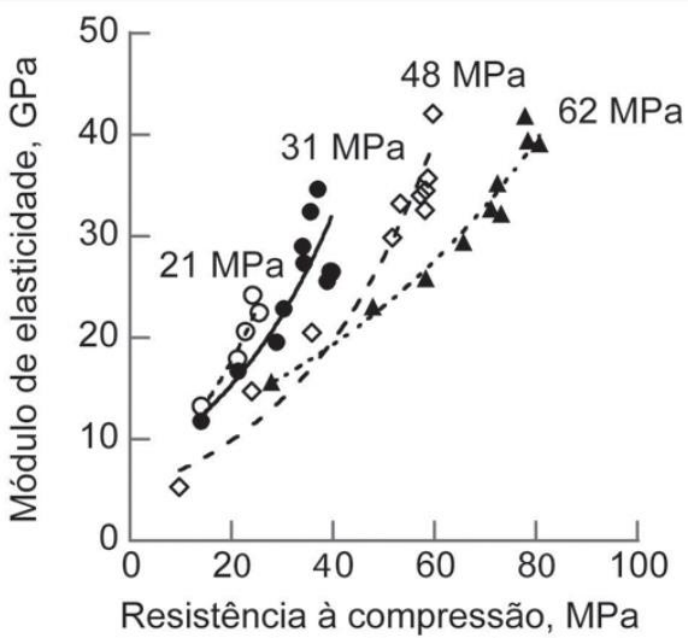
Fonte: Metha e Monteiro (2008).

Segundo Neville e Brooks (2013), quando o concreto é carregado nas primeiras idades, as microfissuras tendem a se propagar na zona de transição bastante porosa. Com o tempo, entretanto, a zona de transição é preenchida com produtos da hidratação e as fissuras passam a se propagar pelo filme de hidróxido de cálcio depositado sobre o agregado.

Dessa forma, a zona de transição tem papel fundamental na determinação dos valores de módulo de elasticidade pois, além das microfissuras nela existentes, os cristais de hidróxido de cálcio originados da hidratação do cimento que ficam retidos e os vazios capilares originados da exsudação podem trazer consequências indesejadas para a composição do concreto (DJANIKIAN FILHO, 2010).

O enfraquecimento da zona de transição afeta principalmente os concretos com alto índice de porosidade e com falhas nos processos de lançamento, adensamento e cura, reduzindo os valores do módulo de elasticidade. Entretanto, em idades avançadas, concretos bem dosados apresentaram ganhos de módulo superior ao de resistência, conforme verifica-se na Figura 2.7.

Figura 2.7 - Relação entre a resistência à compressão e o módulo de elasticidade



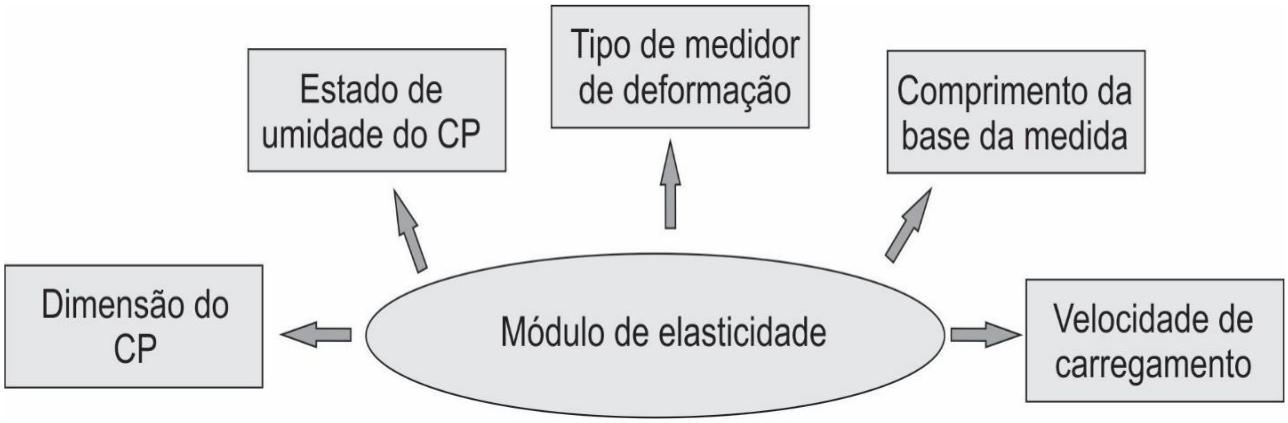
Fonte: Metha e Monteiro (2008).

O comportamento descrito na figura ocorre devido a melhoria da densidade na zona de transição, originado pela interação química lenta entre agregados e pasta de cimento (METHA; MONTEIRO, 2008).

2.2.4 Parâmetros de ensaio

Alguns parâmetros de ensaio podem influenciar os resultados do módulo de elasticidade e podem trazer variações significativas para os resultados. Entre os relacionados aos corpos de prova, podem-se citar a forma e a dimensão da seção transversal e a relação entre o comprimento e a largura. Os parâmetros relacionados aos procedimentos de ensaio, encontram-se o teor de umidade do corpo de prova e a velocidade de aplicação de tensão, o comprimento ao longo do qual se mede a deformação, a restrição à deformação nas extremidades das amostras, o diâmetro do prato transmissor de carga e a rigidez da prensa (SHEHATA, 2005). A Figura 2.8 apresenta os fatores que interferem de maneira direta na determinação dos módulos de elasticidade.

Figura 2.8 - Parâmetros de ensaio que interferem no módulo de elasticidade



Fonte: Adaptado de Djanikian Filho (2010).

A amostragem do concreto deve seguir os critérios especificados pela NBR 12.655 (ABNT, 2006) para garantir que o material amostrado seja representativo. O erro de amostragem pode ocorrer quando o material coletado apresenta deficiência de mistura ou não representa o lote misturado, o que impacta nos resultados, devendo ser descartados os corpos de prova para não incorrer em erros de determinação dos resultados.

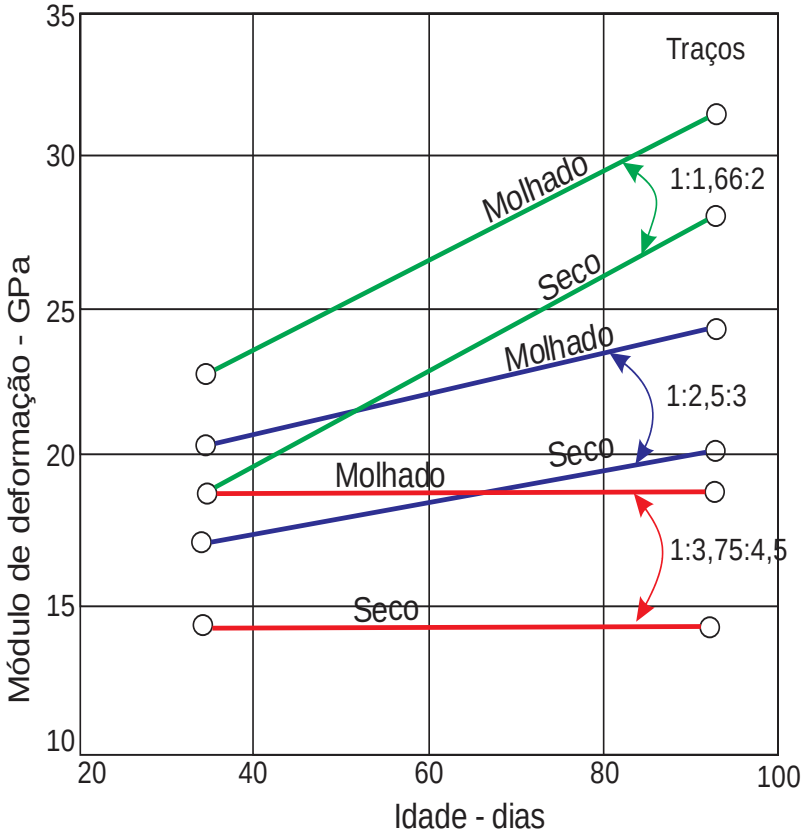
A garantia da uniformidade dos resultados depende das condições de preparo dos corpos de prova, ou seja, da moldagem, da desforma, do transporte, do armazenamento e da preparação final para o ensaio, que inclui a cura e o capeamento ou retificação do topo e base dos corpos de prova. A NBR 5738 (ABNT, 2015) estabelece a metodologia específica para moldagem e cura das amostras cilíndricas para o ensaio de compressão, de forma a garantir que não haja segregação entre os componentes do concreto, ou na busca da minimização do fenômeno.

Para Metha e Monteiro (2008), os corpos de prova ensaiados em condições úmidas apresentam módulo de elasticidade cerca de 15% mais alto que os corpos de prova ensaiados em condições secas, ao contrário da resistência mecânica à compressão, em que o valor é 15% mais alto quando as amostras são ensaiadas em condições secas. Infere-se, a partir disso, que a secagem do concreto produz efeitos diferentes na matriz da pasta de cimento e na zona de transição. Enquanto a matriz ganha resistência em função da força de Van der Waals nos produtos de hidratação, a zona de transição perde resistência devido à microfissuração. Um outro entendimento seria que a pasta de cimento, ao estar saturada,

faz com que a água adsorvida no C-S-H seja capaz de suportar a carga, fazendo com que sua presença auxilie no aumento do módulo de elasticidade.

Outra explicação trazida por Neville (1997) para o fenômeno é que o mesmo ocorre por conta da incompressibilidade da água presentes nos poros capilares do concreto que, durante a compressão, exerce tensões na direção perpendicular ao carregamento, levando a estrutura a colapso com tensões menores. Para o módulo de elasticidade, a explicação pauta-se no fato de que, ao substituir ar (material flexível) por água dentro dos vazios capilares do concreto, a matriz torna-se mais rígida e consequentemente, aumenta-se a rigidez do compósito conforme ilustra a Figura 2.9. A NBR 8522 (ABNT, 2008) preconiza os ensaios do módulo de elasticidade estático na condição saturada, situação menos favorável do ponto de vista da segurança, como forma de padronizar os resultados.

Figura 2.9 - Influência da condição de umidade dos corpos-de-prova no módulo de elasticidade



Fonte: Adaptado de Neville (1997).

Outra fonte de variabilidade nos resultados do módulo de elasticidade é o tipo de instrumentação para medição das deformações, sendo esta maior que a variabilidade da

resistência à compressão. Isso ocorre porque o erro de deformação está implícito no denominador da equação de determinação do módulo de elasticidade e altera substancialmente o resultado final. Dentre os instrumentos mais comuns para medição das deformações estão os compressômetros com relógios comparadores, compressômetros com transdutores de deslocamentos indutivos, transdutores resistivos ou extensômetros elétricos tipo *strain gages* de colagem superficial, de imersão ou de ancoragem tipo *clip gage*.

Araújo *et. al.* (2012) apresentaram uma análise comparativa dos resultados obtidos em ensaios do módulo estático de elasticidade realizados em corpos de prova cilíndricos de concreto convencional classe C30 e C60, identificando e avaliando a influência do tipo de equipamento utilizado para medição de deformações (compressômetro mecânico, extensômetro elétrico de colagem superficial, extensômetro elétrico de fixação externa e transdutor diferencial de variação linear, também conhecido pela sigla em inglês – LVDT) nos resultados do ensaio módulo de elasticidade.

Os autores concluíram que o tipo de medidor de deformação influenciou significativamente os resultados de módulo de elasticidade. O medidor de deformação tipo extensômetro elétrico de colagem superficial apresentou resultados semelhante ao medidor de deformação compressômetro mecânico, pois as médias gerais dos medidores de deformação tipo extensômetro elétrico de colagem superficial e compressômetro mecânico foram respectivamente de 27,6 GPa e 27,5 GPa, e as médias gerais dos medidores de deformação tipo extensômetro elétrico de fixação externa e LVDT (transdutor diferencial de variação linear) foram respectivamente de 26,3 GPa e 19,8 GPa. Além disso, tanto o compressômetro mecânico como o extensômetro elétrico de colagem superficial forneceram leituras de deformação maiores quando comparadas aos medidores extensômetro elétrico de fixação externa e muito maiores que os resultados obtidos usando LVDT (ARAÚJO *et al.*, 2012).

Ao relacionar a influência da velocidade de aplicação da carga nos resultados do ensaio do módulo de elasticidade, Montija (2007) explica que como o concreto não é um material perfeitamente elástico, a uniformidade dos resultados do módulo está ligada a velocidade de aplicação da carga. Assim, quanto mais rápida a aplicação da carga, maior será o módulo de elasticidade, pois a capacidade de propagação das fissuras e acomodação microestrutural das deformações será menor.

2.3 Empacotamento de partículas

O interesse pelo empacotamento de partículas aumentou nas diversas áreas de engenharia, uma vez que grande parte dos materiais industriais e naturais utilizados pelo homem é composto por partículas de diferentes formas e tamanhos (CASTRO e PANDOLFELLI, 2009). Em tecnologia do concreto, as partículas são consideradas os grãos de agregados, as adições minerais e o cimento. A Figura 2.10 mostra duas situações de empacotamento de partículas no concreto.

Figura 2.10 – Empacotamento de partículas no concreto: (a) falha de empacotamento e (b) empacotamento adequado

Fonte: Ângulo *et al.*, 2010.

O concreto pode ser compreendido como uma mistura no qual ocorre o acondicionamento seco de partículas de agregados, e os vazios são preenchidos com pasta de cimento. Considerando que a matriz cimentícia é mais cara e menos resistente e durável do que uma rocha natural, além do impacto ambiental da sua produção, a estratégia básica é dosar uma boa estrutura granular e um máximo empacotamento do agregado, a fim de reduzir o volume de pasta de cimento nos concretos (WONG *et al*., 2013).

Dada uma unidade de volume preenchido com partículas, a densidade de empacotamento é definida como o volume de sólidos em uma unidade de volume e é igual a um menos o volume ocupado pelos vazios. A densidade de empacotamento indica a eficácia do preenchimento de certo volume por partículas (SBIA *et al.*, 2015).

A densidade de empacotamento pode ser expressa de acordo com a Equação (2.12):

$$\Phi = \frac{V_s}{V_t} = \frac{V_s}{(V_s + V_e)} = 1 - e \qquad \text{Equação (2.12)}$$

Em que:

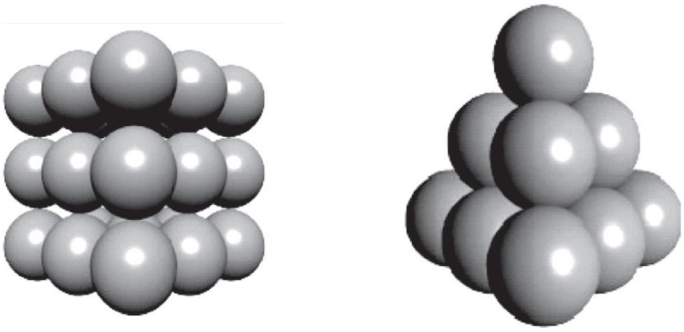
V_s = volume de sólidos; V_e = volume de vazios; V_t = volume total (volume de sólidos + volume de vazios); e = porosidade (V_e / V_t).

2.3.1 Fatores que influem no empacotamento de partículas

Tanto a distribuição granulométrica quanto a morfologia das partículas têm influência sobre a densidade de empacotamento do conjunto granular. Farias e Palmeiras (2010) afirmam que uma curva contínua é bem graduada quando existem frações pequenas em quantidade suficiente para preencher os espaços entre as partículas maiores, diminuindo ao máximo o volume de vazios e aumentando, assim, a densidade de empacotamento das partículas. SILVA *et al. (*2003) complementam que uma curva granulométrica bem distribuída apresenta uma grande amplitude de tamanho de grãos, ocasionando o preenchimento dos vazios da estrutura granular. Este efeito de preenchimento, também conhecido como efeito fíler, resulta na diminuição da porosidade de um conjunto granular, aumentando a sua densidade de empacotamento (DE LARRARD, 1999; KWAN *et al.*, 2013).

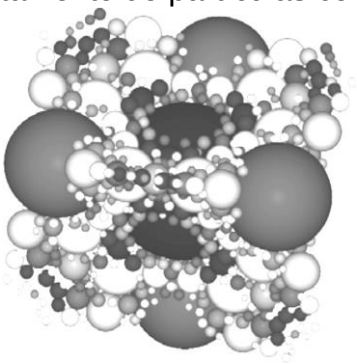
O empacotamento de partículas uniformes (grãos do mesmo tamanho) não consegue alcançar uma alta densidade de empacotamento. Grãos esféricos uniformes podem alcançar densidades de 0,52 até 0,74 em estruturas de empacotamento cúbica e tetraédricas, respectivamente (KLEIN, 2012), conforme ilustrado na Figura 2.11. A densidade de empacotamento pode ser aumentada através da utilização de partículas de dimensões diferentes, com partículas mais finas preenchendo o espaço entre as partículas maiores conforme ilustrado na Figura 2.12.

Figura 2.11 - Estruturas de empacotamento cúbicas e tetraédricas de partículas esféricas de tamanhos similares



Fonte: Sbia *et al. (*2015).

Figura 2.12 - Densidade de empacotamento de partículas com diferentes dimensões

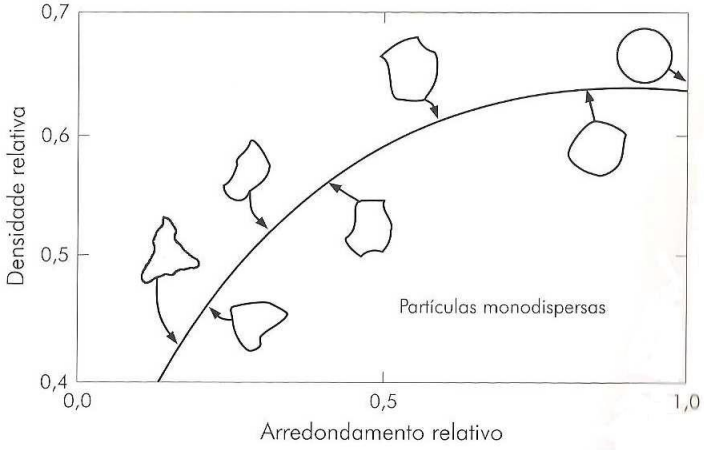


Fonte: Sbia *et al. (*2015).

A distribuição de tamanho de partícula ideal depende da forma das partículas, variando para cada tipo de concreto. Por exemplo, quando a areia natural é combinada com agregados reciclados graúdos, a distribuição de tamanho de partícula ideal será diferente da mistura de areia britada com agregados graúdos arredondados. A solução para encontrar a curva de granulometria ideal para cada combinação de diferentes agregados é incluir a geometria das partículas por meio da utilização de um modelo de empacotamento de partículas (FENNIS *et al*., 2009).

A morfologia das partículas é um outro fator que pode influenciar o empacotamento das partículas. Quanto mais distante da forma esférica os grãos se apresentarem, maior será o vazio entre as partículas e menor a densidade de empacotamento, conforme apresentado na Figura 2.13 (Oliveira *et al*., 2000).

Figura 2.13 - Relação qualitativa existente entre densidade relativa e o arredondamento relativo para empacotamentos monodispersos aleatórios de partículas

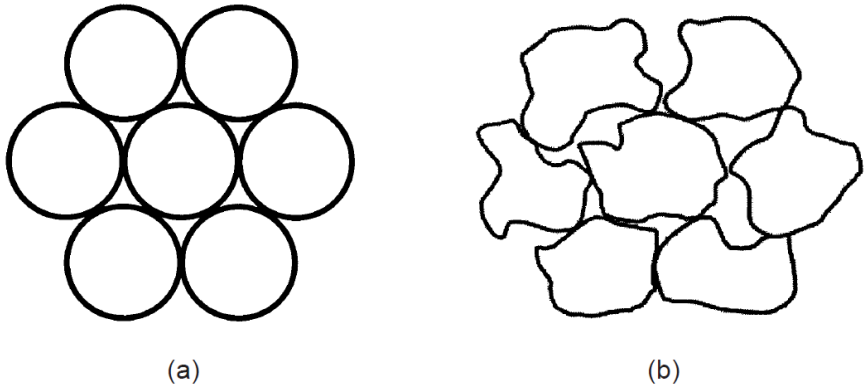


Fonte: Oliveira *et al.* (2000).

A menor densidade de empacotamento ocorre em função da fricção entre as partículas, que surge pelo contato das superfícies irregulares das mesmas. Quanto menor o tamanho das partículas irregulares, maior esse efeito, em função da maior área superficial específica (Oliveira *et al*., 2000).

Kwan e Mora (2001) demonstram que o fator forma e a convexidade dos agregados afetam o empacotamento dos agregados, pois as áreas côncavas são geralmente mais difíceis de serem preenchidas, especialmente se as partículas de agregado são de tamanho semelhante, como mostrado na Figura 2.14.

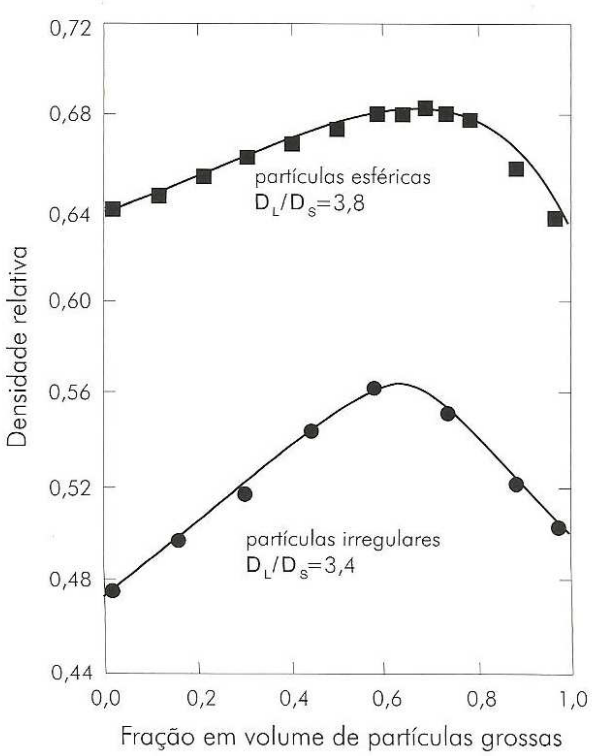
Figura 2.14 - Efeitos da convexidade de (a) partículas esféricas e (b) partículas com cantos côncavos



Fonte: Kwan e Mora (2001).

Ao comparar o comportamento de misturas de partículas não esféricas em relação ao de partículas esféricas, sob o ponto de vista da densidade de empacotamento, pode-se notar que os dois comportamentos são semelhantes, porém os valores de densidade variam, conforme apresentado na Figura 2.15.

Figura 2.15 - Densidade de empacotamento em função da composição, para misturas com 2 tamanhos de partículas de formato esférico e irregular



Fonte: Oliveira *et al*. (2000).

Através da figura 2.15, verifica-se que os valores máximos de densidade ocorrem na mesma proporção entre as partículas grossas (D_L) e finas (D_S), sem estar relacionado ao formato das mesmas. Porém, o aumento do valor da densidade de empacotamento é mais acentuado nas misturas de partículas não esféricas, apesar de partículas esféricas proporcionarem valores superiores de densidade de empacotamento.

A porosidade interna das partículas é outro fator que influencia na obtenção de elevada densidade de empacotamento. As partículas podem ser totalmente densas, com porosidade interna fechada, ou com porosidade aberta. Partículas densas e com menor porosidade proporcionam maiores densidades de empacotamento (CASTRO; PANDOLFELLI, 2009).

2.3.2 Modelos de empacotamento de partículas

Os modelos de empacotamento de partículas têm como objetivo estabelecer a correta seleção da proporção e do tamanho adequado dos materiais particulados, de forma a reduzir o volume de vazios do conjunto (OLIVEIRA *et al*., 2000; FENNIS, 2006).

Desde o início do século XX diversos pesquisadores estudam o efeito da distribuição granulométrica sobre o empacotamento de partículas, buscando encontrar uma curva granulométrica ideal para uso em concretos. Entre estes podemos citar Füller e Thompson (1907), Andreasen e Andersen (1930), Furnas (1931) e Funk e Dinger (1980).

Existem vários modelos de empacotamento de partículas, tanto discretos, que consideram as partículas individualmente, como contínuos, que tratam das partículas como distribuições granulométricas. A seguir são apresentados os principais modelos de empacotamento de partículas.

2.3.2.1 Füller e Thompson (1907) e Andreasen e Andersen (1930)

A curva de Füller e Thompson (1907) propõe uma distribuição granulométrica contínua, segundo a Equação (2.13), em que o coeficiente de distribuição (q) é igual a 0,5. Esta mesma equação foi proposta por Andreasen e Andersen (1930), porém estes autores não especificaram um valor para o expoente q, de modo que diferentes valores poderiam ser usados, resultando em variações nas curvas granulométricas obtidas.

$$\mathrm{CPFT}(\%) = 100.\left(\frac{\mathrm{D}}{\mathrm{D_{max}}}\right)^{\mathrm{q}} \qquad \text{Equação (2.13)}$$

Em que:

CPFT (%): é a porcentagem volumétrica de partículas menores que o diâmetro *D* (do inglês, *cumulative percentage finer than D*);

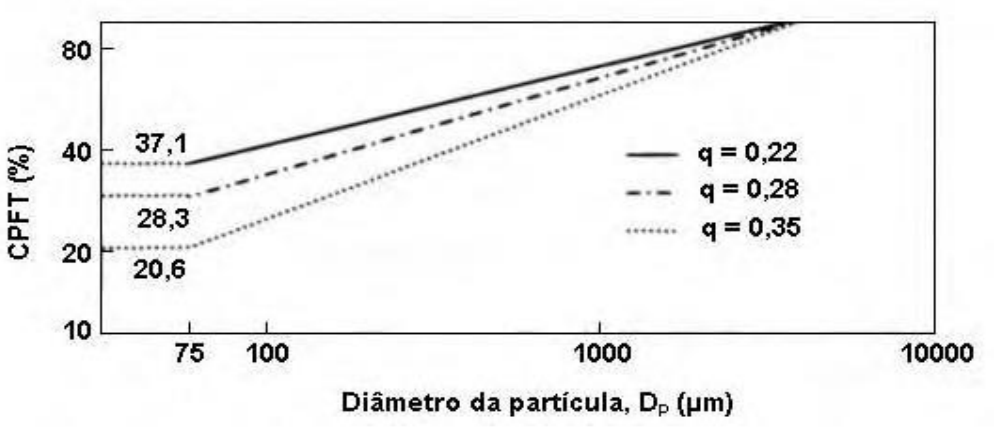
D: é diâmetro da partícula;

D_{max}: é o diâmetro da maior partícula do conjunto;

q: é o coeficiente de distribuição.

Estudos baseados na experimentação demonstraram que a maximização do empacotamento de partículas ocorria com valores de expoente q entre 0,33 e 0,50. Mais tarde, simulações computacionais demonstraram que quando o coeficiente *q* assume o valor de 0,37, é possível se obter a máxima densidade de empacotamento do conjunto (VANDERLEI, 2004). A Figura 2.16 apresenta graficamente o modelo de Andreasen e Andersen (1930) para empacotamentos com diferentes coeficientes de distribuição q.

Figura 2.16 - Distribuições granulométricas segundo o modelo de Andreasen e Andersen (1930).



Fonte: Oliveira (2000).

Pode-se observar que a equação (2.13) não tem um limite mínimo de tamanho de partículas, de modo que se admitem partículas infinitamente pequenas, o que não condiz com uma situação real. Além disso, é importante ressaltar que este modelo não considera a forma das partículas na determinação da curva granulométrica ideal, apenas seu diâmetro.

2.3.2.2 Furnas (1931) e Funk e Dinger (1980)

Furnas (1931) propôs, através da Equação (2.14), que as proporções dos vários tamanhos de partículas envolvidas em uma distribuição de máxima densidade de empacotamento formam uma progressão geométrica. Ele considerou também, pela primeira vez, a necessidade em se delimitar o diâmetro mínimo das partículas componentes dos conjuntos granulares. Esta mesma necessidade foi observada por Funk e Dinger (1980)

que, a partir do modelo de Andreasen e Andersen (1930), adicionaram um limite de diâmetro mínimo ao conjunto de partículas através da Equação (2.15).

$$\mathrm{CPFT}(\%) = 100 \cdot \left(\frac{\mathrm{D}^{\log r} - \mathrm{Dmin}^{\log r}}{\mathrm{Dmax}^{\log r} - \mathrm{Dmin}^{\log r}}\right) \qquad \text{Equação (2.14)}$$

$$\mathrm{CPFT}(\%) = 100 \cdot \left(\frac{\mathrm{D}^{\mathrm{q}} - \mathrm{Dmin}^{\mathrm{q}}}{\mathrm{Dmax}^{\mathrm{q}} - \mathrm{Dmin}^{\mathrm{q}}}\right) \qquad \text{Equação (2.15)}$$

Em que,

D_{min}: é o diâmetro da menor partícula;

r: a razão entre as quantidades em volume de partículas em uma peneira e a próxima peneira de menor abertura.

O modelo de Furnas é de difícil aplicação no Brasil, uma vez que o valor do parâmetro r é baseado em ábacos que foram criados para uma razão de peneiras igual a raiz de 2, sendo que usualmente a razão entre as peneiras utilizadas no Brasil é 2.

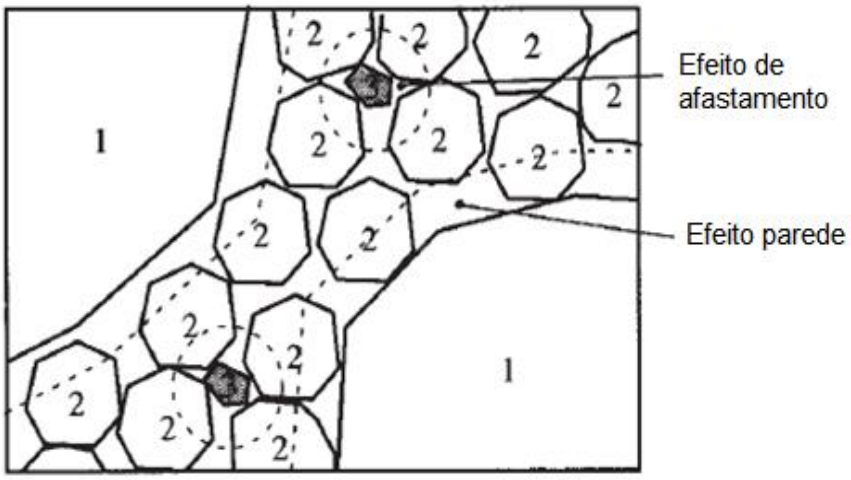
Além de métodos que buscam produzir curvas granulométricas ideais, foram difundidos vários modelos analíticos, cujas equações permitem determinar a concentração de sólidos e, consequentemente, o índice de vazios dos conjuntos granulares. Esses modelos consideram desde combinações binárias (TOUFAR *et. al.*, 1976; DEWAR, 1999) a várias classes de tamanhos de partículas em um mesmo conjunto (SCHWANDA, 1966; YU; STANDISH, 1991; DE LARRARD, 1999; FENNIS, 2011). Dentre os modelos analíticos, o modelo de De Larrard (1999) está entre os mais conhecidos, e será apresentado a continuação, pois foi utilizado no presente trabalho.

2.3.2.3 Modelo de De Larrard (modelo de empacotamento compressível)

O modelo de De Larrard (1999), denominado CPM (do inglês *Compressible Packing Model*), permite prever a densidade de empacotamento de conjuntos granulares polidispersos compostos por *n* classes de tamanhos de grãos. O modelo demanda como dado de entrada a densidade de empacotamento de cada uma das classes componentes do conjunto. Para agregados, esse dado pode ser obtido a partir da determinação da massa unitária e do índice de vazios, segundo a norma NBR NM 45 (ABNT, 2006).

O modelo CPM considera os efeitos de interação entre as partículas, que ocorrem quando há proximidade entre grãos. Quando o diâmetro de uma determinada classe de partículas for maior que a dimensão dos vazios deixados pelo arranjo da classe com diâmetro imediatamente superior, ocorrerá um afastamento dos grãos maiores, caracterizando o efeito de afastamento, mostrado na Figura 2.17. Na mesma figura observa-se também o efeito parede, que ocorre quando os diâmetros das partículas de duas classes são tão diferentes, que a superfície de contato do grão mais grosso funciona como um plano ao contato com os grãos mais finos, aumentando os vazios na região próxima à superfície.

Figura 2.17 – Interação entra partículas: (a) efeito de afastamento da classe de grãos 2 provocada pela classe 3 e (b) efeito parede da classe 2 em que os grãos da classe 2 são influenciados pela proximidade com grãos classe 1



Fonte: Adaptado De Larrard (1999).

O efeito de afastamento e o efeito parede são representados pelos coeficientes a_{ij} e b_{ij}, respectivamente, e são determinados através das Equações (2.16) e (2.17). O cálculo destes coeficientes compara sempre duas classes de tamanhos de grãos, devendo ser realizadas todas as combinações possíveis entre as n classes que compõem o conjunto. A classe dominante é chamada de classe i, sendo d_i o diâmetro de suas partículas. Em um conjunto granular composto por quatro classes, supondo a classe n=1 dominante, esta será chamada de classe i, sendo i = 1. Todas as demais classes (n = 2, n = 3 e n = 4) serão chamadas de classe j, sendo j = 2, j = 3 e j = 4. Desse modo, as combinações possíveis entre as quatro classes irão resultar no cálculo dos coeficientes a_{12}, a_{13} e a_{14} para

determinar o efeito de afastamento e b_{12}, b_{13} e b_{14} para determinar o efeito parede. Em uma segunda etapa de cálculo, há que se considerar a classe *n*=2 dominante (*i*), sendo as demais (*n*=1, *n*=3 e *n*=4) tidas como complementares (*j*), calculando novamente os coeficientes a_{ij} e b_{ij}, e assim por diante, até que todas as classes de grãos sejam consideradas como dominantes.

$$a_{ij} = \sqrt{1 - (1 - d_j/d_i)^{1,02}} \qquad \text{Equação (2.16)}$$

$$b_{ij} = 1 - (1 - d_i/d_j)^{1,50} \qquad \text{Equação (2.17)}$$

Em que:
d_i: diâmetro das partículas da classe *i*;
d_j: diâmetro das partículas da classe *j*.

Estes coeficientes são considerados no cálculo da densidade de empacotamento virtual para um conjunto composto por n classes, segundo mostrado nas Equações (2.18) e (2.19), sendo necessário determinar previamente a densidade de empacotamento de cada classe (βi) de forma experimental e estabelecer o volume complementar de cada classe do conjunto (yi). A densidade de empacotamento virtual do conjunto granular é definida como a densidade de empacotamento encontrada quando cada partícula do sistema mantém sua forma original sendo posicionada uma a uma, o que não é viável de se realizar na prática. Além disso, ressalta-se a necessidade de calcular a densidade de empacotamento virtual considerando cada uma das classes como dominante (γi), sendo o valor mínimo obtido nas “n” situações considerado igual à densidade de empacotamento virtual do conjunto (γ) (DE LARRARD, 1999).

$$\gamma_i = \frac{\beta_i}{1 - \sum_{j=1}^{i-1}\left[1 - \beta_i + b_{ij}.\beta_i\left(1 - \frac{1}{\beta_j}\right)\right].y_j - \sum_{j=i+1}^{n}\left[1 - a_{ij}.\frac{\beta_i}{\beta_j}\right].y_j} \qquad \text{Equação (2.18)}$$

$$\gamma = MIN(\gamma_i) \;\; (1 \leq i \leq n) \qquad \text{Equação (2.19)}$$

Em que:

γ: densidade de empacotamento virtual da mistura;

γ_i*:* densidade de empacotamento da mistura quando a classe i é dominante;

y_i*:* volume complementar de cada classe do conjunto;

β_i*:* densidade de empacotamento de cada classe, individualmente;

a_{ij}, b_{ij}: coeficientes referentes ao efeito de afastamento e ao efeito parede, respectivamente.

Para se determinar o valor da densidade de empacotamento real do conjunto granular (ϕ), considera-se a energia de compactação aplicada ao conjunto granular, que influencia diretamente na disposição dos grãos, alterando o empacotamento. Dessa forma, a densidade de empacotamento real (ϕ) de uma mistura pode ser definida como o volume de sólidos em um volume unitário, e está relacionada à densidade de empacotamento virtual (γ) através de um índice *K*, que caracteriza o procedimento experimental da compactação utilizado. Desse modo, a densidade de empacotamento real pode ser calculada pela Equação (2.20).

$$K = \sum_{i=1}^{n} K_i = \sum_{i=1}^{n} \frac{y_i/\beta_i}{1/\phi - 1/\gamma_i} \qquad \text{Equação (2.20)}$$

Em que:

K é o índice de compactação (-);

n é o número de classes da mistura (-);

βi é a densidade de empacotamento da classe i (-);

γi é a densidade de empacotamento virtual da mistura para a classe i dominante (-);

yi é o volume relativo da classe i (-);

ϕ densidade de empacotamento real (-).

A Tabela 2.2 apresenta diferentes valores do índice de compactação para diversos tipos de energia de compactação, tendo sido estes determinados experimentalmente por De Larrard (1999).

Tabela 2.2 - Valores do índice de compactação K

Processo de compactação	Valor de K
Lançamento simples	4,1
Apiloamento	4,5
Vibração	4,75
Demanda de água	6,7
Vibração e compressão de 10 kPa	9
Empacotamento virtual	∞

Fonte: Adaptado de De Larrad (1999).

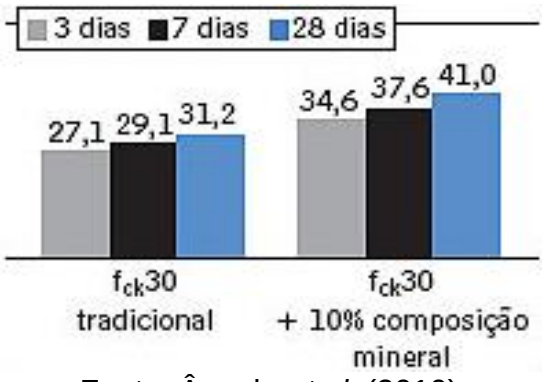
Para uma melhor compreensão do uso das equações apresentadas pelo modelo CPM, no Apêndice A apresenta-se o roteiro de cálculo do modelo considerando a distribuição de classes proposto pelo modelo de Funk e Dinger (10 classes) utilizado no presente estudo.

2.3.3 Influência do empacotamento de partículas no módulo do concreto

Alguns autores têm estudado o efeito do empacotamento de partículas nas propriedades mecânicas de concretos e argamassas. Ângulo *et. al.* (2010) afirmam que o aumento do desempenho do concreto tem sido fundamental para permitir projetos mais arrojados, com elevadas solicitações mecânicas, físicas e químicas, tais como edificações de grandes alturas, pontes extensas, pisos industriais com alta carga, projetos que requerem alta resistência inicial, entre outros. Os mesmos autores colocam que o alto desempenho dos concretos, com relação à resistência e à durabilidade, é obtido quando três parâmetros são combinados: empacotamento das partículas grossas (agregados), ajuste granulométrico dos finos (cimento e adições minerais) e controle do estado de dispersão da matriz cimentícia. Essas propriedades ajustadas no concreto permitem uma estrutura de maior resistência, mais densa e de menor permeabilidade, além de permitir ganhos de resistência inicial mais rápidos. Ao estudar os efeitos da incorporação de 10% de adição mineral no concreto, os autores observaram o aumento de aproximadamente 50% na resistência à compressão e incrementos de 30% no módulo de elasticidade com a

adição da composição mineral, do dispersante e com a otimização da granulometria das partículas. A Figura 2.18 mostra a comparação dos resultados obtidos com a incorporação de adições minerais em relação ao tradicional (referência) no módulo de elasticidade estático tangente inicial do concreto.

Figura 2.18 – Módulo de elasticidade estático



Fonte: Ângulo *et al.* (2010).

Com a adição de composições minerais, observa-se uma diferença até 10 GPa no valor do módulo de elasticidade estático, que aumenta com a idade do concreto. Isso representa um aumento próximo a 30%.

Nos estudos de argamassas, Silva (2006) justificou o fato do módulo de elasticidade tangente inicial ser maior para as argamassas com areia de britagem devido ao maior teor de material pulverulento, apresentando, com isso, um grau de empacotamento maior e, consequentemente, maior densidade de massa. O consumo de água nas argamassas com areia de britagem foi menor e isso também pode ter favorecido para aumentar o módulo de elasticidade nas argamassas produzidas com esse agregado.

Souza *et. al.* (2014) ao avaliarem a influência da substituição parcial em massa do cimento Portland pozolânico por uma cinza de casca de arroz comercial em diferentes teores no módulo de elasticidade, constataram que todas as misturas com CCA em sua composição apresentaram valores superiores ao de referência no módulo de elasticidade. Essa melhora nas propriedades pode ser atribuída ao melhor empacotamento e preenchimento, com consequente redução da microporosidade, promovido pelo efeito filler característico de misturas com CCA.

De forma geral, existem poucos estudos na área de empacotamento de partículas, mais especificamente focado na estrutura granular, o que justifica ainda mais a presente pesquisa.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

O presente capítulo descreve o programa experimental utilizado na pesquisa, que consiste na escolha e caracterização dos materiais componentes dos concretos, dosagem do concreto de referência e empacotamento dos agregados, produção, moldagem dos corpos de prova e caracterização dos concretos produzidos, em estado fresco e endurecido. A Figura 3.1 apresenta um fluxograma do programa experimental.

Figura 3.1 – Fluxograma do programa experimental desenvolvido.

* Os ensaios de absorção não foram realizados para os concretos com variação de "m" da estrutura granular.

3.1 Variáveis do estudo

A seguir, serão descritos os parâmetros fixos, as variáveis de estudo, as variáveis de resposta e intervenientes, segundo estabelecido na pesquisa.

Os parâmetros fixos estão indicados na tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Parâmetros fixos

Experimento	Designação	Tipo
Determinação do esqueleto granular empacotado	Tipo do cimento	CP II F-32
	Tipo do agregado miúdo	areia artificial
	Tipo do agregado graúdo	brita 0 e brita 1
	Natureza do agregado miúdo	granítica
	Natureza do agregado graúdo	calcária dolomítica (brita 0) e basáltica (brita 1)
	Consistência do concreto (abatimento)	(100 ± 10) mm
Variação de m da estrutura granular empacotada	Proporção entre os agregados	Definida a partir de estudo do empacotamento
	Relação a/c	Definida a partir da dosagem

As variáveis independentes, ou variáveis de estudo, estão indicadas na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Variáveis de estudo

Experimento	Designação	Níveis	Intervalo de Variação
Determinação do esqueleto granular empacotado	Distribuição granulométrica	2	Referência e experimental
	Classes de resistência do concreto (f_{ck})	2	25 e 40 MPa
	Medidor de deformação	3	Compressômetro mecânico, extensômetro elétrico de colagem superficial e extensômetro elétrico de fixação externa
Variação de m da estrutura granular empacotada	Relação agregados secos/cimento	3	5,08; 6,08 e 7,08 (25 MPa) 3,08; 4,08 e 5,08 (40 MPa)
	Medidor de deformação	3	Compressômetro mecânico, extensômetro elétrico de colagem superficial e extensômetro elétrico de fixação externa

As classes de resistência do concreto (f_{ck}) de 25 e 40 MPa foram escolhidos em função de abrangerem as principais resistências utilizadas para concretos estruturais convencionais.

Os valores do teor de agregados 5,08 e 3,08 adotados para avaliação da variação de “m” ocorreu em função do resultado do experimento de determinação do esqueleto granular empacotado a partir do método de dosagem proposto por Tutikian e Dal Molin (2007), que será detalhado no item 3.4.

As variáveis intervenientes são aquelas definidas em função das variáveis de estudo e que não podem ser controladas. Estas são apresentadas na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Variáveis intervenientes

Experimento	**Designação**	**Níveis**	**Intervalo de Variação**
Determinação do esqueleto granular empacotado	Relação a/c	2	Em função do abatimento (100 ± 10) mm
Variação de m da estrutura granular empacotada	Aditivo	2	Em função do abatimento (100 ± 10) mm.

As variáveis dependentes são as variáveis de leitura, ou variáveis de resposta, dadas na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Variáveis de resposta

Designação	**Unidade**
Resistência à compressão	MPa
Módulo de elasticidade estático	GPa
Módulo de elasticidade dinâmico	GPa
Resistividade elétrica	kΩ.cm
Absorção de água	%
Massa específica	kg/m³

Observa-se pela Tabela 3.4 que a resistência à compressão foi mantida também como variável de resposta (também considerada como variável de estudo, segundo apresentado na Tabela 3.2), pois é necessário verificar estes resultados após o concreto ter sido produzido. Ressalta-se ainda que para o experimento da variação de “m” da estrutura granular empacotada não foram efetuados os ensaios de absorção. Além disso, os ensaios de resistividade elétrica e absorção de água foram utilizados na tentativa de correlacionar as modificações da estrutura granular com a porosidade.

3.2 Estudo preliminar: escolha do modelo de empacotamento de partículas

3.2.1 Objetivo

Inicialmente, utilizou-se a areia normal do Instituto de Pesquisa Tecnológicas (IPT) para avaliação dos diversos modelos de empacotamento de partículas, com o objetivo de determinar qual o modelo mais eficiente na redução do índice de vazios dos agregados, produzindo, consequentemente, a maior densidade de empacotamento de partículas.

3.2.2 Material

A areia normal brasileira, fornecida pelo IPT, está disponível em quatro frações: areia grossa (1,2 mm), média grossa (0,6 mm), média fina (0,3 mm) e fina (0,15 mm) e segue as especificações estabelecidas na NBR 7214 (ABNT, 2012). Sua massa específica (γ_a) é igual a 2.618 kg/m^3, tendo sido determinada segundo a norma NBR NM 53 (ABNT, 2009). A massa unitária de cada classe (ρ_i), determinada pelo método A (massa unitária compactada de agregado com diâmetro máximo inferior ou igual a 37,5 mm) descrito na norma NBR NM 45 (ABNT, 2006), assim como a densidade de empacotamento (β_i) de cada uma das quatro classes de tamanhos de grãos, encontram-se apresentadas na Tabela 3.5. Determinou-se a massa unitária de cada classe três vezes, obtendo como valor final a média dos resultados. A densidade de empacotamento das classes foi determinada segundo a Equação (3.1).

$$\beta_i = 1 - \frac{\gamma_a - \rho_i}{\gamma_a} \qquad \text{Equação (3.1)}$$

Em que

β_i: densidade de empacotamento de cada uma das classes;

γ_a: massa específica de cada classe, obtida a partir da NBR NM 53 (ABNT, 2009), em g/cm³.

ρ_i: massa unitária de cada classe, obtida a partir da NBR NM 45 (ABNT, 2006), em g/cm³.

Tabela 3.5 – Massa unitária e densidade de empacotamento das classes da areia

Propriedade	Classes (mm)			
	1,2	0,6	0,3	0,15
Massa unitária média (kg/m³)	1155	1127	1110	1100
Desvio padrão (kg/m³)	1,22	1,27	1,42	1,94
Densidade de empacotamento, β_i (-)	0,441	0,430	0,424	0,420

Constata-se a partir da Tabela 3.5 que, para o material em estudo, quanto maior o tamanho dos grãos que compõem a classe, maior a massa unitária e a densidade de empacotamento encontrada. Isso pode dever-se a pequenas alterações de forma das partículas da areia normal do IPT e seu arranjo espacial no conjunto. Além disso, quanto mais finos os grãos, menor será a influência da gravidade, de modo que a interação entre partículas se torna cada vez mais importante (YU *et al.*, 2003), podendo colaborar para o aumento da quantidade de vazios, especialmente na fração de 0,15 mm. Observa-se também que as densidades de empacotamento obtidas para cada classe apresentam valores sempre menores que 0,450. Este valor pode ser considerado baixo, sabendo-se que a máxima densidade de empacotamento que se atinge em misturas com grãos uniformes é igual a 0,74, conforme proposto pelo matemático alemão Johannes Kepler no século XVII, problema este comprovado numericamente apenas no início do século XXI (SILVA *et al.*, 2003). Esta densidade de empacotamento máxima é alcançada considerando o empacotamento de uma rede cúbica de face centrada de partículas perfeitamente esféricas, onde cada partícula foi posicionada no sistema uma a uma. Desse modo, quando se tem um conjunto granular formado a partir de condições diferentes das ideais apontadas, como é o caso da areia estudada, os valores encontrados são naturalmente menores que o valor máximo.

3.1.3 Método

Buscando encontrar a composição granulométrica que apresentasse a maior densidade de empacotamento, entre as quatro frações da areia normal do IPT, os modelos de Füller e Thompson (1907), Andreasen e Andersen (1930) e Funk e Dinger (1980) foram utilizados. Estes modelos estão descritos nos itens 2.3.2.1 e 2.3.2.2. Para o cálculo segundo Füller e Thompson, utilizou-se um coeficiente de distribuição *q* igual a 0,5. Já para Andreasen e Andersen e Funk e Dinger, adotou-se um coeficiente de distribuição *q* igual a

0,37, o qual conduz a um menor índice de vazios (VANDERLEI, 2004). Elaborou-se também uma curva proveniente da média dos valores da zona ótima recomendada pela NBR 7211 (ABNT, 2009), para ser usada como referência. Como a norma brasileira considera porcentagens retidas das frações 4,8 e 2,4 mm, as quais não são disponibilizadas pela areia normal do IPT, optou-se por não utilizar essas frações, possibilitando a comparação de resultados.

Assim, a partir das curvas granulométricas resultantes dos modelos, da curva obtida a partir da média dos limites da zona ótima da norma NBR 7211, dadas na Tabela 3.2 e na Figura 3.6, e da densidade de empacotamento das classes individuais da areia, determinadas segundo método A descrito pela norma NBR NM 45 (ABNT, 2006), calculou-se a densidade de empacotamento dos conjuntos referentes a cada curva granulométrica construída. Utilizou-se, para isto, o modelo analítico CPM, proposto por De Larrard (1999) e descrito no item 2.3.2.3. O índice de compactação K utilizado no cálculo da densidade de empacotamento real foi igual a 4,5, dado pelo autor e correspondente ao processo de compactação por apiloamento. Para validar o estudo analítico, foram testados experimentalmente o conjunto granular com maior valor de densidade de empacotamento e a curva proveniente da média dos valores da zona ótima recomendada pela NBR 7211 (ABNT, 2009). Para isso, determinou-se o índice de vazios pela NBR NM 45 (ABNT, 2006) e o valor da densidade de empacotamento experimental, segundo a Equação (3.1) previamente apresentada. Os resultados experimentais foram comparados com a densidade de empacotamento real, calculada através das equações do modelo CPM (DE LARRARD, 1999).

3.3 Materiais utilizados na produção dos concretos

3.3.1 Agregados

O agregado miúdo utilizado no estudo é uma areia industrial, obtida por britagem de rocha granítica. Como agregado graúdo, são utilizadas brita 0 e brita 1, de origem calcária dolomítica e basáltica, respectivamente. A Figura 3.2 mostra cada um dos agregados utilizados no estudo.

Figura 3.2 - Agregados utilizados: (a) areia, (b) brita 0 e (c) brita 1

Para caracterização desses agregados, foram utilizados os ensaios apresentados a seguir:

- Composição granulométrica, segundo a NBR NM 248 (ABNT, 2003);
- Material pulverulento, segundo NBR NM 46 (ABNT, 2003);
- Índice de forma para os agregados graúdos, segundo a NBR 7809 (ABNT, 2005);
- Absorção de água, segundo NBR NM 30 (ABNT, 2001);
- Massa específica e massa específica aparente, segundo a NBR NM 52 (ABNT, 2009) para os agregados miúdos e segundo a NBR NM 53 (ABNT, 2009) para os agregados graúdos;
- Massa unitária e volume de vazios, segundo a NBR NM 45 (ABNT, 2006);
- Densidade de empacotamento, conforme Equação (3.2).

$$\rho = 1 - I_v \qquad \text{Equação (3.2)}$$

Em que

ρ: Densidade de empacotamento dos agregados;

I_v: índice de vazios, obtido a partir da NBR NM 45 (ABNT, 2006).

A Figura 3.3 mostra alguns dos ensaios realizados no Laboratório de Materiais e Estruturas (LAME) da UFPR.

Figura 3.3 – Ensaios de caracterização dos agregados: (a) absorção de água e massa específica da areia; (b) teor de material pulverulento da areia e (c) massa unitária da brita

Os resultados obtidos pela caracterização segundo os ensaios propostos foram, então, comparados com os limites estabelecidos pela NBR 7211 (ABNT, 2009).

Na sequência, foram separadas as frações do agregado por peneiramento e determinada a massa unitária de cada fração individual. Isto deve ser feito para o cálculo da densidade de empacotamento das classes, necessárias à aplicação do modelo CPM (DE LARRARD, 1999). A densidade de empacotamento de cada uma das classes de tamanho de grãos é definida determinando-se o índice de vazios do conjunto, obtido a partir da NBR NM 45 (ABNT, 2006), e aplicando a Equação (3.2), previamente apresentada.

Após a caracterização da areia, brita 0 e brita 1, individualmente, iniciou-se o estudo com os agregados, traçando-se a curva do modelo de Funk e Dinger considerando as 10 classes, que cobre todos os diâmetros presentes nos agregados em estudo, utilizando a Equação (2.15). Com a curva definida, utilizou-se o modelo CPM para calcular a densidade de empacotamento (Ø) do conjunto teórico. Após ter sido determinada a curva ótima dos agregados (areia e britas), buscou-se uma forma de montar essa curva sem precisar peneirar todo o material necessário à produção dos concretos. Isso é fundamental para evitar o peneiramento dos agregados, em função da grande quantidade de material que essa tarefa demanda e do tempo. Dessa forma, buscou-se encontrar uma proporção, de forma aleatória e considerando cada tipo de agregado como uma única classe de grãos,

que apresente resultado de densidade de empacotamento semelhante à densidade de empacotamento encontrada para a mistura otimizada, com todas as classes de grãos.

Na sequência, realizou-se o estudo de empacotamento para determinar a proporção ideal entre os três agregados. Para isso, fez-se o empacotamento dos agregados (areia + brita 0 + brita 1) pelo método experimental, proposto por 0'Reilly (1992), que leva em consideração a forma das partículas dos agregados, para determinar o empacotamento granular máximo, ou seja, a menor quantidade de vazios em um conjunto de agregados diferentes. Neste método, utiliza-se como parâmetro a massa unitária compactada e o volume de vazios, determinados conforme a norma NBR NM 45 (ABNT, 2006). Para a obtenção de resultados confiáveis, os agregados estão no estado seco e devem ser homogeneizados previamente.

Efetuou-se o empacotamento de todos os agregados do concreto, dois a dois e em ordem decrescente de diâmetro das partículas. Desta forma, iniciou-se o estudo com a brita 1 e a brita 0, por serem materiais de maior granulometria. Iniciou-se a determinação dos vazios com 100% de brita 1 e 0% de brita 0, e prosseguiu-se diminuindo 10% do primeiro, em massa, e adicionando-se o mesmo percentual de brita 0, conforme se observa na Tabela 3.6. Para cada proporção, foi determinado em laboratório a massa unitária compactada seca e calculada a massa específica e os índices de vazios do conjunto. A Figura 3.4 apresenta o empacotamento entre as britas 1 e 0 realizada em laboratório.

Figura 3.4 – Empacotamento das britas 1 e 0: (a) 90% de brita 1 e 10% de brita 0, (b) 50% de brita 1 e 50% de brita 0 e (c) 30% de brita 1 e 70% de brita 0

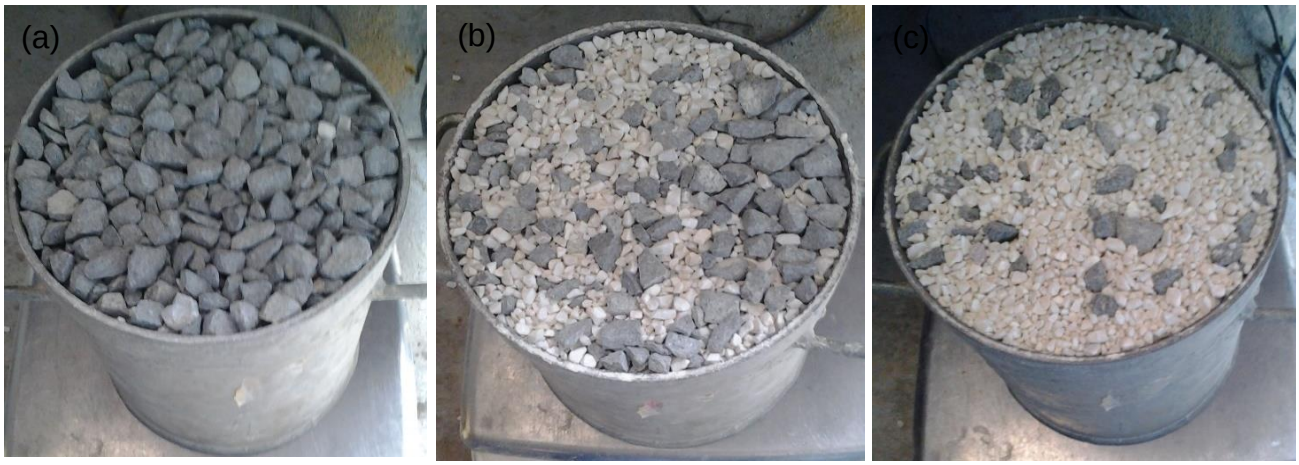


Tabela 3.6 – Empacotamento entre a brita 1 e a brita 0

Brita 1		Brita 0	
%	**kg**	**%**	**kg**
100	20,00	0	0
90	20,00	10	2,22
80	20,00	20	5,00
70	20,00	30	8,57
60	20,00	40	13,33
50	20,00	50	20,00
40	15,33	60	23,00
30	9,86	70	23,00
20	5,75	80	23,00
10	2,56	90	23,00
0	0	100	23,00

Após a realização do experimento e a determinação da proporção com menor índice de vazios entre a brita 0 e a brita 1, repetiu-se o ensaio de mantendo-se fixa a proporção ideal entre as britas e adiciona-se a areia. Os mesmos procedimentos realizados para a mistura com as britas foram repetidos, com a porcentagem de areia variando de 0 a 100%, como mostra a Tabela 3.7. Como resultado, determinou-se a mistura de agregados (areia + brita 0 + brita 1) que apresentou o menor volume de vazios, a qual foi utilizada para a produção do concreto.

Tabela 3.7 – Empacotamento entre a brita 1 e brita 0 e areia

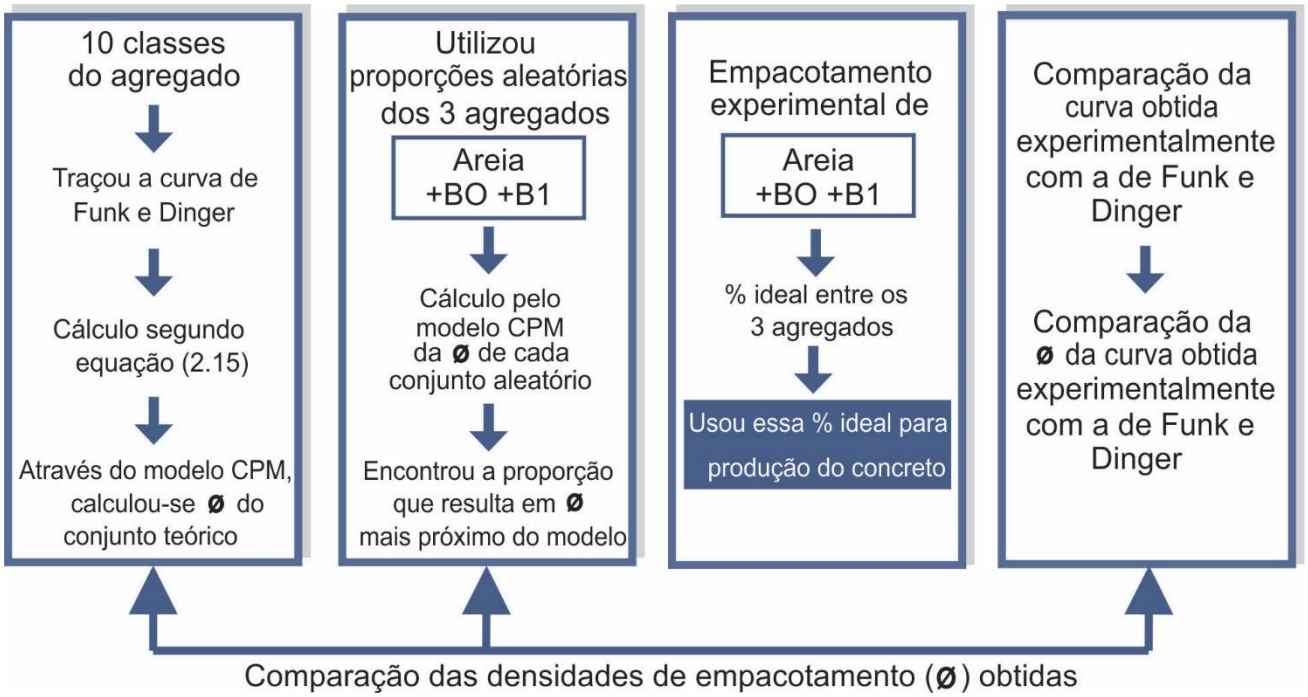
Brita 1		Brita 0		Areia artificial	
%	**kg**	**%**	**kg**	**%**	**kg**
40	9,20	60	13,80	0	0
36	9,20	54	13,80	10	2,56
32	9,20	48	13,80	20	5,75
28	9,20	42	13,80	30	9,86
24	9,20	36	13,80	40	15,33
20	9,20	30	13,80	50	23,00
16	6,13	24	9,20	60	23,00
12	3,94	18	5,91	70	23,00
8	2,30	12	3,45	80	23,00
4	1,02	6	1,53	90	23,00
0	0	0	0	100	23,00

Após a produção do concreto com a estrutura granular empacotada, determinou-se a partir dos consumos de materiais a proporção volumétrica entre os agregados, de modo a comparar o resultado do empacotamento experimental com o obtido através do modelo de Funk e Dinger (1980). Vale lembrar que os modelos de empacotamento propostos pelos diversos autores consideram a proporção de partículas em porcentagem volumétrica. Já o método experimental apresenta o resultado em porcentagem de massa.

Para a produção dos concretos, foi utilizado a proporção obtida pelo empacotamento experimental dos agregados (areia + brita 0 + brita 1) em massa. A partir da produção, foi possível transformar as proporções em volume e compará-las com as obtidas pelo modelo, de forma a verificar o quanto o modelo se aproxima do real.

A Figura 3.5 apresenta as etapas do estudo dos agregados.

Figura 3.5 – Passo a passo do estudo dos agregados



3.2.2 Cimento Portland

O cimento Portland utilizado na pesquisa é o CP II-F-32, comumente usado na produção de concreto convencional dosado em central. A caracterização química e físico-mecânica deste material é dada pelo fabricante, conforme apresentado nas Tabelas 3.8 e 3.9, respectivamente.

Tabela 3.8 - Características químicas do cimento CP II F-32

ENSAIOS	NORMA	RESULTADOS
Óxido de alumínio – Al_2O_3	NBR 14656/1991	4,21
Dióxido de silício – SiO2	NBR 14656/1991	18,63
Óxido de ferro – Fe_2O_3	NBR 14656/1991	2,66
Óxido de cálcio - CaO	NBR 14656/1991	61,55
Óxido de Magnésio - MgO	NBR 14656/1991	4,07
Trióxido de enxofre – SO_3	NBR 14656/1991	2,73
Perda ao fogo - PF	NBR NM 18/2012	4,90
Óxido de cal livre – CaO L	NBR NM 12/2012	0,71
Resíduo insolúvel	NBR NM 15/2012	1,19
Eq. alcalino	NBR 14656/1991	0,66

Fonte: Fabricante (2015).

Tabela 3.9 - Características físicas e mecânicas do cimento CP II F-32

ENSAIO		NORMA	RESULTADO	
Finura na peneira # 200 (%)		NBR 11579/1991	1,91	
Finura na peneira # 325 (%)		NBR 12856/1991	13,17	
Finura Blaine (cm^2/g)		NBR NM 76/1998	3,24	
Água da pasta de consistência normal (%)		NBR NM 43/2003	26,3	
Exp. a quente (g/cm^3)		NBR 11.582/2012	0,05	
Massa específica		NBR NM 23/2000	3,11	
Tempos de pega	Início	NM 65/2003	4:20	
	fim		5:00	
Resistência à compressão (MPa)		NBR 7215/1997	1 dia	14,7
			3 dias	29,1
			7 dias	34,8
			28 dias	42,4

Fonte: Fabricante (2015).

3.2.3 Aditivo

Para efetuar a alteração do teor de agregados, mantendo fixo o fator a/c e abatimento, foram utilizados os aditivos polifuncional MasterPolyheed® 38 (plastificante) da BASF e o Power Flow 1180 (superplastificante) da MC-Bauchemie. O polifuncional é o aditivo padrão utilizado pelas concreteiras em Curitiba para a redução de água e foi utilizada no limite máximo indicado pelo fabricante. A partir desse ponto para aumentar a trabalhabilidade foi utilizado o superplastificante. O uso do polifuncional reduz a quantidade do

superplastificante e melhorar a reologia do concreto. A Tabela 3.11 apresenta os dados técnicos destes produtos.

Tabela 3.10 – Dados técnicos dos aditivos

Propriedades	MasterPolyheed® 38	Power Flow 1180
Base química	Lignosulfonatos	Policarboxilatos
Estado físico	Líquido castanho escuro	Líquido marrom claro
Densidade (g/cm³)	1,14 a 1,18	1,07 a 1,11
pH	8 - 10	5,7 - 7,7
% recomendada	0,6 a 1,0	0,2 a 5,0

Fonte: BASF (2015).

Ambos os aditivos atendem os requisitos da norma Brasileira NBR 11768 (ABNT, 2011) e ASTM C494.

3.4 Dosagem experimental e produção

3.4.1 Avaliação do efeito do empacotamento dos agregados pelo método experimental

Os concretos foram dosados experimentalmente e caracterizados em laboratório. Como será analisada a influência do empacotamento do esqueleto granular nas propriedades do concreto endurecido, foi necessário elaborar duas famílias de curvas de dosagem. A primeira para os agregados em sua condição natural, adotando a areia e a brita 1 como agregados. Esta família de curvas será utilizada como referência. A proporção entre areia e brita 1 foi estabelecida segundo teor ótimo de argamassa, conforme proposto pelo método do IPT/EPUSP (HELENE; TERZIAN, 1993). A segunda família foi produzida com os mesmos agregados, adicionando-se ainda a brita 0. O empacotamento dos três agregados foi feito experimentalmente, segundo procedimento descrito por 0'Reilly (1992), cujos detalhes foram apresentados no item 3.3.1.

Adotou-se o método de dosagem IPT/EPUSP (HELENE; TERZIAN, 1993), renomeado de método IBRACON (HELENE, 2005), bastante simples e eficiente além de ser um dos mais difundidos no Brasil, para a produção dos concretos da primeira família, concretos de referência. O abatimento do tronco de cone, ou *slump test*, foi fixado em (100

± 10) mm, e os traços pobre, intermediário e rico em 1:3, 1:4,5 e 1:6 (cimento: agregados secos, em massa), respectivamente.

Para a produção dos concretos da segunda família, em que o empacotamento dos agregados foi efetuado, adotou-se o método de dosagem proposto por Tutikian e Dal Molin (2007) para concretos autoadensáveis, sendo este baseado no método de dosagem IPT/EPUSP (HELENE; TERZIAN, 1993). O método permite que, a partir do empacotamento dos agregados, a proporção entre eles seja mantida fixa para a elaboração do diagrama de dosagem. Escolheu-se utilizar a proporção entre os três agregados obtida experimentalmente, conforme descrito no item 3.3.1.

O método de dosagem proposto por Tutikian e Dal Molin (2007) é bastante semelhante ao método do IPT/EPUSP (HELENE; TERZIAN, 1993). Logo, para o traçado do diagrama de dosagem, adotou-se os valores de m iguais a 3, 5 e 7. O abatimento do tronco de cone, ou *slump tes*t, também foi fixado em (100 ± 10) mm. Ressalta-se que, neste método, o teor de argamassa seca não é constante para os três traços (pobre, intermediário e rico). Assim, o que garante que todos os concretos possam ser considerados da mesma família é a proporção constante entre todos os agregados (areia + brita 0 + brita 1), obtidos experimentalmente. Observa-se que os traços de concreto são calculados previamente. Ao se iniciar o processo experimental, a única variável desconhecida é a relação a/c, dosada experimentalmente, semelhante ao método do IPT/EPUSP (HELENE; TERZIAN, 1993). Mantendo-se fixa a proporção entre os agregados, definido pelo máximo empacotamento das partículas a partir do método experimental, calculou-se o volume de pasta necessário para preencher os vazios deixados entre os agregados, considerando a existência de 1% de ar na mistura (NEVILLE; BROOOKS, 2013).

A partir dos diagramas de dosagem confeccionados para as duas famílias de concreto, foram definidos os traços para as duas classes de resistência à compressão a serem estudadas (C25 e C40) resultando em 4 traços de concreto a serem estudados.

A nomenclatura utilizada ao longo do trabalho para a designação destes concretos foi Ref_{25} e Emp_{25}, para os concretos de classe C25, e Ref_{40} e Emp_{40}, para os concretos de classe C40. As abreviações Ref e Emp se referem ao concreto de referência e ao concreto cujo esqueleto granular passou pelo processo de empacotamento.

3.4.2 Avaliação do efeito da variação do teor de agregados em relação ao cimento

A etapa seguinte do estudo consistiu em avaliar a influência da variação do teor de agregados (m) da estrutura granular empacotada em relação ao teor de cimento, no módulo de elasticidade estático do concreto. Buscou-se variar o valor de m a partir do valor de m encontrado para os traços com a estrutura granular empacotada, para ambos os concretos de classe C25 e C40. Estes valores foram iguais a 5,08 e 3,08 para os concretos de 25 e 40 MPa, respectivamente, tal como será apresentado mais adiante, no capítulo 4. Para o estudo, foram adotados valores de m superiores a 5,08 e 3,08, considerados como referência, tendo sido usados os valores (m + 1) e (m + 2). Como os métodos de dosagem consideram o teor de argamassa ideal para preencher os vazios deixados pelo agregado graúdo, optou-se neste estudo por aumentar o valor de m, para verificar até que ponto o seu incremento seria benéfico ao módulo de elasticidade estático do concreto.

3.4.3 Produção dos concretos

Os materiais foram misturados em uma betoneira de 120 litros, seguindo os critérios da NBR NM 79 (ABNT, 1996), cuja ordem segue descrita na Tabela 3.11. Esse procedimento foi seguido para toda a produção dos concretos.

Tabela 3.11 - Sequência de adição dos materiais à betoneira

	Etapas da mistura	Tempo de mistura
1	Imprimação da betoneira	--------
2	Água (80%)	--------
2	Adição do agregado graúdo (100%)	30 segundos
3	Adição do agregado miúdo (100%)	30 segundos
4	Adição do cimento (100%)	1 minuto
5	Adição do restante da água (20%)	Até a homogeneização

Nos casos em que se utilizou aditivo, os mesmos foram adicionados juntos com a restante da água e o tempo de mistura foi de 6 a 10 minutos.

3.5 Caracterização do concreto no estado fresco

Serão realizados os seguintes ensaios de caracterização e análises do concreto no estado fresco:

- Consistência pelo abatimento de tronco de cone, ou *slump test,* segundo a NBR NM 67 (ABNT, 1998);
- Massa específica, segundo a norma NBR 9833 (ABNT, 2008).
- Análise visual buscando identificar a presença de segregação e exsudação.

Os corpos de prova de concreto foram moldados e curados de acordo com a prescrição da NBR 5738 (ABNT, 2015). Foram utilizadas formas cilíndricas metálicas de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, tendo sido adotado o processo de adensamento manual, em duas camadas, como prevê a norma supracitada. A cura dos corpos de prova foi realizada ao ar nas primeiras 24 horas, com o uso de filme plástico para impedir a evaporação da umidade do concreto. Após esse período, os corpos de prova foram desmoldados e curados em câmara úmida até a data de ensaio.

3.6 Caracterização do concreto no estado endurecido

Os ensaios de caracterização do concreto em estado endurecido foram realizados nas idades indicadas na Tabela 3.13. Esta também mostra o número de corpos de prova produzidos para cada ensaio. Os ensaios de caracterização realizados são apresentados a seguir:

- Resistência à compressão, segundo a norma NBR 5739 (ABNT, 2007);
- Módulo de elasticidade estático, segundo a norma NBR 8522 (ABNT, 2008);
- Módulo de elasticidade dinâmico, segundo a norma ASTM C597-09;
- Massa específica do concreto no estado endurecido, realizado por meio da pesagem dos corpos de prova produzidos;
- Resistividade elétrica, segundo a norma NBR 9204 (ABNT, 2012);
- Absorção de água por imersão, segundo a norma NBR 9778 (ABNT, 2005);
- Absorção de água por capilaridade, segundo a norma NBR 9779 (ABNT, 2005).

As Tabelas 3.12 e 3.13 apresentam uma visão geral do plano de experimento indicando os tipos de ensaios realizados e quantidade de corpos de prova total da avaliação do efeito do empacotamento dos agregados pelo método experimental e da avaliação do efeito da variação do teor de agregados em relação ao cimento.

Tabela 3.12 - Quantidade de corpos de prova utilizados para avaliação do efeito do empacotamento dos agregados pelo método experimental

Ensaios realizados	CPs/ Idade	Idade (dias)	F_{ck} (MPa)	Estrutura granular	Total
Resistência a compressão	5	7 e 28	C25 e C40	Ref. e Emp.	40
Módulo de elasticidade estático	4*	7			16
	7	28			28
Absorção por imersão	3	28			12
Absorção por capilaridade	3	28			12
				Total	**108**

* Não foi efetuado ensaio de módulo de elasticidade estático com o extensômetro elétrico de fixação externa aos 7 dias.
** O ensaio de massa específica, resistividade elétrica e ultrassom foram efetuados em todos os corpos de prova utilizados para a resistência à compressão por tratar-se de ensaios não destrutivos.

Tabela 3.13 - Quantidade de corpos de prova utilizados para avaliação do efeito da variação do teor de agregados em relação ao cimento

Ensaios realizados	CPs/ Idade	Idade (dias)	F_{ck} (MPa)	Teor de agreg. (m)	Total
Resistência a compressão	5	28	C25 e C40	5,08, 6,08 e 7,08 (C25)	30
Módulo de elasticidade estático	7			3,08, 4,08 e 5,08 (C40)	42
				Total	**72**

* O ensaio de massa específica, resistividade elétrica e ultra-som foram efetuados em todos os corpos de prova utilizados para a resistência à compressão por tratar-se de ensaios não destrutivos.

Para avaliar a influência do esqueleto granular no módulo de elasticidade estático, foram moldados, para cada traço de concreto produzido, 27 corpos de prova, totalizando 108 CPs. Para avaliar a influência da variação do teor de agregados da estrutura granular modificada no módulo de elasticidade estático do concreto, foram moldados, para cada traço de concreto produzido, 12 corpos de prova, totalizando 72 CPs.

Detalhes de cada ensaio realizado são dados à continuação.

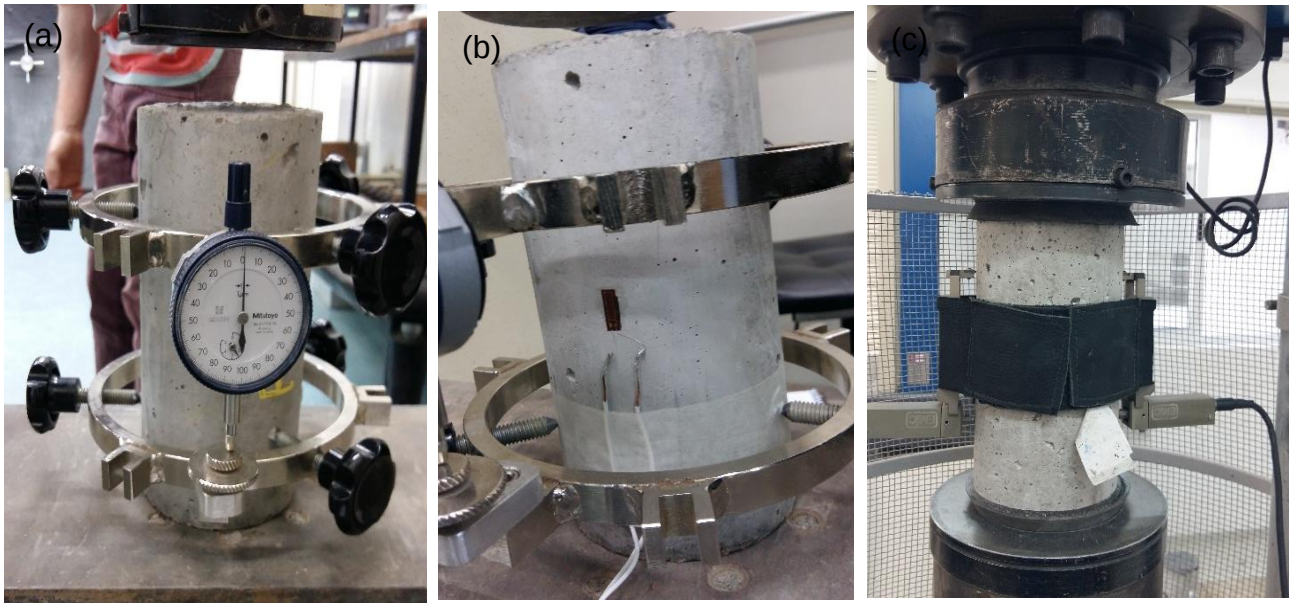
3.6.1 Resistência à compressão

Para o ensaio de resistência a compressão, os corpos de prova foram capeados com almofada de neoprene, sendo também verificadas suas dimensões. Utilizou-se prensa EMIC com capacidade de 200 tf para o ensaio.

3.6.2 Módulo de elasticidade estático

Para o ensaio do módulo de elasticidade estático, foram utilizados três tipos de medidores: o compressômetro mecânico, o extensômetro elétrico de colagem superficial (strain gages) e o extensômetro elétrico de fixação externa. A Figura 3.6 mostra os três tipos de medidores utilizados.

Figura 3.6 – Medidores: (a) compressômetro mecânico, (b) extensômetro elétrico de colagem superficial e (c) extensômetro elétrico de fixação externa



No ensaio de módulo de elasticidade estático aplicou-se o plano de carga denominado de Metodologia A da NBR 8522 (ABNT, 2008), usado quando não se explicita em projeto qual a metodologia ou tensão de ensaio, sendo o mais usual. Fizeram-se, então, ciclos de carregamento e descarregamento sucessivos, conforme indicado na Figura 3.7. Foram feitas as medições das deformações específicas relativas às tensões de 0,50 MPa e 0,30 da tensão de ruptura (denominada de fc) e calculado o módulo de elasticidade tangente inicial pela Equação (3.3).

$$E_{ci} = \frac{\sigma_b - 0{,}5}{\epsilon_b - \epsilon_a}\, x\, 10^{-3}$$ Equação (3.3)

Em que:

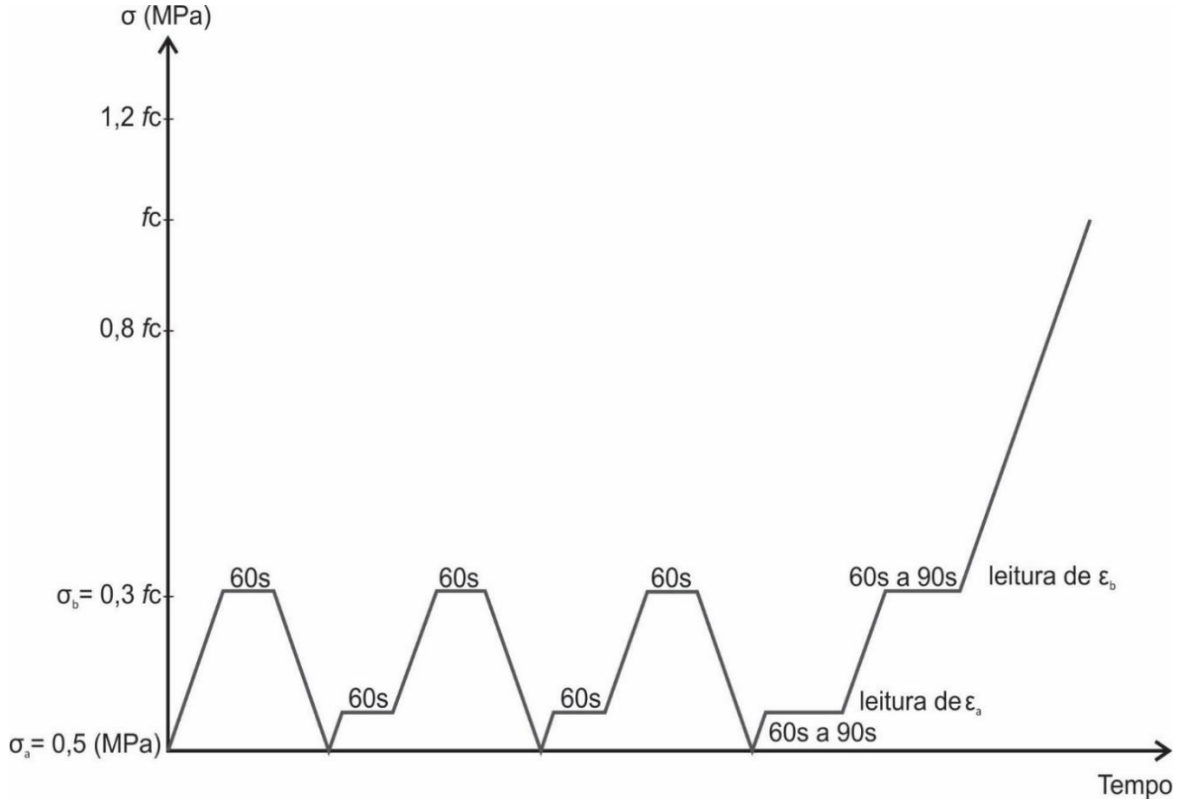
σ_b é a tensão maior, em MPa (σb = 0,3fc) ou outra tensão especificada em projeto, de até 40% de fc;

0,5 é a tensão básica em MPa;

ε_b é a deformação específica média, sob a tensão maior;

ε_a é a deformação específica média, sob a tensão básica de 0,5 MPa;

Figura 3.7 - Plano de carga para obtenção do módulo de elasticidade tangente inicial, Eci – Metodologia A – Tensão σ_a fixa



Fonte: NBR 8522 (ABNT, 2008).

A partir da Figura 3.7, verifica-se que a determinação do módulo tangente inicial é realizada com a aplicação de força correspondente a tensão limite superior (σ_b), que corresponde a uma tensão de 30% da tensão de ruptura (f_c), a uma velocidade de (0,25 ± 0,05) MPa/s. Este nível de carregamento deve ser mantido por 60 segundos e, em seguida, reduzido à mesma velocidade do processo de carregamento até o nível de tensão de 0,5 ±

0,1 MPa (σ_a). Devem ser realizados mais três ciclos de carregamento adicionais, entre σ_a e σ_b, mantendo-se estas tensões por 60 segundos. Depois do último ciclo de carga são medidas as deformações específicas.

Finalizadas as leituras de deformação, liberou-se a instrumentação e os corpos de prova foram carregados até a ruptura, obtendo-se a ruptura efetiva ($f_{c,ef}$). Se $f_{c,ef}$ diferir de f_c em mais de 20%, os resultados do corpo de prova devem ser descartados.

Para medição da deformação, a NBR 8522 (ABNT, 2008) não apresenta um tipo de instrumento específico, citando apenas que estes podem ser mecânicos, elétricos ou outros, e devem ter resolução de ± 1 x 10^{-3} mm e erro relativo máximo inferior a 1%. MONTIJA (2007) demonstrou em seus estudos com diversos tipos de instrumentação, que as menores dispersões de resultados se deram sob a instrumentação *clip gage*. Isso ocorre, pois há menor erro aleatório intrínseco à captação das deformações, principalmente referente ao trabalho do operador, que não precisa realizar nenhum tratamento superficial nos corpos de prova (como no caso dos *strain gages*) ou posicionar e aparafusar o instrumento (como no caso do compressômetro mecânico).

As Tabelas 3.14 3.15 indicam a quantidade de corpos de prova utilizados para a medição do módulo de elasticidade estático, realizada com os diferentes tipos de equipamentos, para a avaliação do efeito do empacotamento dos agregados pelo método experimental e para a avaliação do efeito da variação do teor de agregados em relação ao cimento.

Tabela 3.14 - Quantidade de corpos de prova para cada tipo de medidor utilizados na avaliação do efeito do empacotamento dos agregados pelo método experimental

Ensaios realizados	CPs/ Idade	Idade (dias)	F_{ck} (MPa)	Estrutura granular	Total
Compressômetro mecânico	2	7 e 28	C25 e C40	Ref. e Emp.	16
Extensômetro elétrico de col. superficial	2				16
Extensômetro elétrico de fixação externa	3	28			12
				Total	**44**

Tabela 3.15 - Quantidade de corpos de prova para cada tipo de medidor utilizados na avaliação do efeito da variação do teor de agregados em relação ao cimento

Ensaios realizados	CPs/ Idade	Idade (dias)	F_{ck} (MPa)	Teor de agreg. (m)	Total
Compressômetro mecânico	2	28	C25 e C40	5,08, 6,08 e 7,08 (C25) 3,08, 4,08 e 5,08 (C40)	12
Extensômetro elétrico de col. superficial	2				12
Extensômetro elétrico de fixação externa	3				18
				Total	**42**

3.6.3 Módulo de elasticidade dinâmico

Para a determinação da velocidade de propagação de ondas de ultrassom, utilizou-se o equipamento Pundit PL-200, da Proceq, apresentado na Figura 3.8. O procedimento foi adotado conforme as recomendações da NBR 8802 (ABNT, 2013) e empregou-se a transmissão direta entre os transdutores, com frequência de onda de 54 kHz e propagação de onde a cada 9,3 µs.

Figura 3.8 – Aparelho de ultrassom

No Brasil, ainda não existe norma para determinar o módulo de elasticidade dinâmico do concreto. Entretanto, a NBR 8802 (ABNT, 2013) estabelece o método de ensaio não destrutivo para determinar a velocidade de propagação de ondas longitudinais, obtidas por pulsos ultrassônicos, através do concreto. Este ensaio tem como principais aplicações a verificação da homogeneidade do concreto, a detecção de eventuais falhas internas de concretagem, profundidade de fissuras e outras imperfeições, e monitoramento de variações no concreto ao longo do tempo, decorrentes da agressividade do meio. Desta forma, seguiu-se as recomendações da NBR 8802 (ABNT, 2013) para a determinação da

velocidade de propagação de pulsos ultrassônicos no concreto. Foram efetuadas leituras de todos os corpos de prova utilizados para a resistência à compressão nas idades de 7 e 28 dias, tendo sido utilizadas as mesmas amostras em todas as idades, pois trata-se de um ensaio não-destrutivo.

A determinação da velocidade do pulso ultrassônico através dos corpos de prova foi realizada por transmissão direta (longitudinal) através do posicionamento dos transdutores em faces opostas dos corpos de prova, com a utilização de gel acoplante, a fim de permitir o contato contínuo entre as superfícies. A partir da medição da velocidade de pulso de ondas longitudinais nos corpos de prova, a obtenção do valor do módulo de elasticidade dinâmico por esse método foi obtida indiretamente, isolando-se essa variável na Equação (3.4), conforme preconizado pela ASTM C597-09.

$$E_d = \rho * v^2 * \frac{(1+\mu)(1-2\mu)}{1-\mu} \qquad \text{Equação (3.4)}$$

Em que:

ρ = massa específica no estado endurecido do concreto (kg/m³);

v = velocidade que a propagação da onda ultrassônica leva para percorrer o corpo-de-prova de concreto em seu sentido longitudinal (em km/s);

μ = coeficiente de Poisson.

Segundo Callister (2002), o coeficiente de Poisson é a razão entre a deformação transversal e longitudinal quando um determinado corpo de prova é submetido a uma carga em seu sentido axial. Esse coeficiente varia entre 0,10 a 0,20. Adotou-se o valor de 0,20 neste estudo, conforme recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014).

3.6.4 Massa específica do concreto

A massa específica do concreto em estado endurecido foi determinada nas mesmas idades de ensaio de resistência à compressão, medindo a massa e o volume dos corpos de prova, sendo o volume obtido pela mensuração das dimensões com paquímetro, em condição saturada com superfície seca.

3.6.5 Resistividade elétrica

A resistividade elétrica dos concretos estudados foi mensurada com auxílio do equipamento RESIPOD (PROCEQ AS). Neste ensaio, foram utilizados os mesmos corpos de prova utilizados no ensaio de ultrassom, para determinação do módulo de elasticidade dinâmico. Durante o período de cura, foram realizadas leituras nas idades de 7 e 28 dias com os corpos de prova saturados em água.

3.6.6 Absorção de água

Para o ensaio de absorção de água por imersão foi utilizado um recipiente e marcado nos corpos de prova os níveis de água. Para o ensaio de absorção de água por capilaridade foi utilizado um recipiente que permite manter o nível de água constante ao longo de todo o ensaio, segundo recomendações do método de ensaio. Este é dotado de um sistema de entrada de água na parede lateral do reservatório e um sifão acoplado ao fundo do reservatório. A Figura 3.9 mostra os dois ensaios sendo efetuados.

Figura 3.9 – Ensaio de absorção de água: (a) recipiente usado para absorção de água por imersão e (b) recipiente usado para absorção de água por capilaridade

3.7 Análise estatística

Aplicou-se a técnica de análise estatística de variância ANOVA (VIEIRA, 2006) para os resultados das amostras de concreto Classe C25 e de concreto Classe C40, separadamente e em conjunto. A metodologia do teste consiste na aplicação do Teste de Turkey.

4. RESULTADOS E ANÁLISES

Neste capítulo são apresentados, discutidos e analisados os resultados dos ensaios de caracterização dos agregados e dos concretos estudados, em estado fresco e endurecido.

4.1. Escolha do modelo de empacotamento de partículas

Apresenta-se neste item os resultados do estudo analítico de otimização dos agregados, em que foram estudados os modelos de empacotamento de partículas proposto por Füller e Thompson, Andreasen e Andersen e Funk e Dinger (1980). O estudo foi realizado com a areia normal do IPT e buscou-se determinar qual dos modelos utilizados produz uma curva granulométrica com o menor índice de vazios.

Os resultados obtidos para as combinações volumétricas de agregados referentes a cada uma das 4 classes da areia normal brasileira, calculados segundo os modelos de empacotamento de partículas são dados na Tabela 4.1. Considerou-se, também, para efeito de referência, a curva granulométrica média, entre os limites da zona ótima estabelecida pela ABNT NBR 7211 (2009).

Tabela 4.1 - Combinações volumétricas obtidas pelo uso dos modelos de empacotamento

Conjunto granular	Volume de cada fração (%)				Total (%)
	1,2	0,6	0,3	0,15	
Modelo: Füller e Thompson (1907)	29,29 (39,05)	20,71 (27,61)	14,64 (19,52)	10,36 (13,82)	75,0
Modelo: Andreasen e Andersen (1930)	22,62 (35,26)	17,50 (27,29)	13,54 (21,11)	10,48 (16,34)	64,14
Modelo: Funk e Dinger (1980)	35,26	27,29	21,11	16,34	100,0
Média da zona ótima (ABNT NBR 7211, 2009)	25,00	20,00	30,00	25,00	100,0

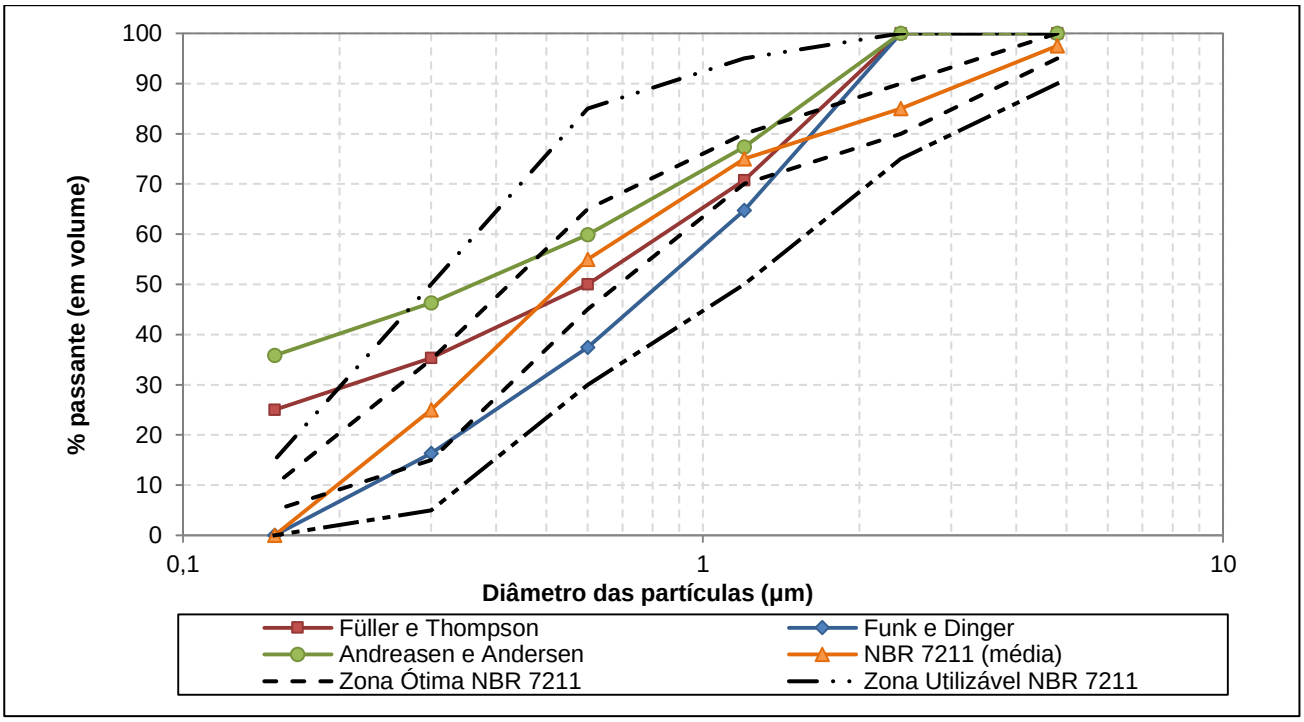
Os modelos de Füller e Thompson e Andreasen e Andersen admitem partículas infinitamente pequenas, pois não consideram a existência de um diâmetro mínimo, tal como mostrado previamente na Equação (2.13). Este fato difere da realidade dos conjuntos granulares. Dessa forma, ao aplicar-se estes modelos para obtenção de uma curva granulométrica ideal, observa-se que a soma das porcentagens correspondentes a cada

classe da areia não totaliza 100%, como é possível observar na Tabela 3.6. Este é um requisito indispensável para a avaliação de um conjunto granular real e a aplicação do modelo analítico CPM para o cálculo da densidade de empacotamento.

Por isso, optou-se por realizar a normalização dos resultados, os quais estão descritos entre parênteses na Tabela 4.1. Assim, dividiu-se os valores percentuais de cada fração pela soma total atingida. Isso possibilitou o cálculo da densidade de empacotamento, através do método de CPM. A curva normalizada determinada pelo modelo de Andreasen e Andersen apresentou os mesmos resultados da curva de Funk e Dinger. Isso ocorreu pois ao aplicar a técnica de normalização elimina-se a possibilidade de haver grãos infinitamente pequenos, o que é semelhante a considerar um tamanho mínimo de grãos. Este último conceito foi implementado por Funk e Dinger (DINGER, 1980) ao desenvolverem seu modelo, conforme mencionado previamente na Equação (2.15). Naturalmente, este fato fará com que as densidades de empacotamento destes dois conjuntos granulares sejam iguais, conforme se apresentará mais adiante, na Figura 4.2.

A Figura 4.1 apresenta as curvas granulométricas obtidas a partir das porcentagens volumétricas calculadas pelos modelos de empacotamento de partículas, dadas na Tabela 4.1.

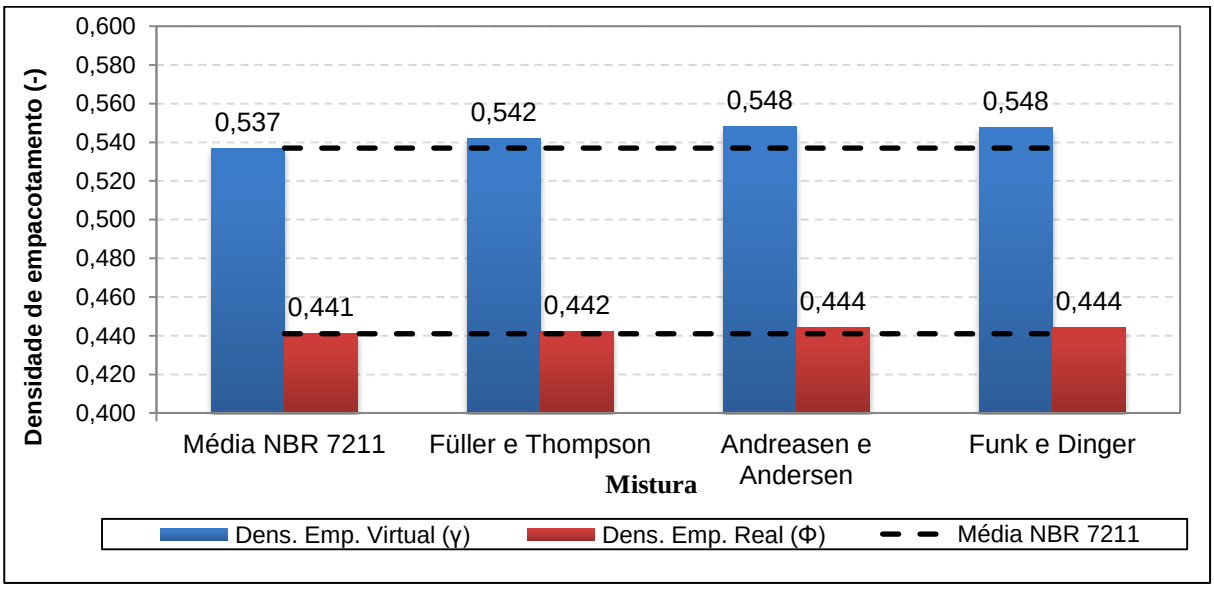
Figura 4.1 – Curvas granulométricas obtidas pelo uso dos modelos de empacotamento



A partir da Figura 4.1, observa-se que as curvas granulométricas referentes aos modelos de Füller e Thompson e Andreasen e Andersen apresentam comportamento semelhante, pois ambas não alcançam o valor de ordenada zero, devido à não consideração de um diâmetro mínimo, conforme já apresentado na Equação (2.13). Observa-se que a primeira curva, de Füller e Thompson, é mais próxima da curva de referência proposta pela norma NBR 7211 (ABNT, 1999). Já a curva de Funk e Dinger se distancia da zona ótima proposta pela mesma norma, passando à zona utilizável inferior.

Com as porcentagens volumétricas referentes a cada classe de tamanho de grãos, aplicou-se o modelo analítico CPM (De Larrard, 1999) para se obter a densidade de empacotamento de cada uma das curvas granulométricas elaboradas a partir dos modelos. Os resultados obtidos são apresentados na Figura 4.2.

Figura 4.2 - Densidades de empacotamento dos conjuntos granulares, calculadas segundo o modelo CPM



A partir da Figura 4.2, observa-se que os resultados de densidade de empacotamento obtidos pelos modelos de Andreasen e Andersen e Funk e Dinger são iguais, pois a normalização dos resultados do primeiro modelo geram valores idênticos aos apresentados pelo segundo. O conjunto granular dos dois modelos foram os que resultaram na maior densidade de empacotamento, a qual atingiu 0,548 para a densidade de empacotamento virtual e 0,444 para a densidade de empacotamento real. Esses conjuntos granulares apresentam cerca de 35% do material retido na fração mais grossa, de 1,2 mm, 27% na

fração de 0,6 mm, 21 na fração de 0,3 mm e 16% na fração de 0,15 mm. A curva granulométrica correspondente se encontra dentro dos limites de utilização inferior da norma NBR 7211(ABNT, 2009).

A curva média da zona ótima estabelecida pela norma NBR 7211 (ABNT, 2009) foi a que obteve a menor densidade de empacotamento virtual, igual a 0,537, e real, igual a 0,441, dentre os conjuntos granulares estudados. A densidade de empacotamento virtual obtida para esta curva, estabelecida como curva de referência é 2,05% inferior à curva que obteve a maior densidade de empacotamento. Se for considerada a densidade de empacotamento real, esta diferença cai para 0,7%.

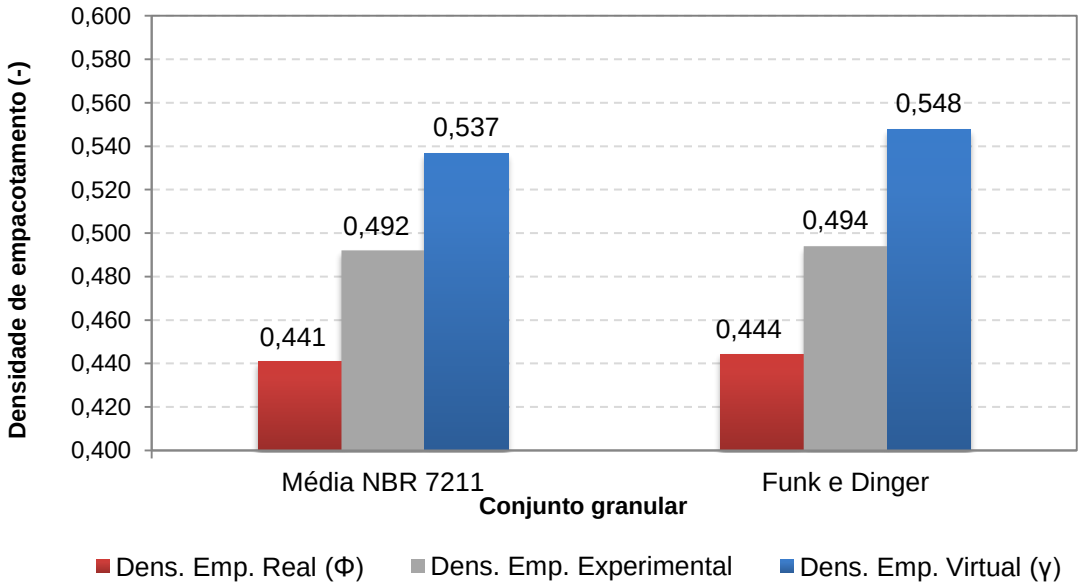
A curva granulométrica obtida pelo modelo de Füller e Thompson, em que se fez a normalização dos dados, foi a que apresentou mais similaridade com a curva de referência da norma, resultando em densidades de empacotamento virtual e real 0,9% e 0,2% superior, respectivamente.

As pequenas variações encontradas entre os resultados obtidos para os diversos conjuntos granulares, assim como os baixos valores de densidades de empacotamento encontrados (todos inferiores a 0,5), pode responder ao fato de que o presente estudo conta com o uso de apenas 4 classes de tamanho de grãos, dando uma amplitude pequena às curvas granulométricas estudadas, de 0,15 mm a 1,2 mm. Porém, a norma brasileira NBR 7211 (2009) considera a existência de 6 classes de grãos para a areia, as quais não foram todas consideradas neste estudo devido à areia normal do IPT não dispor de outras frações. Além disso, os modelos de empacotamento de partículas que resultam em uma curva granulométrica ideal, como o de Funk e Dinger, devem ser usados considerando todo o esqueleto granular que será aplicado nos concretos, o que inclui as classes de tamanhos de grãos referentes à areia e à brita. Esse fato colabora ainda mais para aumentar a amplitude de tamanhos de grãos presentes nos conjuntos granulares. Uma mistura que dispõe de um maior número de classes pode apresentar um melhor preenchimento dos vazios, uma vez que há mais variedade de tamanhos de grãos, conforme já apontado por outros autores (SILVA; SEGADÃES, 2003).

Como os modelos supracitados apresentam densidades de empacotamento próximas, optou-se nesta pesquisa pela utilização do modelo de Funk e Dinger (1980), por ser mais recente e de fácil aplicação. Além disso, ainda que a diferença tenha sido pequena, este resultou na maior densidade de empacotamento.

Na Figura 4.3 são apresentados os resultados de densidade de empacotamento determinados experimentalmente, conforme o método A da NBR NM 45 (ABNT, 2006) (massa unitária compactada de agregado com diâmetro máximo inferior ou igual a 37,5 mm) e Equação (3.1) previamente apresentada, em comparação aos resultados teóricos de densidade de empacotamento virtual e real, calculada pelo modelo CPM. Ressalta-se que foram reproduzidos experimentalmente dois conjuntos granulares: a curva da média dos valores recomendados para a zona ótima da norma NBR 7211 (ABNT, 2009), sendo esta curva de referência e o conjunto granular dado pelo modelo de Funk e Dinger, cuja curva granulométrica apresentou a máxima densidade de empacotamento dentre os modelos estudados.

Figura 4.3 - Verificação experimental dos resultados teóricos encontrados pelo uso do modelo CPM



É importante lembrar que como a densidade de empacotamento real é calculada utilizando o índice de compactação K, correspondente ao método de compactação utilizado na determinação experimental, a comparação destes resultados experimentais deve ser realizada com os valores de densidade de empacotamento real. A comparação de dados experimentais não pode ser feita com a densidade de empacotamento virtual, pois esta não considera os efeitos de compactação que existem na prática.

Assim, ao analisar os resultados apresentados na Figura 4.3, percebe-se que densidade de empacotamento experimental é 11,6% e 11,3% superior à densidade de

empacotamento real teórica, para os casos da curva média da norma brasileira e da curva do modelo Funk e Dinger, respectivamente. É natural que uma pequena diferença entre os resultados experimentais e teóricos sejam encontrados, pois os modelos são elaborados, muitas vezes, a partir de simplificações e de dados experimentais de um determinado conjunto de materiais. Ao se usar outros materiais nas campanhas experimentais, então, diferenças podem ser observadas. Ressalta-se, novamente, que não é adequada a comparação dos dados experimentais com os dados teóricos de densidade de empacotamento virtual, pois esta última não considera a compactação aplicada ao conjunto. Em realidade, a densidade de empacotamento virtual considera que cada uma das partículas foi posicionada uma a uma, de modo que o preenchimento do espaço é mais efetivo. Por isso, seu valor é superior aos resultados experimentais e à densidade de empacotamento real. Entretanto, essa condição não representa a realidade das misturas granulares.

Comparações similares à apresentada neste estudo, entre resultados experimentais e teóricos (de densidade de empacotamento real), são encontradas na literatura (FENNIS, 2011; DE LARRARD, 1999) para 2 classes de grãos. Em todos os casos avaliados pelos autores, a densidade de empacotamento experimental se demonstrou maior que os valores obtidos analiticamente, com variações na ordem de 2%. A ordem de variação apresentada neste trabalho é superior, podendo-se justificar o fato pelo uso de materiais com características diferentes das usadas pelos autores assim como ao número de classes estudadas. De qualquer modo, ambos os autores citados relatam que mesmo com as divergências, o modelo CPM é passível de utilização com confiabilidade. Acrescenta-se ainda que este modelo, dentre todos os outros modelos de empacotamento de partículas, é o mais preciso, pois considera o processo de compactação e apresenta bons resultados tanto para grãos arredondados como para grãos angulares, e para condições no estado seco ou úmido (FENNIS, 2011).

Finalmente, observa-se que as densidades de empacotamento experimentais são muito próximas umas das outras. Estes valores são iguais a 0,492 e 0,494 para os casos da curva média da norma brasileira e da curva do modelo Funk e Dinger, respectivamente. Isto significa que a densidade de empacotamento experimental obtida pelo modelo Funk e Dinger é apenas 0,5% superior à obtida pela curva média da norma brasileira. Ou seja, a

diferença entre os resultados experimentais é menor que a observada entre os resultados teóricos de densidade de empacotamento real.

Após ter sido determinado o modelo de empacotamento a ser utilizado no trabalho, passou-se aos estudos para caracterização dos materiais componentes dos concretos estudados.

4.2 Caracterização dos agregados: areia, brita 0 e brita 1

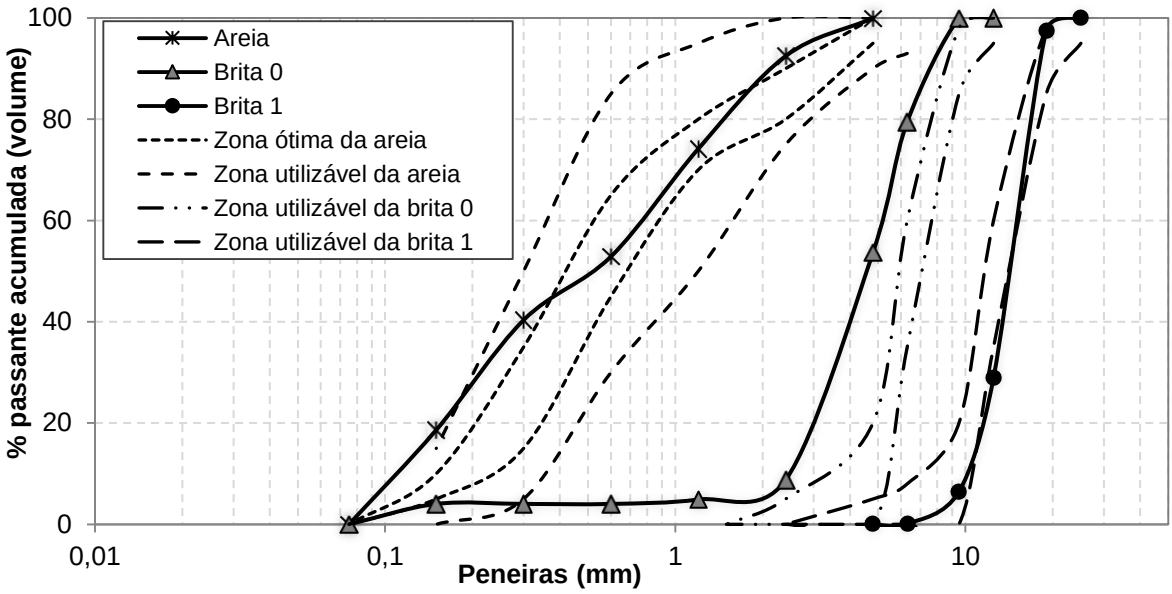
A Tabela 4.2 apresenta a média dos resultados obtidos na análise granulométrica da areia, da brita 0 e da brita 1. No Apêndice B são apresentados os resultados das 2 repetições realizadas para a granulometria dos agregados.

Tabela 4.2 – Análise granulométrica dos agregados

Propriedades		Areia	Brita 0	Brita 1
Granulometria (% passante acumulada)	Peneira (mm)			
	25	100,00	0,00	100
	19	100,00	0,00	97,51
	12,5	100	0,00	28,94
	9,5	100	99,90	6,46
	6,3	100	79,45	0,10
	4,8	99,96	53,68	0,09
	2,4	92,47	8,75	0,09
	1,2	74,16	4,91	0,09
	0,6	52,89	4,02	0,09
	0,3	40,34	4,02	0,09
	0,15	18,64	4,02	0,09
	fundo	0	0,00	0,00

As curvas granulométricas dos agregados utilizados, com as suas respectivas zonas granulométricas recomendadas pela NBR 7211 (ABNT, 2009) são mostradas na Figura 4.3.

Figura 4.3 – Curvas granulométricas da areia, brita 0 e brita 1



Observa-se a partir da Figura 4.3 que os resultados obtidos para a areia encontram-se dentro dos limites mínimos e máximos estabelecidos pela norma NBR 7211 (ABNT, 2009), estando a curva granulométrica deste material localizada dentro da zona utilizável recomendada pela referida norma. Este material possui módulo de finura igual a 2,22 e dimensão máxima característica (DMC) igual a 4,8 mm. Para a brita 0, verifica-se que esta apresentou-se fora e qualquer das zonas granulométricas recomendadas pela norma. Este material possui módulo de finura igual a 5,21 e DMC igual a 9,5 mm. A curva granulométrica da brita 1, por sua vez, apresenta-se dentro da zona granulométrica 9,5/25. Este material possui módulo de finura igual a 6,95 e DMC igual a 19 mm. Observa-se ainda que a brita 1 apresenta uma certa uniformidade no tamanho dos grãos, o que pode ser constatada pela baixa inclinação de sua curva, que apresenta-se quase que totalmente na vertical, enquanto a areia apresenta uma distribuição dos tamanhos dos grãos mais contínua, já que sua curva se apresenta mais inclinada.

Os ensaios de caracterização dos agregados são mostrados na Tabela 4.2, onde são apresentados valores médios de 2 repetições para cada um dos ensaios listados. No Apêndice B é apresentado os resultados individuais obtidos para cada amostra ensaiada, considerando todas as repetições executadas.

Tabela 4.3 - Caracterização dos agregados

	Areia	Limite recomendado	Brita 0	Limite recomendado	Brita 1	Limite recomendado
Massa específica (g/cm³)	2,62	2,47 – 2,73 (NBR NM 52:2009)	2,80	2,70 – 3,00 (NBR NM 53:2009)	2,66	2,50 – 2,76 (NBR NM 53:2009)
Massa Unitária Compactada Seca (g/cm³)	1,35	1,27 – 1,42 (NBR NM 45:2006)	1,57	1,43 – 1,60 (NBR NM 45:2006)	1,44	1,31 – 1,45 (NBR NM 45:2006)
Material Pulverulento (%)	8,17	0,0 – 12,0 (NBR 7211:2009)	1,37	0,0 – 1,0 (NBR 7211:2009)	0,64	0,00 – 1,0 (NBR 7211:2009)
Absorção de água (%)	0,40	1,00 (NBR NM 46:2003)	0,57	1,00 (NBR NM 46:2003)	0,28	1,00 (NBR NM 46:2003)
Índice de Vazios (%)	0,342	-	0,388	-	0,430	-
Densidade de empacotamento (-)	0,658	-	0,612	-	0,570	-
Índice de Forma	-	-	-	-	2,16	0,0 – 3,0 (NBR 7211)

Os valores de massa específica dos agregados estão dentro dos limites estabelecidos pela NBR 9776 (ABNT, 1988). Percebe-se, entretanto, que existe diferenças entre os valores em virtude da composição mineralógica de cada um dos agregados. Desta forma, em ordem decrescente de resultado de massa específica encontra-se a brita 0 (2,80 g/cm³), de origem calcária dolomítica, a brita 1 (2,66 g/cm³), de origem basáltica e a areia (2,62 g/cm³), de origem granítica.

Os resultados de massa unitária dos agregados acompanham o mesmo comportamento dos valores de massa específica, sendo em ordem decrescente 1,57 g/cm³ para a brita 0, 1,44 g/cm³ para a brita 1 e 1,35 g/cm³ para a areia. Isso é natural, já que a primeira propriedade tem influência sobre a segunda.

Os resultados da porcentagem de material pulverulento da areia, brita 0 e brita 1 estão em conformidade com as prescrições da NBR 7211 (ABNT, 2009). Esta permite alterar os limites de material pulverulento de agregados miúdos de 3% para 10% para concreto submetido a desgaste superficial e de 5% para 12% para concreto protegido de desgaste

superficial, quando o material fino que passa através da peneira 75 μm por lavagem é constituído totalmente de grãos oriundos do processo de britagem da rocha, desde que seja possível comprovar por análise mineralógica, que os constituintes não interferem nas propriedades do concreto. É importante ressaltar que não foi feita a análise mineralógica do material pulverulento da areia, sendo esta necessária para determinar efetivamente se o resultado se enquadra dentro ou fora dos limites da norma.

Já os resultados da porcentagem de material pulverulento da brita 1 é inferior a 1%, o que faz que esteja nos limites aceitáveis. A brita 0, por sua vez, apresenta resultados superiores ao limite, estando acima do recomendado. O excesso deste material prejudica a aderência entre a pasta de cimento e os agregados e aumenta o consumo de água devido maior superfície de contato, ocasionando uma diminuição da resistência de concretos e argamassas.

Com relação a absorção de água pelos agregados, percebe-se que todos os resultados estão abaixo de 1%, como prescreve a NBR 7211 (ABNT, 2009). Nota-se que a brita 0 apresenta resultado de absorção de 0,57%, superior em duas vezes ao da brita 1 que é de 0,28%.

Ao avaliar o índice de vazios dos agregados, constata-se que a brita 1, a brita 0 e a areia apresentam 43,0%, 38,8% e 34,2% de vazios, respectivamente. Observa-se que quanto menor a granulometria do agregado, menor é o índice de vazios. Isso pois a interação entre os agregados de brita 1 resultam em vazios maiores do que os resultantes dos vazios deixados pelo arranjo das partículas de areia. No caso da brita 1, por exemplo, a falta grãos menores que 6,3 mm faz com que os vazios com estes diâmetros não sejam preenchidos com partículas, contribuindo para aumentar a quantidade de vazios. Isso explica também os resultados de densidade de empacotamento, no qual o da areia foi superior à das britas.

Verifica-se que com relação ao índice de forma os grãos de brita 1 estão dentro dos limites da norma NBR 7211 (ABNT, 2009), sendo adequados ao uso no concreto.

Efetuou-se, ainda, o peneiramento dos agregados para separar cada umas das frações e determinar a massa unitária e a densidade de empacotamento de cada uma das 10 classes, individualmente. Estes resultados são necessários à realização do estudo de empacotamento de partículas, que será apresentado a continuação.

4.3 Empacotamento do esqueleto granular

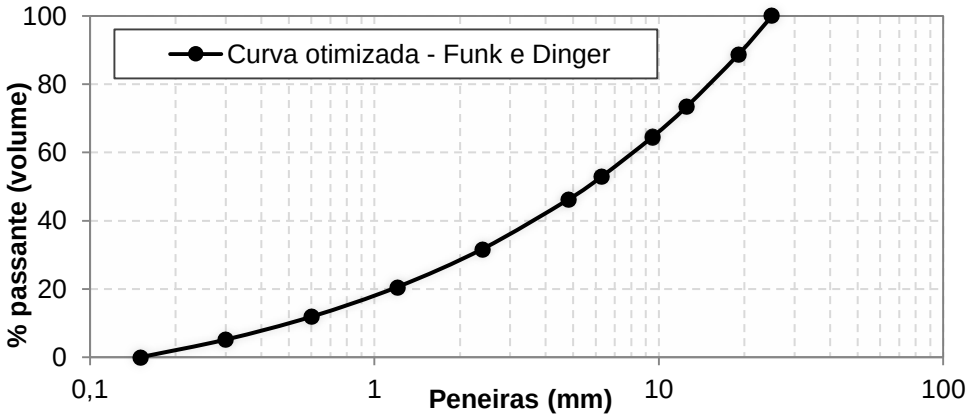
4.3.1 Densidade de empacotamento pelo modelo de Funk e Dinger

A curva granulométrica ideal, a qual foi construída utilizando o modelo de empacotamento de partículas proposto por Funk e Dinger (1980), está apresentada na Tabela 4.4 e na Figura 4.4. Para a aplicação do modelo, utilizou como diâmetro mínimo o valor de 0,15 mm e como diâmetro máximo o valor de 25 mm. Além disso, o coeficiente de distribuição q utilizado foi de 0,37, já que este apresenta máxima densidade de empacotamento (FUNK; DINGER, 1980). Ressalta-se que escolheu-se utilizar este modelo de empacotamento, pois foi o que apresentou melhores resultados no estudo com a areia normal do IPT, conforme previamente apresentado no item 4.1.

Tabela 4.4 - Combinação volumétrica obtida pelo uso do modelo de Funk e Dinger (1980)

Peneira (mm)	Passante (%)	Retida (%)	Retida acum. (%)
25	100,00	0,00	0,00
19	88,63	11,37	11,37
12,5	73,37	15,27	26,63
9,5	64,57	8,80	35,43
6,3	52,97	11,60	47,03
4,8	46,20	6,77	53,80
2,4	31,74	14,46	68,26
1,2	20,54	11,19	79,46
0,6	11,89	8,66	88,12
0,3	5,18	6,70	94,82
0,15	0,00	5,18	100,00

Figura 4.4 – Curvas com as 10 classes de agregados (0,15-19 mm)



O modelo de empacotamento de partículas CPM, proposto por De Larrard (1999), foi então utilizado para se calcular a densidade de empacotamento do conjunto de partículas representado pela curva granulométrica dada na Figura 4.4. Os dados de entrada para a aplicação deste modelo são apresentados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Dados de entrada para a aplicação do modelo CPM (DE LARRARD, 1999) a partir da curva granulométrica obtida pelo modelo de Funk e Dinger (1980)

Classe	**i**	**D_i (mm)**	**β_i**	**% retida**
B1 - 19	1	19,0	0,568	11,37
B1 - 12,5	2	12,5	0,567	15,27
B1 - 9,5	3	9,5	0,572	8,80
B0 - 6,3	4	6,3	0,629	11,60
B0 - 4,8	5	4,8	0,630	6,77
B0 - 2,4	6	2,4	0,623	14,46
A - 1,2	7	1,2	0,535	11,19
A - 0,6	8	0,6	0,537	8,66
A - 0,3	9	0,3	0,527	6,70
A - 0,15	10	0,15	0,548	5,18

Como em algumas classes de tamanho de grãos existe sobreposição de frações granulométricas das britas 0 e 1, assim como da brita 0 com a areia optou-se em utilizar a classe com a maior porcentagem de material retido. Assim, para a classe 6,3, 4,8 e 2,4 mm, onde houve sobreposição com a brita 1 e a areia, utilizou-se as classes da brita 0.

A partir dos dados de entrada apresentados na Tabela 4.5, calculou-se a densidade de empacotamento virtual, resultando em um valor igual a 0,795. Calculou-se também a densidade de empacotamento real, igual a 0,663. A aplicação do modelo CPM com as 10 classes encontra-se detalhado no Apêndice A.

Observa-se que o modelo de Funk e Dinger permite chegar a um valor de densidade de empacotamento da estrutura granular ligeiramente superior a 66%, valor este considerado normal quando se avalia através da literatura que a porcentagem em volume de agregados no concreto varia de 60 a 75% para concretos convencionais (METHA; MONTEIRO, 2008). Os vazios resultantes devem ser preenchidos com pasta de cimento. Entretanto, vale lembrar que para garantir a fluidez do concreto é preciso lubrificar a área de contato entre os agregados, sendo necessário, neste caso, maior volume de pasta para garantir o abatimento necessário.

É importante ressaltar que a utilização dessa curva otimizada para a dosagem do concreto implica na necessidade de peneirar os agregados para separá-los nas frações que compõem a curva. Esse procedimento, além de demandar tempo, requer uma grande quantidade de material, o que torna o processo inviável. Por essa razão, realizou-se uma análise para buscar a proporção entre os três agregados utilizados (areia, brita 0 e brita 1) que apresente densidade de empacotamento próxima à da curva com as 10 classes, otimizada pelo modelo de Funk e Dinger (1980). Buscou-se, também, determinar a proporção ideal entre os três agregados experimentalmente, cujo resultado está apresentado no item 4.3.2.

4.3.2 Combinações aleatórias dos agregados: modelos analíticos

Para determinar a proporção ideal entre os três agregados, considerou-se cada agregado como uma classe e aplicou-se o modelo CPM para se obter uma curva granulométrica real mais próxima possível da curva granulométrica ideal, obtida pelo modelo. Para isso, como o método exige a densidade de empacotamento da classe (βi), o diâmetro correspondente ao diâmetro médio dos grãos para cada agregado foi aquele no qual passam cinquenta por cento da massa das partículas do agregado (D50). A densidade de empacotamento de cada agregado (βi) foi encontrada a partir do ensaio de massa unitária e específica para cada agregado, cujo resultado foi apresentado na Tabela 4.3. A Tabela 4.6 apresenta os diâmetros utilizados para cada um dos agregados para a aplicação do CPM.

Tabela 4.6 – Cada agregado considerado como uma classe para aplicação do CPM

Material	**D_{50} (μm)**	**β_i**
Brita 1	19000	0,570
Brita 0	4800	0,612
Areia	600	0,657

Na sequência, foram estabelecidas diversas combinações volumétricas entre os agregados de forma aleatória, de forma a encontrar a proporção que resulta no valor próximo de densidade de empacotamento encontrado pelo modelo, no caso 0,795 para o virtual e 0,663 para o real. A proporção encontrada é apresentada na Tabela 4.7. Apresenta

ainda um resumo das variações realizadas e a densidade de empacotamento real obtida. Cabe salientar que a proporção entre as britas foi determinada experimentalmente, segundo procedimento descrito no 3.2.1, (resultados apresentados na Figura 4.5, mais adiante), sendo essa proporção mantida constante (60% de brita 0 e 40% de brita 1).

Tabela 4.7 – Variações nas proporções de agregados e densidade de empacotamento

Material	Proporções (% em volume)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Brita 1	16	18	20	22	22,4	22,8	23,2	24	26	28
Brita 0	24	27	30	33	33,6	34,2	34,8	36	39	42
Areia	60	55	50	45	44	43	42	40	35	30
Dens. Emp. Real (Ø)	0,624	0,637	0,648	0,658	0,658	0,659	0,660	**0,662**	0,660	0,658
Índice de vazios (-)	0,376	0,363	0,353	0,342	0,342	0,341	0,440	0,337	0,340	0,342

De acordo com a Tabela 4.7, constata-se que a proporção que mais se aproxima da curva granulométrica elaborada com o modelo de Funk e Dinger (1980) é a proporção número 8. Esta, composta por 24% de brita 1, 36% de brita 0 e 40% de areia, resultou em uma densidade de empacotamento de 0,662, muito próxima da curva obtida pelo uso do modelo, com as 10 classes do agregado, que apresentou densidade de empacotamento real de 0,663.

Nota-se ainda que a máxima densidade de empacotamento obtida é igual a 0,662, alcançada pela proporção número 8. Este valor, resultado da consideração de cada agregado com uma classe de tamanho de grãos, totalizando três classes, é praticamente igual a densidade de empacotamento obtida pela curva do modelo de Funk e Dinger, que considera as dez classes do agregado. Observa-se que as composições com três classes foram determinadas de forma aleatória, podendo produzir densidades de empacotamentos elevadas sem seguir um modelo específico. Isso limita seu uso a processos de tentativa e erro, o que do ponto de vista prático não é adequado. Nesse sentido, o cálculo da densidade de empacotamento realizado considerando cada agregado como uma classe única de tamanho de grãos está passível de erros, pois a variação de tamanho de grãos em cada agregado é bastante grande, representando uma amplitude grande de tamanho de grãos por um único diâmetro.

4.3.3 Densidade de empacotamento experimental

Dando continuidade ao estudo, buscou-se determinar experimentalmente a proporção com menor índice de vazios entre os três agregados (brita 1, brita 0 e areia) utilizados para a dosagem do concreto com a estrutura granular modificada. O empacotamento dos agregados segundo procedimento descrito por O'Reilly (1992), mostrado no item 3.2.1, é apresentado nas Tabelas 4.8 e 4.9. Os resultados do ensaio de massa unitária compactada seca para as misturas de brita 0 e brita 1 estão apresentados na Tabela 4.8. A massa unitária (γ) e a massa específica (ρ) das misturas de agregados foram determinadas em laboratório, segundo as normas técnicas correspondentes, descritas no item 3.2.1.

Tabela 4.8 - Índice de vazios dos conjuntos granulares compostos por brita 1 e brita 0

Brita 1		**Brita 0**		**M_{unit} (kg/dm³)**	**M_{esp} (kg/dm³)**	**Vazios (%)**
%	**Kg**	**%**	**kg**			
100	20,00	0	0	1,44	2,66	45,86
90	20,00	10	2,22	1,47	2,67	45,19
80	20,00	20	5,00	1,49	2,69	44,65
70	20,00	30	8,57	1,50	2,70	44,34
60	20,00	40	13,33	1,54	2,72	43,35
50	20,00	50	20,00	1,56	2,73	42,99
40	**15,33**	**60**	**23,00**	**1,57**	**2,74**	**42,84**
30	9,86	70	23,00	1,57	2,76	43,06
20	5,75	80	23,00	1,57	2,77	43,31
10	2,56	90	23,00	1,58	2,79	43,34
0	0	100	23,00	1,57	2,80	43,93

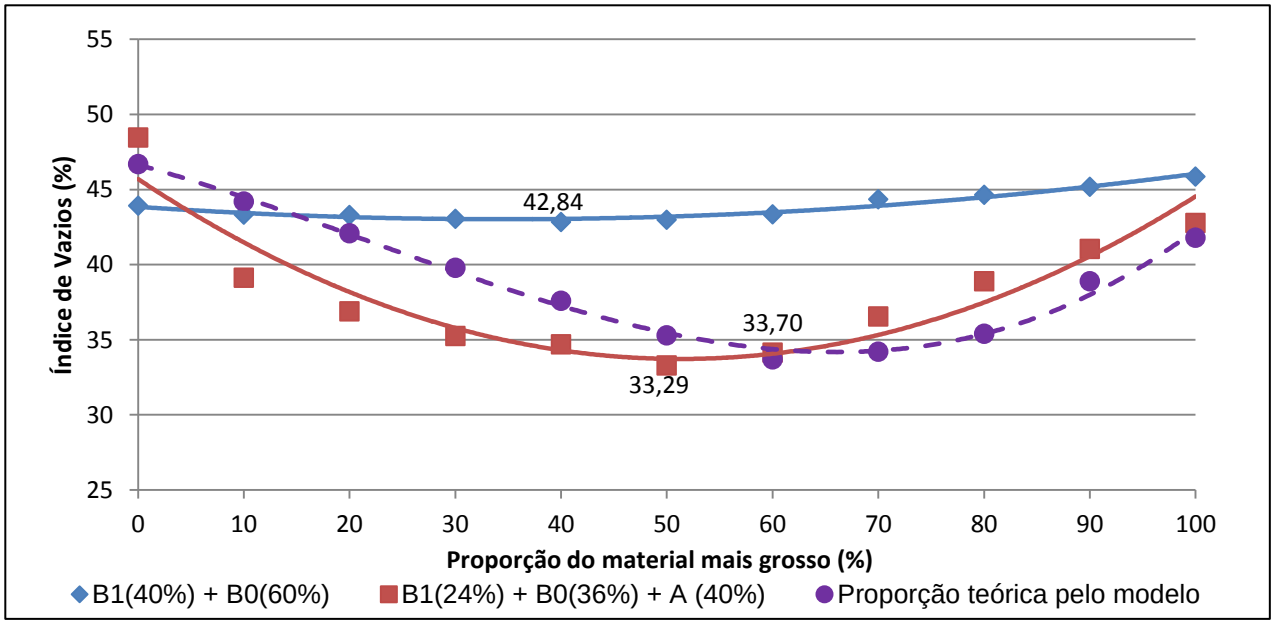
A Tabela 4.9 mostra o os resultados obtidos para o índice de vazios das misturas dos agregados graúdos, na proporção determinada anteriormente (40% de brita 1 e 60% de brita 0) e a areia artificial.

Tabela 4.9 - Índice de vazios dos conjuntos granulares compostos pela brita 0, brita 1 e areia de britagem

Brita 1		Brita 0		Areia artificial		M_{unit} (kg/dm³)	M_{esp} (kg/dm³)	Vazios (%)
%	kg	%	kg	%	kg			
40	9,20	60	13,80	0	0	1,57	2,74	42,87
36	9,20	54	13,80	10	2,56	1,61	2,73	41,05
32	9,20	48	13,80	20	5,75	1,66	2,72	38,89
28	9,20	42	13,80	30	9,86	1,72	2,71	36,54
24	9,20	36	13,80	40	15,33	1,77	2,69	34,15
20	**9,20**	**30**	**13,80**	**50**	**23,00**	**1,79**	**2,68**	**33,29**
16	6,13	24	9,20	60	23,00	1,74	2,67	34,69
12	3,94	18	5,91	70	23,00	1,72	2,66	35,24
8	2,30	12	3,45	80	23,00	1,67	2,64	36,89
4	1,02	6	1,53	90	23,00	1,60	2,63	39,12
0	0	0	0	100	23,00	1,35	2,62	48,47

Na Figura 4.5 está representado o gráfico para melhor visualização da variação dos vazios da mistura das britas e destas com a areia, sendo que no eixo horizontal indica a variação da fração mais grossa que, para o caso das curvas da proporção dos três agregados representa o conjunto de britas, e para a curva da proporção das britas a fração mais grossa da composição é representada pela brita 1. Apresenta-se também a curva obtida pela aplicação do modelo de Funk e Dinger considerando os três agregados.

Figura 4.5 - Índice de vazios dos conjuntos granulares ensaiados



Com base na Tabela 4.5, observa-se que a proporção ótima entre os agregados graúdos é de 40% de brita 1 e 60% de brita 0, que apresenta o menor porcentual de vazio, igual a 42,84 %. Portanto, optou-se por manter essa proporção constante entre os agregados graúdos, para então adicionar a areia ao conjunto de agregados, em diferentes porcentagens. Observa-se também que não necessariamente a mistura de agregados com a maior massa unitária é a que corresponde ao menor índice de vazios. Isso pode ser explicado pelo fato de que as britas apresentam massas específicas diferentes. Ou seja, a massa específica da brita 0 é maior que a da brita 1. Logo, quanto maior a quantidade de brita 0 no conjunto, maior a massa unitária, mas isso não necessariamente indica um menor índice de vazios entre os grãos. Ao acrescentar a areia na mistura das britas, mantendo a relação entre estas constante e igual à proporção ideal encontrada (40% de brita 1 e 60% de brita 0), obteve-se uma redução de 22% no índice de vazios, cujo valor mínimo resultou em 33,29%.

A partir do índice de vazios, calculou-se a densidade de empacotamento experimental da mistura otimizada, dada pela Equação 3.1, previamente apresentada no item 3.1, a qual resultou em 0,667.

4.3.4 Método analítico *versus* método experimental

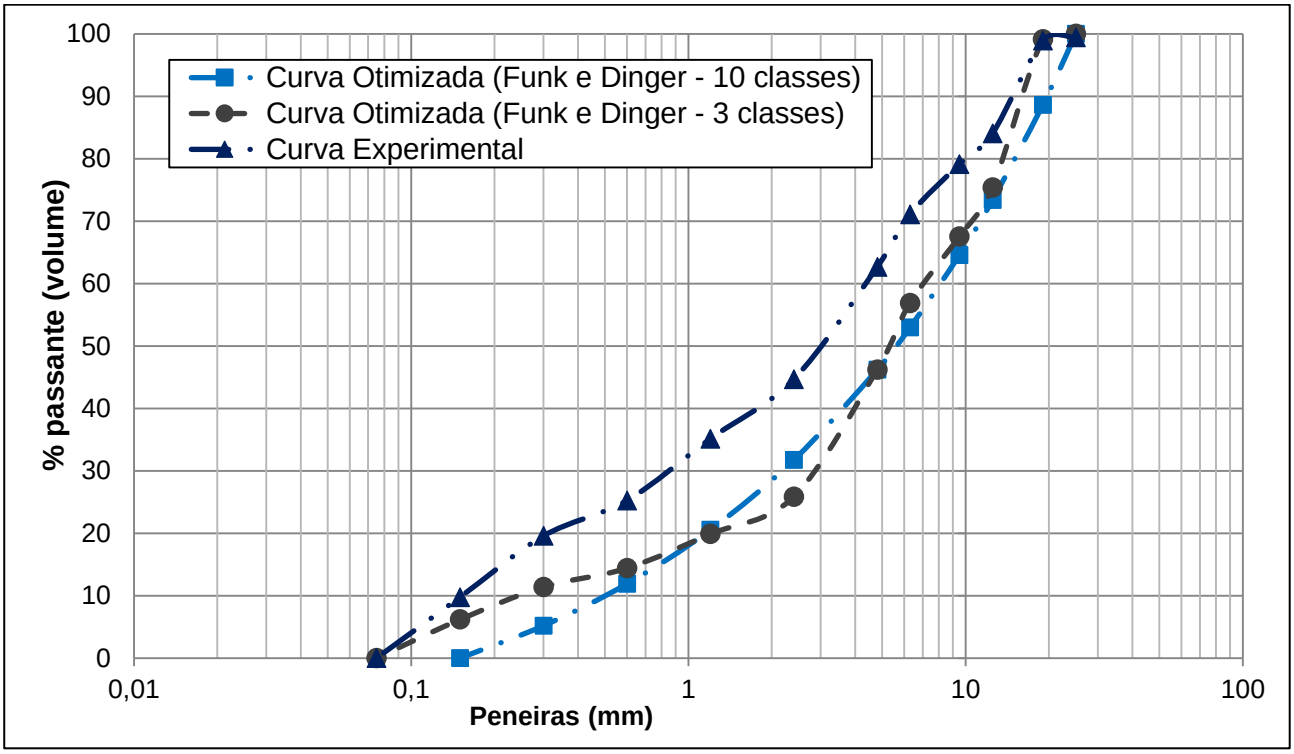
Nota-se que o valor da densidade de empacotamento experimental (0,667) é muito próximo do resultado analítico obtido pelo modelo CPM (proporção 8, Tabela 4.6, página 89) que foi de 0,662. Desta forma, a densidade de empacotamento experimental se mostrou superior a analítica em 0,8%, demonstrando que o modelo CPM (DE LARRAD, 1999) apresenta boa correlação com resultados experimentais. Nos outros pontos das curvas, a aproximação de resultados é menor e estas duas curvas se distanciam. Este comportamento pode demonstrar que a escolha de representar um conjunto de agregados por um único diâmetro não é adequada para a previsão da densidade de empacotamento pelo modelo CPM.

Observa-se ainda que apesar dos valores de densidade de empacotamento em ambos os casos serem muito próximas, as proporções de agregados para a obtenção dos resultados são diferentes, ou seja, 50% de areia, 30% de brita 0 e 20% de brita 1 no método experimental e 40% de areia, 36% de brita 0 e 24% de brita 1 no método analítico.

Entretanto, as proporções entre os agregados graúdos são iguais (60% de brita 0 e 40% de brita 1), diferindo apenas na proporção destes com o agregado miúdo.

Outra análise realizada foi a comparação entre a curva elaborada pelo modelo de Funk e Dinger (1980), considerando as dez classes dos agregados, conforme Tabela 4.3, a curva que considera a combinação dos agregados nas proporções ideais indicadas na Tabela 4.7 (24% brita 1, 36% brita 0 e 40% areia), e a curva composta pela proporção experimental, obtida entre os agregados (20% brita 1, 30% brita 0 e 50% areia). As duas últimas foram elaboradas considerando as dez frações de agregados as porcentagens retidas em cada fração conforme ensaio de composição granulométrica dos agregados. Na Figura 4.6 estão representadas tais curvas.

Figura 4.6 – Curvas granulométricas segundo modelo de Funk e Dinger (1980)



Percebe-se a partir da Figura 4.6 que as curvas otimizadas possuem comportamento semelhantes. A inclinação das curvas é próxima, sendo que para ajustar a curva dos agregados a do modelo seria necessário aumentar a quantidade de material retido nas peneiras 0,15 mm a 0,6 mm e nas peneiras 9,6 mm a 19 mm, e diminuir a fração 2,4mm. Entretanto, verifica-se essas variações são muito pequenas.

De forma geral, as curvas apresentaram um comportamento contínuo, indicando boa distribuição dos grãos. Na aplicação do modelo CPM (DE LARRAD, 1999) para o cálculo da densidade de empacotamento de cada curva constatou-se que a curva do modelo Funk e Dinger (1980) chegou a um empacotamento real de 0,663, como descrito no item 4.3.1. A curva elaborada a partir das proporções experimentais resultou em uma densidade de empacotamento igual a 0,667; 0,6% superior às curvas do modelo.

A diferença dos resultados pode ser atribuída a algumas variáveis que influenciam os resultados da campanha experimental, como por exemplo condições de ensaio e operador. Além disso, o modelo de Funk e Dinger (1980) foi determinado com base em experimentos, cujo os materiais utilizados (agregados) não são os mesmos dos agregados desta pesquisa, podendo haver divergências nos resultados.

Desse modo, optou-se em efetuar a dosagem do concreto com estrutura granular modificada partindo da combinação de agregados experimental que apresentou maior densidade de empacotamento. Ou seja, a proporção de 20% brita 1, 30% brita 0 e 50% areia. Por considerar todos os diâmetros dos agregados, o método de empacotamento experimental de O'Reilly (1992) apresenta-se mais próximo do real. O método analítico, ao considerar cada agregado como uma classe, sem considerar variações de tamanhos dentro da mesma classe, apresenta resultados que se afastam mais da condição real, em comparação ao método experimental.

4.4 Determinação dos traços para a produção dos concretos

Os traços unitários auxiliares dosados pelo IPT/EPUSP e pelo método do empacotamento da estrutura granular, que permitiram a construção dos diagramas de dosagem, estão na Tabela 4.10 e 4.11 respectivamente.

Tabela 4.10 – Traço unitário dos pontos auxiliares para a construção do diagrama de dosagem do concreto referência

m	Traço			a/c	H (%)	α
	cimento	areia	brita 1			
3,0	1	1,12	1,88	0,43	10,75	53
4,5	1	1,92	2,59	0,54	9,82	53
6,0	1	2,72	3,29	0,65	9,29	53

Tabela 4.11 – Traço unitário dos pontos auxiliares para a construção do diagrama de dosagem do concreto com estrutura granular modificada

m	Traço				Proporção entre areia, brita 0 e 1 (%)	a/c	H (%)	α
	cimento	areia	brita 0	brita 1				
3,0	1	1,50	0,90	0,60	50/30/20	0,40	10,00	55
5,0	1	2,50	1,50	1,00	50/30/20	0,59	9,83	50
7,0	1	3,50	2,10	1,40	50/30/20	0,79	9,87	48

A partir da Tabela 4.11, observa-se que o teor de argamassa seca variou de 48% até 55% para os traços auxiliares. Porém, segundo método proposto por Tutikian e Dal Molin (2007), esses traços podem ser considerados da mesma família e, consequentemente, plotados na mesma curva de dosagem por manterem fixas as proporções entre os agregados. Neste caso, a proporção de 50% de areia, 30% de brita 0 e 20% de brita 1 se mantem constante para todos os traços, o que resulta do estudo de empacotamento realizado previamente.

Os consumos de materiais estão apresentados nas Tabelas 4.12 e 4.13 assim como as propriedades dos concretos no estado fresco. Os cálculos dos consumos dos materiais componentes do concreto foram realizados com base na massa específica determinada em estado fresco.

Tabela 4.12 – Consumo de materiais dos pontos auxiliares para a construção do diagrama de dosagem do concreto referência

m	Massa Específica (kg/m³)	Cimento (kg/m³)	Areia (kg/m³)	Brita 1 (kg/m³)	Água (kg/m³)	Abatimento (mm)
3,0	2370	534,99	599,19	1005,78	230,05	100±10
4,5	2370	392,38	751,42	1014,31	211,89	100±10
6,0	2340	305,88	828,94	1006,35	198,82	100±10

Tabela 4.13 – Consumo de materiais dos pontos auxiliares para a construção do diagrama de dosagem do concreto com estrutura granular modificada.

m	Massa Específica (kg/m³)	Cimento (kg/m³)	Areia (kg/m³)	Brita 1 (kg/m³)	Brita 0 (kg/m³)	Água (kg/m³)	Abatimento (mm)
3,0	2350	534,09	640,91	384,55	576,82	213,64	100±10
5,0	2380	361,15	722,31	433,38	650,08	213,08	100±10
7,0	2340	269,62	754,95	452,97	679,45	213,00	100±10

As Tabelas 4.14 e 4.15 apresentam os resultados das propriedades no estado endurecido para os concretos. O Apêndice C mostra todos os dados obtidos no ensaio para os dois tipos de concreto. Os valores médios de resistência à compressão apresentados consistem na média de três determinações.

Tabela 4.14 – Resistência à compressão dos concretos produzidos, traços auxiliares para dosagem do concreto referência

Traço 1:m	a/c	Resistência à compressão (MPa)			
		7 dias		28 dias	
		Média	Desvio padrão	Média	Desvio padrão
1:3,0	0,43	33,3	2,11	47,2	1,44
1:4,5	0,54	20,9	1,45	27,6	2,29
1:6,0	0,65	16,1	0,47	21,6	2,11

Tabela 4.15 – Resultados da resistência à compressão dos concretos produzidos, traços auxiliares para a dosagem do concreto com estrutura granular modificada

Traço 1:m	a/c	Resistência a compressão (MPa)			
		7 dias		28 dias	
		Média	Desvio padrão	Média	Desvio padrão
1:3,0	0,40	35,2	1,29	48,5	0,94
1:5,0	0,59	25,9	1,38	30,7	1,65
1:7,0	0,79	15,1	1,00	22,3	1,06

Nas Figuras 4.7 e 4.8 estão representados os diagramas de dosagem para essas famílias. O gráfico representa as relações entre as variáveis resistência de dosagem (fcd),

relação a/c, “m” e consumo de cimento. Como sempre, o diagrama deve ser utilizado apenas para aproximações, pois para cálculos precisos usam-se as equações de comportamento. Apresentam ainda graficamente a definição dos traços para as resistências (f_{ck}) de 25 e 40 MPa, definidas na metodologia como as classes de resistência do concreto para o estudo. O desvio padrão (S_d) utilizado foi 4 MPa.

No presente estudo optou-se em comparar a estrutura granular de concretos com a mesma resistência mecânica à compressão. Dessa forma, os traços resultantes para cada uma das classes são diferentes entre si. Optou-se por este caminho pelo fato de que no mercado o concreto é solicitado em função de sua classe de resistência, sendo este parâmetro fixado para avaliação da variação da estrutura granular no módulo de elasticidade estático do concreto.

Figura 4.7 – Diagrama de dosagem da família do concreto de referência

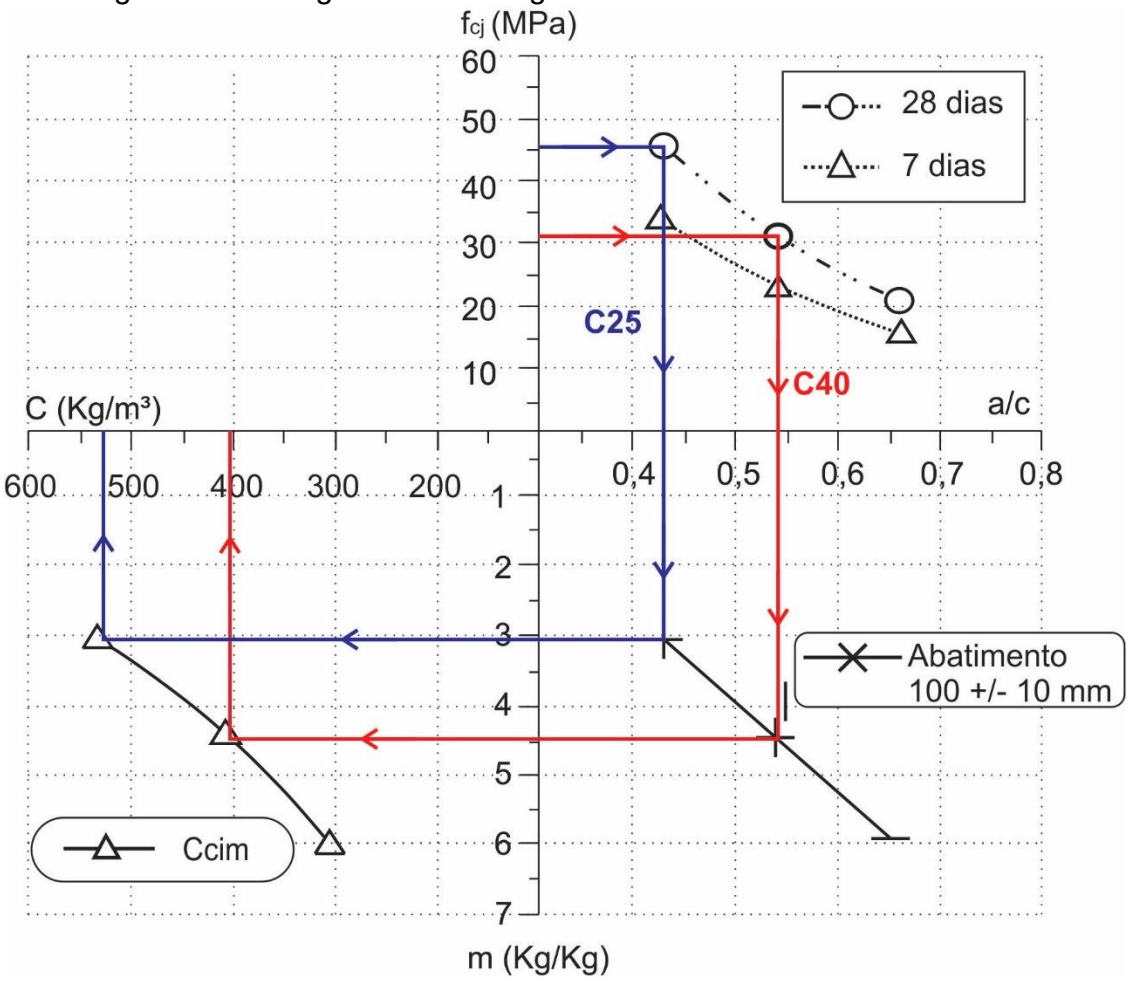
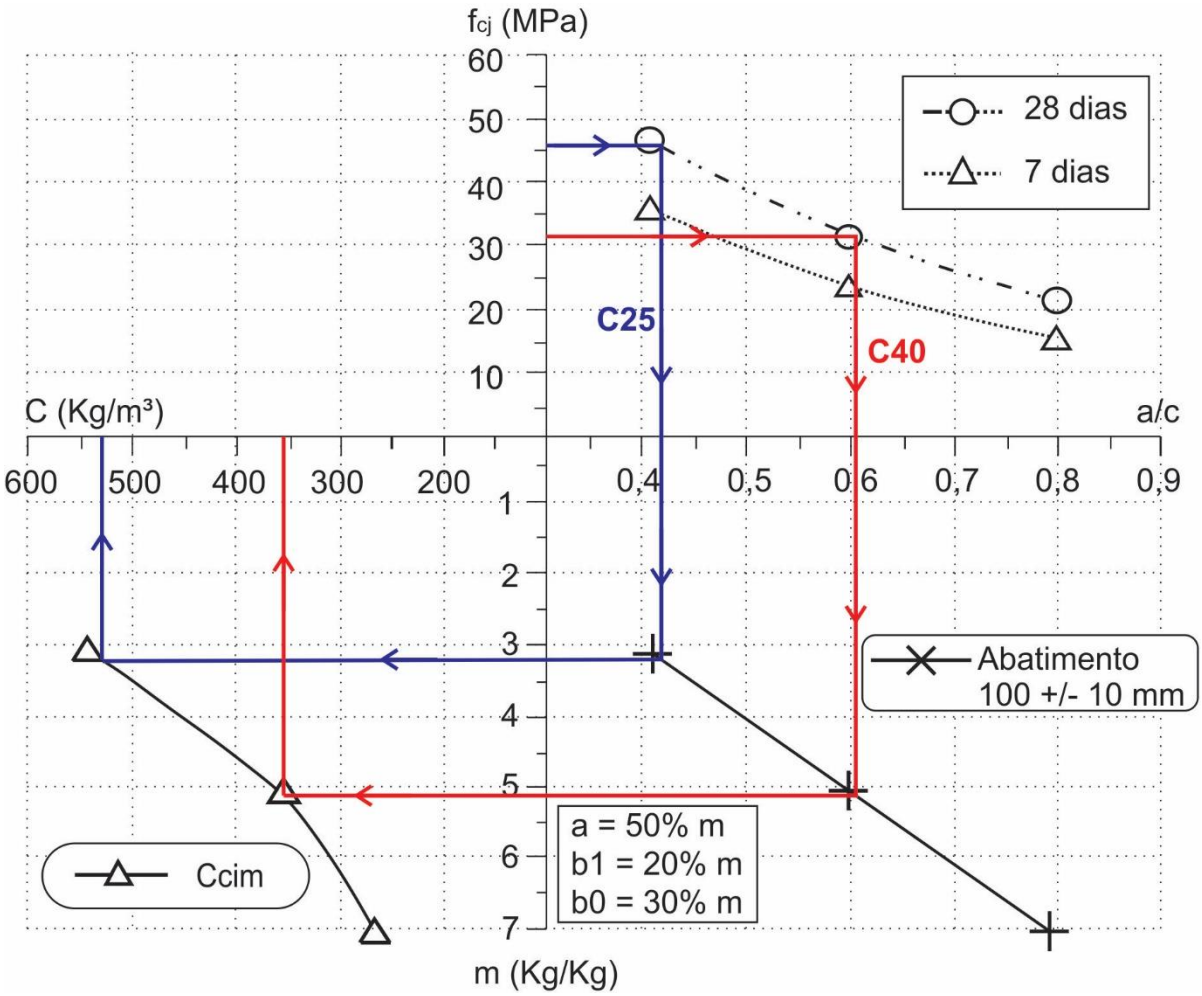


Figura 4.8 – Diagrama de dosagem da família do concreto com estrutura granular modificada



As Tabelas 4.16 e 4.17 ilustram as equações de comportamento e os coeficientes de correção para a família do concreto de referência e do concreto com o esqueleto granular modificado.

Tabela 4.16 - Equações de comportamento e R² para o concreto referência

Propriedade	Equação de comportamento		R²
Resistência à compressão (Lei de Abrams)	7 dias	$f_{cj} = \frac{144{,}43}{31{,}07^{a/c}}$	0,96
	28 dias	$f_{cj} = \frac{207{,}60}{34{,}92^{a/c}}$	0,95
Traço unitário 1:m (Lei de Lyse)		$m = -2{,}366 + 13{,}64 * a/c$	1,00
Consumo de cimento por m³ (Lei de Molinari)		$C = \frac{10000}{2{,}33 + 0{,}045 * m}$	0,99

Tabela 4.17 - Equações de comportamento e R² para o concreto com estrutura granular modificada

Propriedade	Equação de comportamento		R²
Resistência à compressão (Lei de Abrams)	7 dias	$f_{cj} = \frac{96{,}82}{9{,}88^{a/c}}$	0,98
	28 dias	$f_{cj} = \frac{104{,}15}{7{,}28^{a/c}}$	0,99
Traço unitário 1:m (Lei de Lyse)		$m = -1{,}01 + 10{,}25 * a/c$	1,00
Consumo de cimento por m³ (Lei de Molinari)		$C = \frac{10000}{2{,}35 + 0{,}05 * m}$	0,99

A Figura 4.7 apresenta o diagrama do concreto referência, em que a proporção de agregados não se mantem constante. O que garante que todos os pontos pertencem à mesma família é o teor de argamassa constante. Na Figura 4.8 o diagrama do concreto com a estrutura granular modificada apresenta teores de argamassa variáveis, mas mantem constante a proporção de agregados (50% areia, 30% brita 0 e 20% brita 1). Essa proporção fixa dos materiais garante que os pontos auxiliares pertençam a mesma família.

A partir dos diagramas e das equações de comportamento dos concretos, foram obtidos os traços para os concretos a serem estudados. Na Tabela 4.18, são apresentados os traços.

Tabela 4.18 – Traços ajustados

Concreto	f_{ck} (MPa)	f_{cd} (MPa)	Cimento	Areia	Brita 1	Brita 0	a/c	m	C_{cim} (Kg/m³)
Referência	25	31,6	1	1,84	2,52	0	0,53	4,36	409,54
	40	46,6	1	0,98	1,75	0	0,41	2,73	550,09
Est. granular modificada	25	31,6	1	2,54	1,52	1,02	0,58	5,08	360,28
	40	46,6	1	1,54	0,92	0,62	0,41	3,08	535,27

Observando os dados da Tabela 4.18, constata-se que os concretos com o esqueleto granular modificado, que passaram por um processo de empacotamento de partículas e acréscimo de brita 0, demandam maiores quantidades de agregados (m) do que o concreto referência, considerando a mesma resistência à compressão axial. Neste caso, a modificação da estrutura granular resultou na diminuição dos vazios a serem preenchidos com a pasta de cimento. Isso permitiu a otimização no consumo de cimento. Com isso, verifica-se que para o concreto de fck de 25 MPa houve uma redução no consumo de cimento de 49,12 kg/m³ do traço referência para o de estrutura granular modificada, representando uma diminuição de 12% no consumo de cimento. Já para o concreto de fck de 40 MPa, a redução no consumo foi pequena, de 14,82 kg/m³, representando uma redução de 2,7% no consumo de cimento. Vale lembrar, entretanto, que estas reduções ocorreram apenas em função da modificação do esqueleto granular, buscando garantir uma maior compacidade do conjunto, com o acréscimo de brita 0, sem a substituição do cimento por adições minerais ou uso de aditivos plastificantes e superplastificantes.

Dessa forma, conclui-se que a redução no consumo de cimento foi muito mais significativa para o concreto da classe C25 do que para o de classe C40. Isso pode ser explicado pelo fato de que a medida que se vai modificando o conjunto granular, buscando uma maior compacidade, aumenta-se a quantidade de agregado em relação ao cimento. Isso acarreta em uma área maior de contato da pasta com os agregados graúdos, aumentando a quantidade da zona de transição no concreto. Por se tratar de uma região de baixa resistência, influencia o comportamento mecânico do concreto, já que se torna a

zona preferencial para o surgimento das microfissuras quando submetido a tensões, que podem se propagar na zona de transição e matriz cimentícia, a medida que se eleva a tensão, podendo levar a ruptura. Assim, este comportamento vai se acentuando à medida que se aumenta a resistência do concreto.

4.5 Caracterização dos concretos

4.5.1 Estado fresco

A Tabela 4.19 apresenta os resultados dos ensaios de massa específica aparente para cada um dos concretos estudados.

Tabela 4.19 - Massa específica aparente (ρ) dos concretos no estado fresco

Propriedade	Concretos estudados			
	$Ref._{25}$	$Emp._{25}$	$Ref._{40}$	$Emp._{40}$
Massa específica (kg/m³)	2380	2406	2370	2400

Os resultados apresentados na Tabela 4.19 demonstram que as massas específicas dos concretos apresentam-se todas próximas de 2400 kg/m³, conforme se espera para os concretos convencionais. Os concretos com a estrutura granular modificada pelo empacotamento de partículas apresentaram massa especifica levemente superior à dos concretos de referência. Ressalta-se que este apresenta brita 0 em sua composição, a qual apresenta maior massa específica, em comparação à brita 1.

A avaliação da consistência dos concretos produzidos foi feita através do teste de abatimento do tronco de cone, o *slump test*. Os resultados estão apresentados na Tabela 4.20.

Tabela 4.20 – Abatimento de tronco de cone (*slump test*) dos concretos

Propriedade	Concretos estudados			
	$Ref._{25}$	$Emp._{25}$	$Ref._{40}$	$Emp._{40}$
Abatimento (mm)	95	100	100	105

Nota-se a partir da Tabela 4.20 que todos os concretos apresentaram abatimento no intervalo preestabelecido de (100 ± 10) mm. A Figura 4.9 mostra os ensaios realizados para determinação do abatimento.

Figura 4.9 – Abatimento de tronco de cone: (a) Ref_{25}, (b) Emp_{25}, (c) Ref_{40} e (d) Emp_{40}

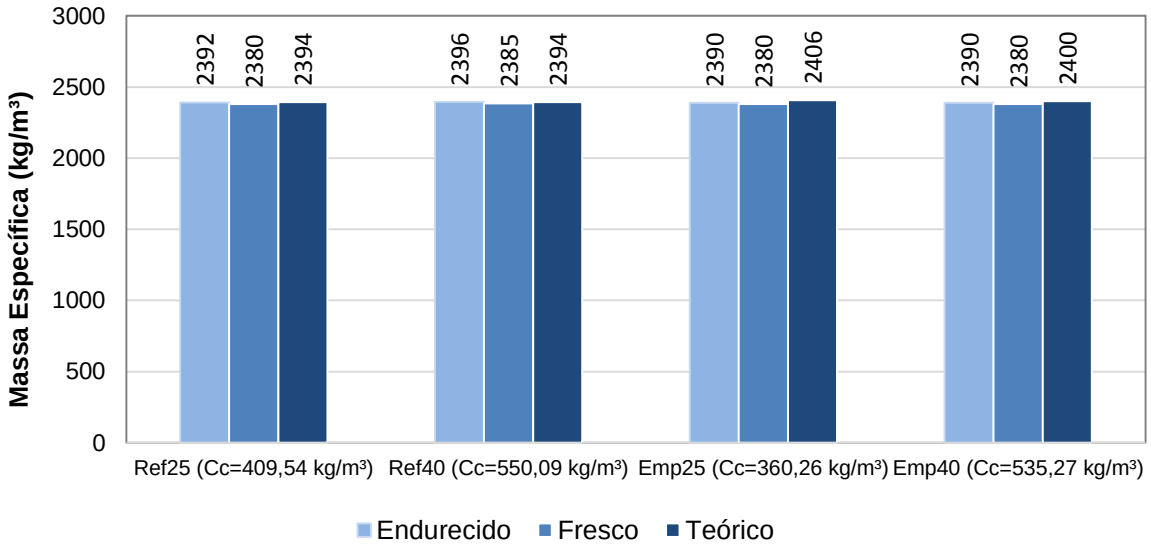
Foi realizada a análise visual do concreto em relação ao fenômeno de segregação e exsudação. Observa-se, então, a partir da Figura 4.9 que tanto os concretos de referência quanto os concretos com estrutura granular modificada pelo empacotamento de partículas apresentaram um bom teor de argamassa em sua composição, pois não foi possível identificar os grãos da brita na superfície lateral do tronco de cone.

4.5.2 Estado endurecido

Massa específica:

A massa específica do concreto em estado endurecido, determinada nas mesmas idades de ensaio de resistência à compressão, foi medida com os corpos de prova na condição saturada com superfície seca. A verificação foi feita através da medição da massa e do volume dos corpos de prova, sendo o volume obtido pela mensuração das dimensões com paquímetro. Realizou-se três leituras de diâmetros na base e no topo dos corpos de prova, obtendo como resultado final a média. Os resultados são mostrados na Figura 4.10.

Figura 4.10 **-** Comparação entre os resultados de massa específica dos concretos em estado endurecido, fresco e teórico, respectivamente

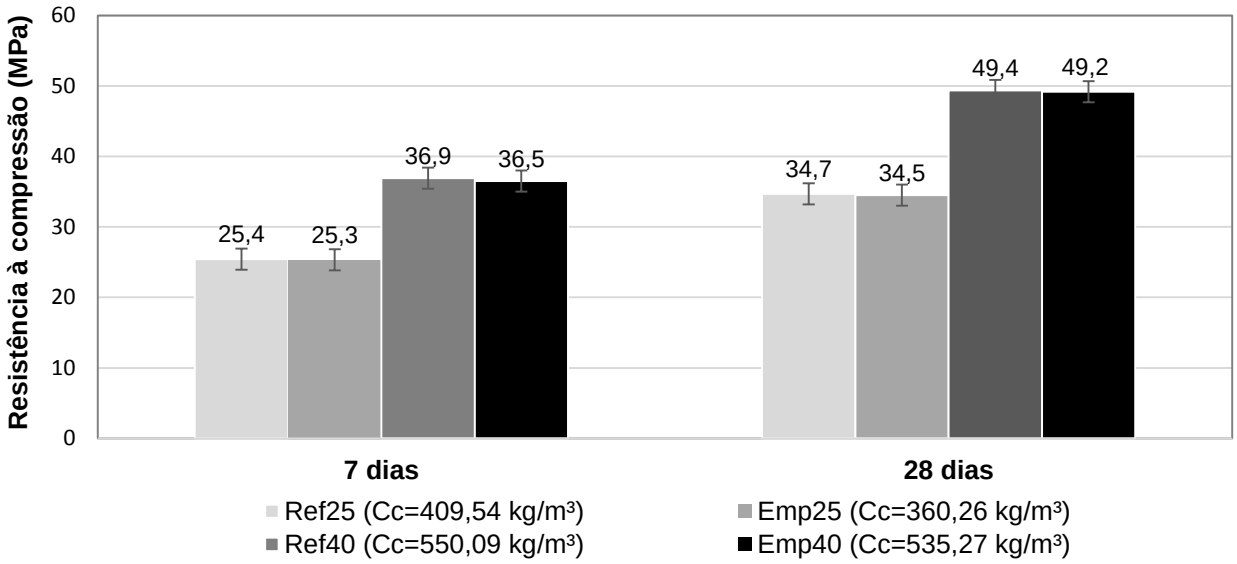


Observa-se a partir da Figura 4.10 que as massas específicas dos concretos estudados ficaram no intervalo de 2380 a 2406 kg/m³, sendo esta variação pequena, especialmente se considerado que estes valores foram determinados de três maneiras distintas: estado fresco, endurecido e determinação teórica a partir do traço. Observa-se também que a massa específica no estado fresco foi sempre menor que a obtida para o estado endurecido.

Resistência à compressão**:**

Os resultados de resistência à compressão dos concretos estudados estão indicados na Figura 4.11. Ressalta-se que os resultados apresentados são uma média de cinco corpos de prova. Os resultados individuas de resistência à compressão, para cada um dos corpos de prova ensaiados, encontram-se no Apêndice E.

Figura 4.11 - Resistência à compressão dos concretos estudados



A partir da resistência à compressão dos concretos, buscou-se verificar a partir da análise de variância se existem diferenças significativas entre os resultados, avaliando assim a variabilidade das médias. Os resultados da Análise de Variância (ANOVA) são apresentados no Apêndice E.

Com base na Figura 4.11 e na análise de variância apresentada no Apêndice E, observa-se que não existem diferenças significativas entre as resistências à compressão dos concretos pertencentes à mesma classe, C25 ou C40, para as idades de 7 e 28 dias. A análise permite fazer esta afirmação com uma confiabilidade de 95%. Isso já era esperado, pois a dosagem realizada buscou produzir concretos com a mesma resistência à compressão, tornando possível avaliar os efeitos da modificação do esqueleto granular no módulo de elasticidade estático. Dessa forma, os concretos com estrutura granular modificada das classes C25 e C40 alcançaram as mesmas resistências à compressão dos concretos referência, com um consumo de cimento de 49,3 e 14,8 kg/m³ inferior, respectivamente. Isso se deve ao efeito do empacotamento dos agregados, que permite o travamento mais eficiente dos grãos destes e colabora para a redução do consumo de pasta.

Verifica-se ainda que os quatro concretos produzidos superaram a resistência à compressão desejada, aos 28 dias. A resistência característica à compressão (fck) estabelecida foi de 25 e 40 MPa, e a resistência de dosagem (fcd) foi calculada em 31,6 e 46,6 MPa, respectivamente. Percebe-se que a resistência à compressão do concreto C25

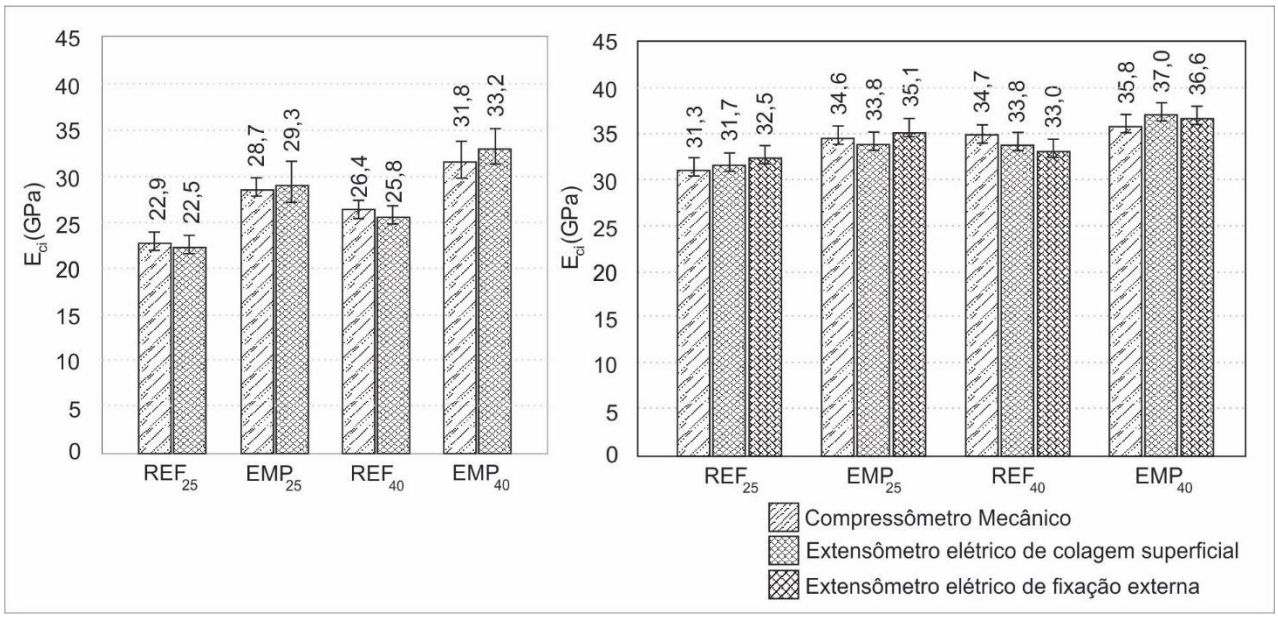
foi superior a 34 MPa aos 28 dias e para o concreto classe C40, esta resistência foi superior a 49 MPa, na mesma idade. Aliado a isso, o desvio padrão encontrado em todos os casos foram inferiores a 1,7 MPa, o que indica bom controle na produção dos concretos e dos procedimentos de ensaio de resistência à compressão.

Por fim, observa-se que a evolução da resistência à compressão dos concretos ao longo do tempo foi uniforme, ou seja, tanto para o concreto C25 quanto para o C40 o incremento da resistência à compressão dos 7 aos 28 dias foi de aproximadamente de 45%. Isso demonstra que o grau de hidratação foi o mesmo para as duas classes, o que era esperado por se tratar do mesmo tipo de cimento e mesmas condições de cura.

Módulo de elasticidade:

Na Figura 4.12 apresenta-se os resultados médios de módulo de elasticidade para os concretos estudados. Os resultados representam a média de dois ou três corpos de prova em função do tipo de medidor. Os resultados individuais de módulo de elasticidade estático, para cada um dos corpos de prova, encontram-se no Apêndice E. Não foi efetuada a leitura do módulo de elasticidade estático aos 7 dias com o extensômetro elétrico de fixação externa por problemas operacionais.

Figura 4.12 – Módulo de elasticidade estático dos concretos estudados por tipo de medidor aos 7 e 28 dias



Foi realizada uma análise estatística de variância (ANOVA) dos resultados de módulo de elasticidade, para determinar os fatores estatisticamente significativos, com nível de confiança de 95%. Os resultados desta análise de variância são apresentados no Apêndice C.

Com base na Figura 4.12 e na análise de variância apresentada no Apêndice C, constata-se que existem diferenças significativas entre os módulos de elasticidade estático dos concretos estudados, com uma confiabilidade de 95%, em função da estrutura granular, classe do concreto e idade. Já para o tipo de medidor de deformação, constata-se que os resultados de módulo dos três tipos de medidores podem ser considerados estatisticamente iguais, com uma confiabilidade de 95%.

A modificação do esqueleto granular do concreto acarretou no incremento do valor do módulo de elasticidade estático tanto para a classe 25 quanto a 40, considerando a leitura efetuada nos três medidores, sendo mais acentuado para a idade de 7 dias, em que o aumento foi em média de 25% para os concretos de classes C25 e C40. Aos 28 dias, o incremento foi em média de 7 % para os concretos de classes C25 e C40. Em ambos os casos, o empacotamento da estrutura granular incrementa a rigidez dos concretos. Dessa forma, para baixas idades, a utilização do concreto com a estrutura granular modificada na obra permite a antecipação da desforma, desde que atingido a resistência mecânica pretendida, o que acarreta em diminuição de custo da obra. Assim, fica demonstrado que o empacotamento do esqueleto granular dos agregados influenciou o módulo de elasticidade dos concretos estudados.

A Figura 4.12 mostra ainda que houve um aumento do módulo de elasticidade do concreto sem que a sua resistência à compressão fosse modificada. Logo, percebe-se que para aumentar o módulo de elasticidade do concreto não necessariamente foi preciso aumentar a sua resistência, podendo utilizar-se de técnicas de empacotamento de partículas para este fim. O módulo de elasticidade do concreto, neste caso, depende tanto do módulo de elasticidade dos agregados quanto da interação entre os mesmos.

Com relação a influência do tipo de medidor de deformação, a partir da Figura 4.12, percebe-se que os medidores de deformação que apresentam os menores desvios padrão foi o do tipo extensômetro elétrico de fixação externa, com variação máxima do desvio padrão de 2,2 GPa. O medidor tipo compressômetro mecânico apresentou as maiores variações de desvio padrão para ambas as idades, chegando a 4,5 GPa. Percebe-se que

as barras de desvio padrão de cada um dos tipos de medidor de deformação para 7 e 28 dias se sobrepõem umas às outras, demonstrando que o tipo de medidor utilizado não interfere no resultado. Logo, o medidor de deformação tipo extensômetro elétrico de colagem superficial apresenta resultado semelhante ao medidor de deformação compressômetro mecânico e extensômetro elétrico de fixação externa, com as médias muito próximas. Os ensaios de módulo de elasticidade com uso de diferentes tipos de medidores de deformação demonstraram que, neste caso, seguindo os critérios propostos na NBR 8522 (ABNT, 2008), as variações nos resultados dos ensaios são pouco significativas.

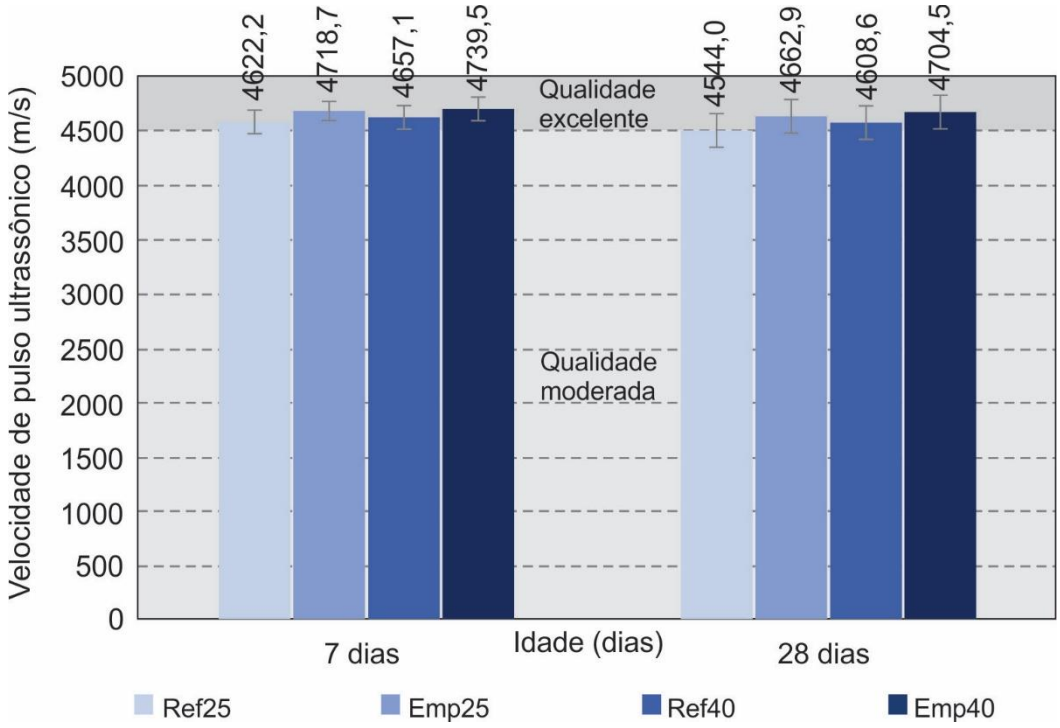
Em geral, as leituras dos dois medidores extensômetros elétricos foram mais consistentes e apresentaram os menores coeficientes de variação. Além disso, mostraram vantagens importantes como a menor necessidade de influência externa no decorrer do ensaio e minimização da possibilidade de erros de leitura por parte do operador. No caso do extensômetro elétrico de colagem superficial, especificamente na colagem do mesmo na superfície do concreto, vários aspectos devem ser verificados para preservar as leituras de deformações, dificultando o uso. Além disso, esse tipo de extensômetro colado deve ser descartado após o ensaio, não servindo para uma segunda colagem, o que aumenta o custo dos ensaios. O extensômetro elétrico de fixação externa tem a vantagem de fornecer medidas de deformação longitudinal e transversal, possui mostrador para leitura digital das deformações e apresenta-se menos susceptível a variações na calibração. O extensômetro elétrico de fixação externa é muito prático, pode ser reutilizado várias vezes e sua montagem junto ao corpo de prova ocorre sem dificuldades por parte do operador do ensaio.

Avalia-se ainda que o aumento do módulo de elasticidade estático dos concretos não foi uniforme dos 7 aos 28 dias, ou seja, os concretos referência apresentaram um incremento no módulo de elasticidade de 40% e 30% para as classes C25 e C40, respectivamente. Os concretos com a estrutura granular modificada apresentaram módulos de elasticidade 19% e 12% superiores aos 28 dias, para as classes C25 e C40, respectivamente. Essa diferença pode ser atribuída ao fato que os concretos com o esqueleto granular modificado apresentam menores consumos de cimento do que os de referência, acarretando na formação de uma quantidade menor de cristais provenientes das reações de hidratação, que também contribuem para o aumento do módulo de elasticidade.

Pulso ultrassônico:

O ensaio de velocidade de propagação de ondas ultrassônicas foi realizado aos 7 e 28 dias, e os resultados da média das velocidades obtidas para 5 corpos de prova encontram-se na Figura 4.13. Todas as leituras foram feitas com os corpos de prova na condição saturada superfície seca. Os resultados individuais de cada corpo de prova podem ser encontrados no Anexo C.

Figura 4.13 - Velocidade de pulso ultrassônico aos 7 e 28 dias dos concretos estudados

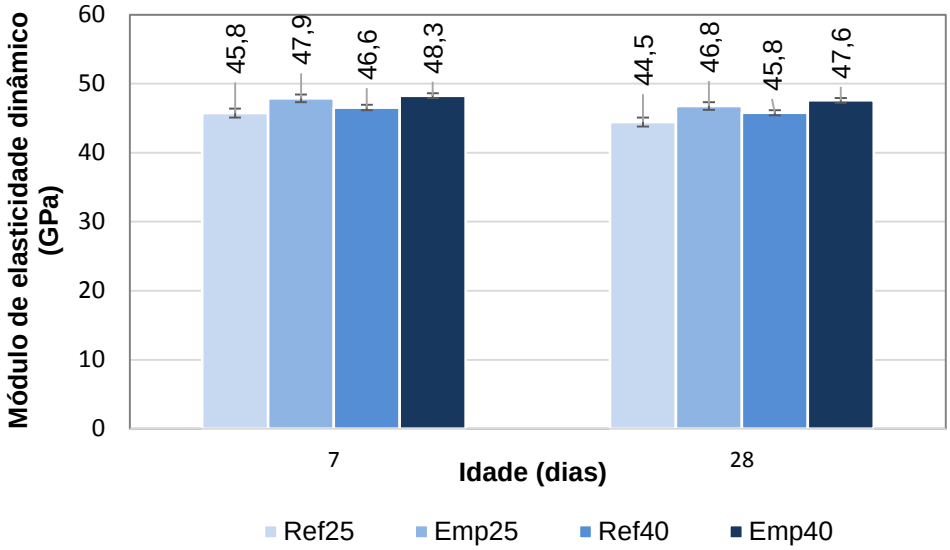


É possível constatar pela Figura 4.13 que as velocidades de pulso ultrassônico foram superiores a 4500 m/s para todos os concretos, sendo classificados assim como de qualidade excelente, conforme relação estabelecida por Cánovas (1998). O concreto de referência apresentou velocidades inferiores quando comparada ao concreto com estrutura granular modificada para todas as idades e, aplicando o método ANOVA de análise de variância, cujos resultados são mostrados no Apêndice C, foi possível constatar que todos os resultados apresentam diferenças significativas. Isso ocorreu porque, em geral, os agregados graúdos e miúdos têm módulo de elasticidade maior, e, por consequência, maior velocidade de propagação da onda de ultra-som do que a pasta de cimento (CHUNG;

LAW[3], 1983 *apud* PÉREZ, 2009). Desta forma, como os concretos com estrutura granular modificada possuem uma maior quantidade de agregado, apresentam maior velocidade de propagação do pulso ultrassônico.

Com os resultados de velocidade de pulso ultrassônico foi possível calcular o módulo de elasticidade dinâmico de cada concreto, conforme mostra a Figura 4.14. Para o cálculo, considerou-se um coeficiente de Poisson igual a 0,2 e a massa específica no estado endurecido dos corpos de prova.

Figura 4.14 – Módulo de elasticidade dinâmico dos concretos



Ao analisar a Figura 4.14 observa-se que o concreto com estrutura granular modificada atingiu os maiores valores de módulo de elasticidade dinâmico, alcançando 46,8 GPa e 47,6 GPa aos 28 dias para os concretos classe C25 e C40, respectivamente, resultado 5% e 4% superior ao concreto de referência.

Ao aplicar análise ANOVA, cujos resultados são apresentados no Apêndice C, constatou-se que nas idades de 7 e 28 dias ambos os concretos apresentam diferenças significativas nos resultados de módulo de elasticidade dinâmico, o que demonstra que ao efetuar a modificação do esqueleto granular houve um incremento dos resultados. Logo, pode-se concluir que esses concretos apresentaram maior rigidez do que o concreto de referência, ou seja, menor é a capacidade de deformação. Esse resultado pode ser

[3]CHUNG, H. W.; LAW, K. S.; Diagnosing in situ concrete by ultrasonic pulse technique, Concrete International.

explicado pelo fato de que os concretos com estrutura granular modificada apresentam um empacotamento mais eficiente, com a inserção da brita 0 e a mudança na proporção entre os agregados.

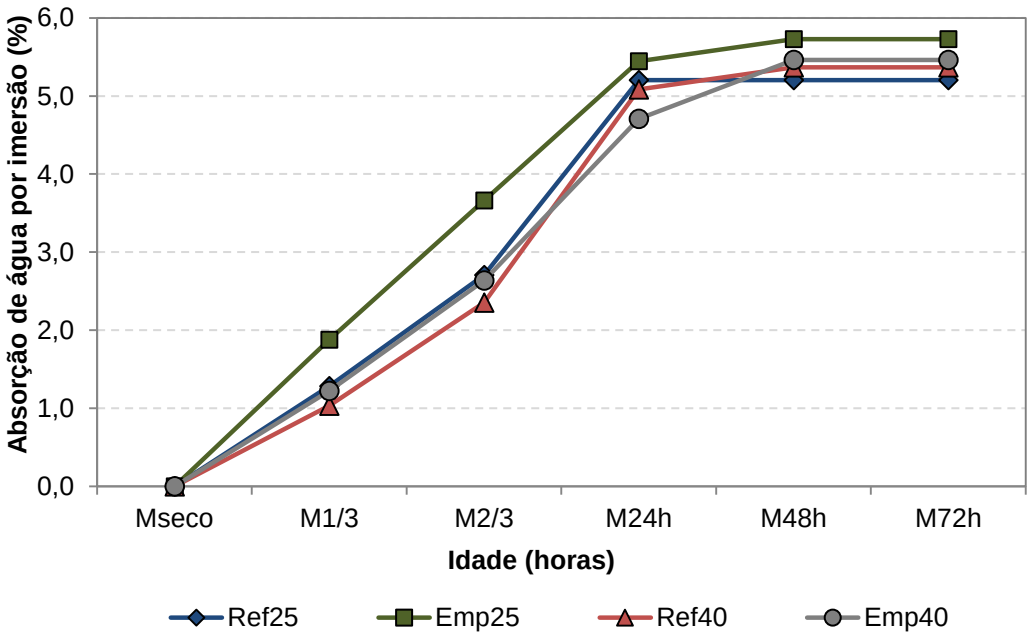
Verificou-se ainda que em todos os casos o módulo de elasticidade dinâmico (Ed) é maior que o módulo de elasticidade estático. Isso vem ao encontro com o exposto por Haach *et al.* (2015), os quais argumentam o módulo de elasticidade dinâmico é em média 40% superior ao estático.

4.5.3 Durabilidade

Absorção de água:

O ensaio de absorção de água por imersão foi realizado após 28 dias de cura úmida e três dias de secagem em estufa para estabilização e constância de massa. O gráfico da Figura 4.15 mostra a evolução da absorção de água por imersão dos concretos estudados com o tempo. Os resultados apresentados são uma média de 3 corpos de prova. Os resultados individuais de cada CP podem ser encontrados no Anexo C.

Figura 4.15 – Evolução da absorção de água por imersão dos concretos estudados

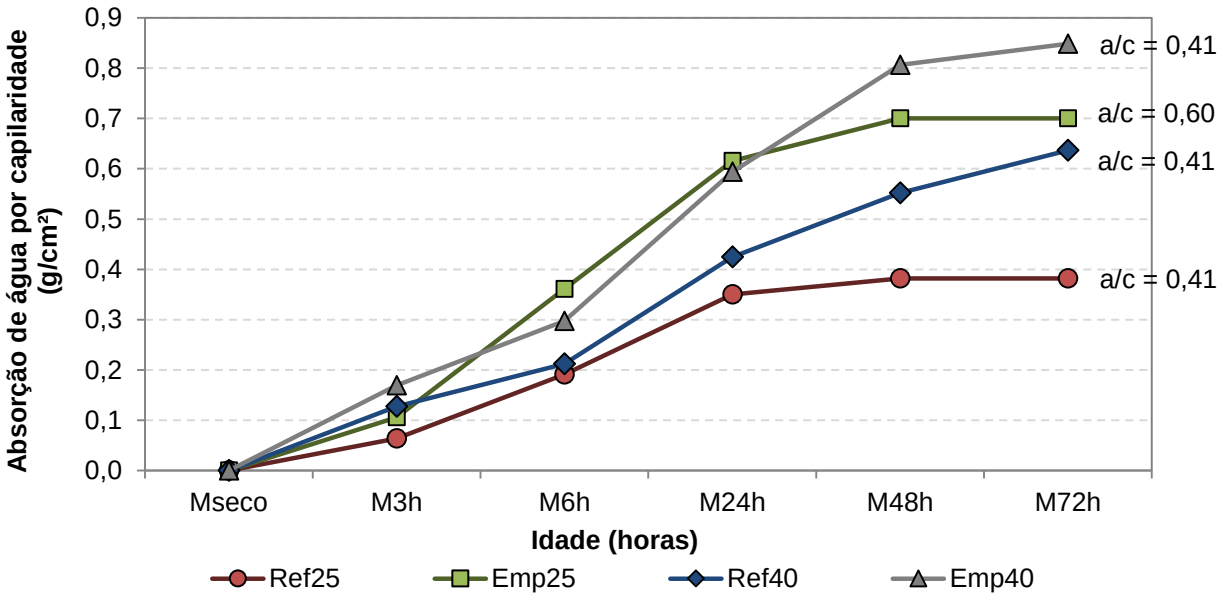


Através de análise estatística pelo método ANOVA, apresentada no Apêndice C, verificou-se que o comportamento dos concretos em relação à absorção por imersão é semelhante, ao comparar-se resultados de um concreto com o outro.

Helene (1993) classifica um concreto como durável se este possuir uma absorção de água inferior a 4,2%, como normal ao apresentar uma absorção entre 4,2 e 6,3% e deficiente se apresentar uma absorção superior a 6,3%. Dessa forma, todos os concretos estudados podem ser classificados como normais.

O ensaio de absorção de água por capilaridade foi realizado paralelamente ao ensaio de absorção de água por imersão, passando pelo mesmo procedimento de cura e secagem. Assim, o gráfico da Figura 4.16 mostra a evolução da absorção de água por capilaridade dos concretos estudados com o tempo. Os resultados apresentados são uma média de 3 corpos de prova. Os resultados individuais de cada corpo de prova podem ser encontrados no Anexo C.

Figura 4.16 – Evolução da absorção de água por capilaridade dos concretos estudados



Ao aplica-se o método ANOVA de análise de variância, cujos resultados são mostrados no Apêndice E, foi possível constatar que os concretos de referência e o concreto com estrutura granular modificada da classe C25 apresentam diferenças significativas quanto à absorção de água por capilaridade, com uma confiabilidade de 95%. Ressalta-se que para os concretos desta classe de resistência a relação a/c do concreto Emp25, igual a 0,60, foi maior que o da referência, Ref25, igual a 0,53. Por outro lado,

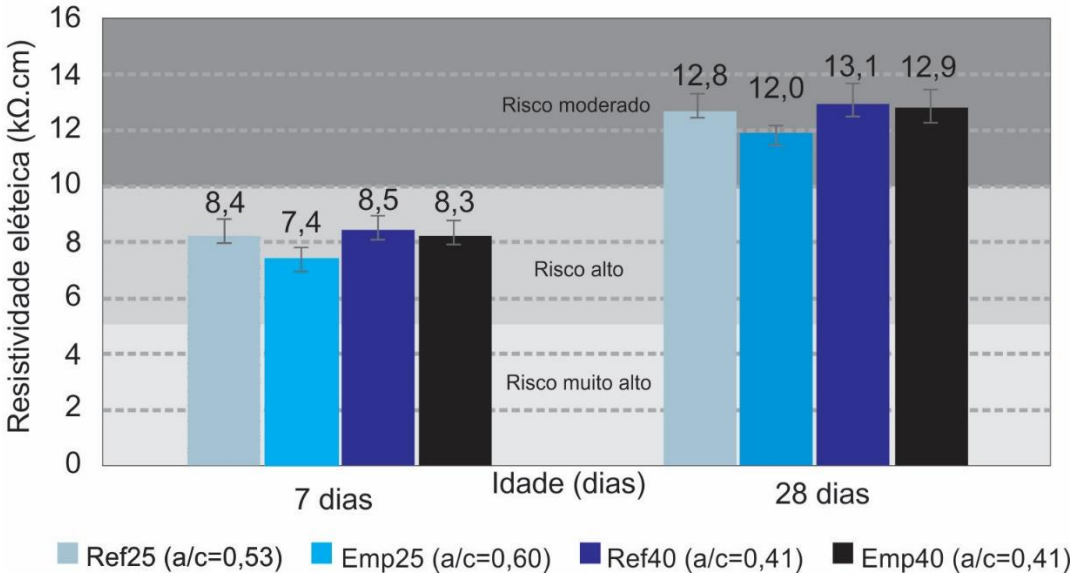
ambos os concretos de classe C40, que apresentam a mesma relação a/c, igual a 0,41, podem ser considerados estatisticamente equivalentes.

Observa-se pela Figura 4.14 que, no caso do concreto com estrutura granular modificada, este absorveu mais água ao final das 72 horas de ensaio do que o concreto referência para as duas classes estudadas. De qualquer modo, a absorção por capilaridade do concreto Emp25 foi maior em 84% em relação ao Ref25. Para o concreto Emp40, a absorção foi maior em 33% em relação ao Ref40.

Resistividade elétrica:

Os resultados do ensaio de resistividade elétrica dos concretos estudados nas idades de 7 e 28 dias seguem apresentados na Figura 4.17. Os resultados apresentados são uma média de 5 corpos de prova. Os resultados individuais de cada CP podem ser encontrados no Anexo C.

Figura 4.17 – Resistividade elétrica dos concretos estudados aos 7 e 28 dias



Whiting e Nagi (2003) correlacionam a resistividade elétrica do concreto com a taxa de corrosão em armaduras em concreto armado. Segundo os autores, resultados de resistividade inferiores a 5 kΩ.cm representam risco de corrosão muito alto; entre 5 e 10 kΩ.cm o risco é considerado alto; de 10 a 20 kΩ.cm moderado; e valores maiores que 20 kΩ.cm tem baixo risco de corrosão. Dessa forma, a partir da Figura 4.15 observa-se que

aos 28 dias todos os concretos apresentam resultados de resistividade elétrica superiores a 10 kΩ.cm, apresentando risco moderado de corrosão de armadura.

Ao aplica-se o método ANOVA de análise de variância, cujos resultados são mostrados no Apêndice C, foi possível constatar que ao modificar a estrutura granular dos concretos ocorre a redução do valor da resistividade elétrica, sendo a diferença estatisticamente significativa para os concretos classe C25. Aos 7 dias, a redução desses concretos é de 6,3% e aos 28 dias a redução é de 11,9%. Já para os concretos C40 não houve diferenças significativas nos resultados aos 7 e 28 dias em função da modificação da estrutura granular. Nesse sentido, aos 7 dias a redução é de 2,4% e aos 28 dias a redução é de 1,6%. A diminuição da resistividade elétrica pode ser atribuída à redução do volume de pasta nos concretos, à medida que o esqueleto granular é incrementado. Além disso, no caso dos concretos de classe C25, a relação a/c aumentou para o concreto Emp25 em relação ao concreto de referência, Ref25, o que colabora para a diminuição da resistividade elétrica.

4.6 Previsão do módulo de elasticidade com os obtidos a partir de modelos

A Figura 4.18 e 4.19 apresentam as comparações realizadas dos resultados experimentais e valores obtidos por equações empíricas disponíveis na bibliografia para a idade de 28 dias.

Figura 4.18 – Comparação entre o módulo de elasticidade estático experimental (Eci exp.) e teórico (Eci teórico), obtido pelos modelos de previsão para concretos classe C25

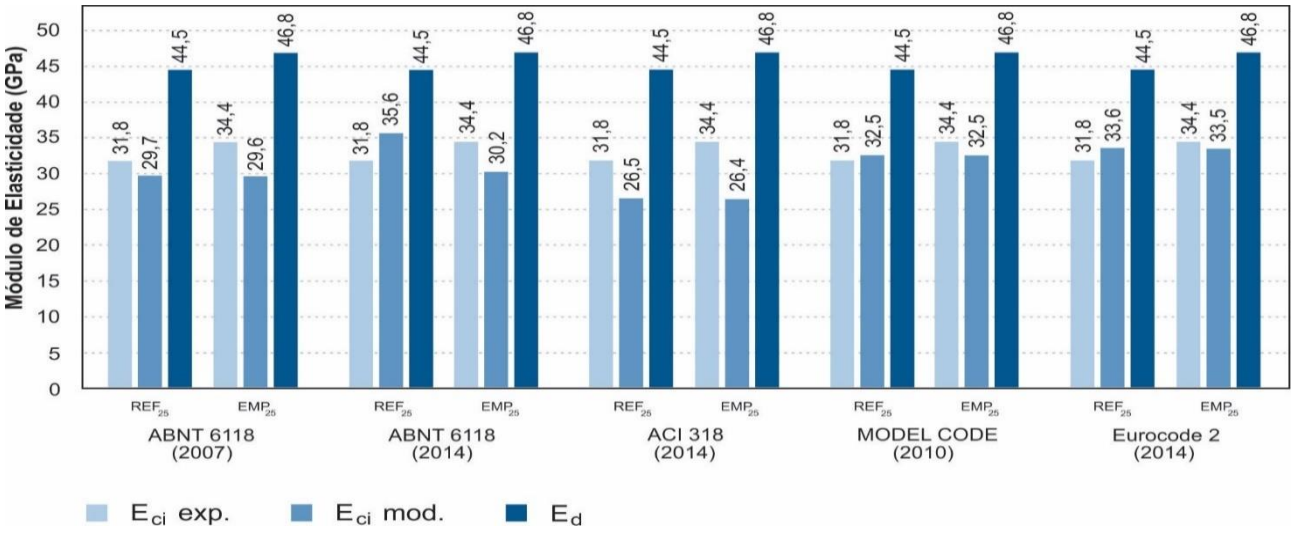
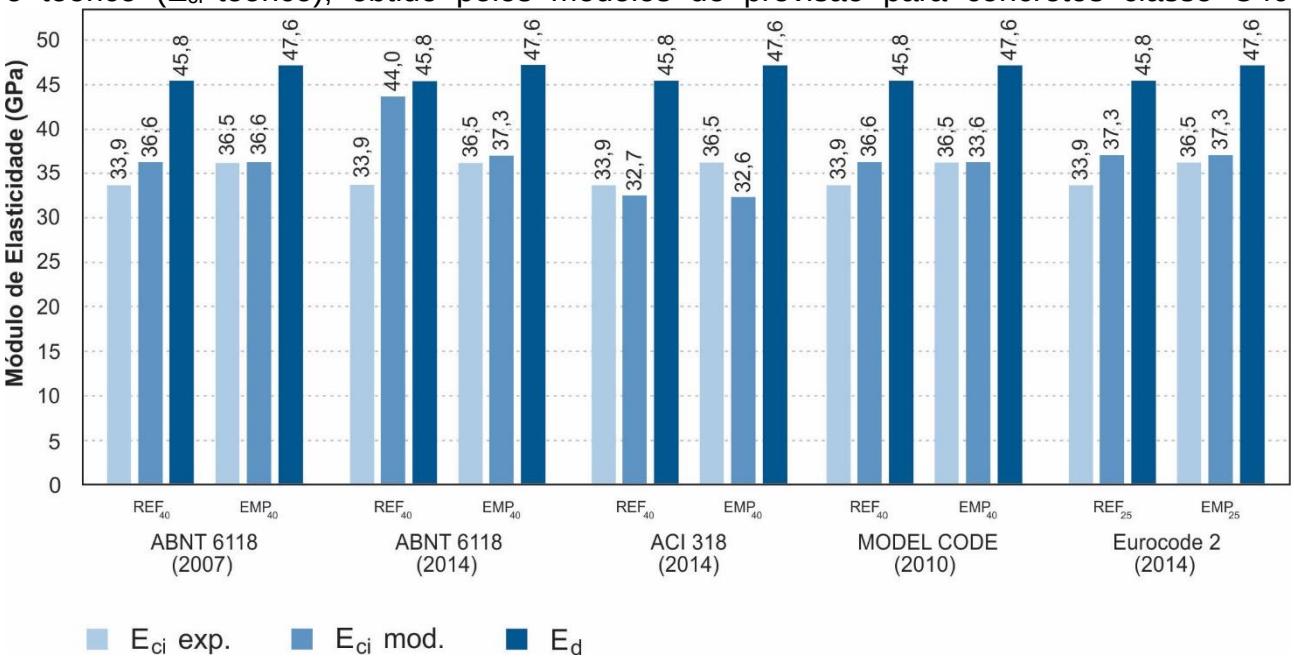


Figura 4.19 – Comparação entre o módulo de elasticidade estático experimental (E_{ci} exp.) e teórico (E_{ci} teórico), obtido pelos modelos de previsão para concretos classe C40



Tal como pode ser observado pelas Figuras 4.18 e 4.19 os valores de módulo de elasticidade estático tangente inicial obtidos experimentalmente (Eci exp.) e obtidos pelos modelos de previsão (Eci teórico) estão, em geral, próximos entre si.

Ao comparar-se os resultados da equação proposta pela ABNT em 2014 com a de 2007 para estimativa do módulo tangente inicial a partir da resistência à compressão do concreto, observa-se que a diferença dos resultados experimentais e teóricos diminuem, com exceção dos concretos de referência C40. A redução da diferença deve-se a consideração da influência do tipo do agregado no módulo de elasticidade. A partir do comportamento peculiar dos concretos de referência C40 e dos resultados obtidos suscita-se a necessidade de se estudar melhor as equações de estimação do módulo de elasticidade a partir da utilização dos coeficientes em função do tipo de agregado empregado.

De forma geral, os valores experimentais de módulo estático dos concretos com estrutura granular modificada foram maiores que os dos modelos de previsão. Isso deve-se ao fato que os modelos consideram apenas o fck (resistência característica do concreto à compressão) ou o fcm (resistência média do concreto à compressão) para a determinação do módulo, não avaliando outras variabilidades que podem causar a alteração nos valores do módulo dos concretos que, neste caso, foi a modificação da estrutura granular em busca

de um empacotamento maior. Ressalta-se que o teor de agregados influenciou os resultados de módulo de elasticidade, concluindo que a utilização de modelos de previsão com base na resistência à compressão pode levar a valores diferentes dos obtidos em ensaios específicos para módulo de elasticidade. Modelos que introduzem parâmetros relativos a quantidade de agregados podem ter uma representatividade maior.

A formulação proposta pela Eurocode 2 (2014) para módulo de elasticidade estático dos concretos ficaram bastante próximas e foi o modelo no qual a variação dos resultados foi menor, sendo a variação mínima igual a 0,2% e a máxima de 8%.

4.7 Variação no teor de agregados (m)

Como forma de avaliar a influência da quantidade de agregados em relação à pasta no módulo de elasticidade estático do concreto, variou-se o teor de agregados, partindo-se do teor definido para os traços C25 e C40 estudados. Assim, utilizou-se os valores de m iguais a 5,08; 6,08 e 7,08 para os concretos de classe C25 e 3,08; 4,08 e 5,08 para os concretos de classe C40. Os valores iniciais de m para as duas classes de concreto foram definidas no item 4.4 a partir da dosagem e produção dos concretos com estrutura granular modificada. A Tabela 4.21 apresenta os traços produzidos, a relação a/c, o consumo de cimento, e o teor de aditivo plastificante (P) e superplastificante (SP). Os traços foram dosados mantendo-se fixa a relação a/c, igual a 0,58 e 0,41 para os concretos classe C25 e C40, respectivamente. A quantidade de aditivo superplastificante foi sendo variada para atingir o abatimento de (100 ± 10) mm.

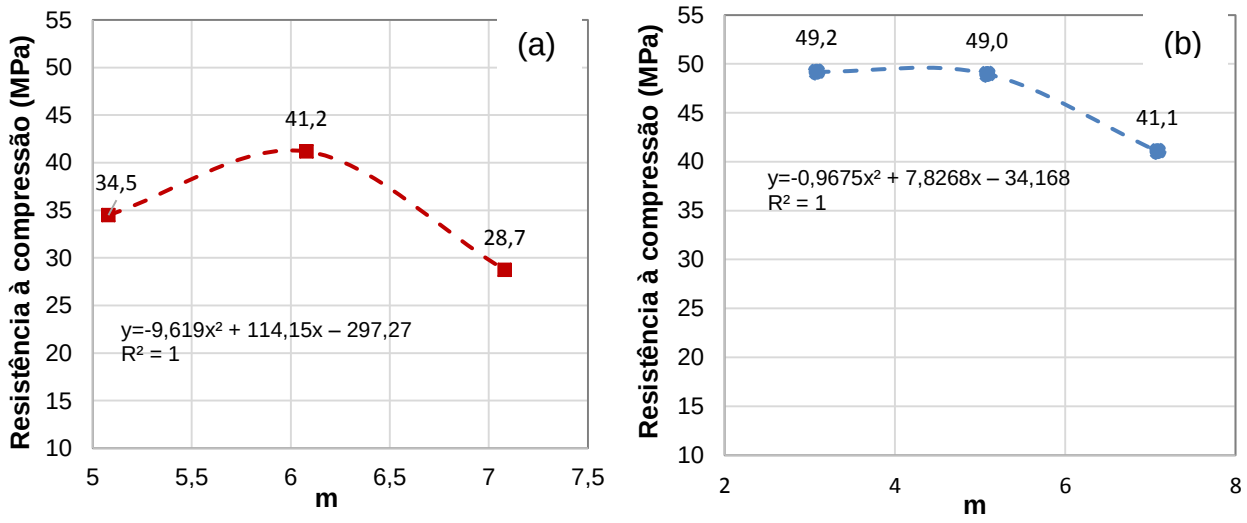
Tabela 4.21 – Variação do teor de agregado (m) nos concretos: traços produzidos

Classe do concreto	m	Traço	a/c	Aditivo P (%)	Aditivo SP (%)	Ccimento (kg/m³)	Abatimento (mm)
C25	5,08	1:2,54:1,52:1,02	0,58	-	-	391,22	100
	6,08	1:3,04:1,82:1,22		0,8	1,35	314,10	100
	7,08	1:3,54:2,12:1,42			1,90	277,83	100
C40	3,08	1:1,54:0,92:0,62	0,41	-	-	537,42	100
	4,08	1:2,04:1,22:0,82		0,8	1,52	439,53	100
	5,08	1:2,54:1,52:1,02			2,35	371,80	100

Resistência à compressão:

A Figura 4.20 mostra os resultados de resistência à compressão dos concretos das classe C25 e C40, aos 28 dias.

Figura 4.20 - Resistência à compressão dos concretos aos 28 dias: (a) classe C25 e (b) classe C40



A partir da Figura 4.20 é possível identificar que à medida que se aumenta a quantidade dos agregados (aumento do valor de m), mesmo com a redução de cimento, a resistência aumentou até um certo limite e, após este, ocorreu a queda. Isso deve-se ao fato que até um certo limite o travamento dos agregados consegue aumentar a resistência mecânica à compressão, pois as partículas do agregado se aproximam mais umas das outras. A partir deste limite, porém, falta pasta de cimento para preencher os espaços entre as partículas, já que a pasta pode não conseguir penetrar em todos os espaços entre partículas, devido ao teor elevado de grãos.

Observa-se que para os concretos classe C25, a mistura com m de 6,08 obteve maiores resistência à compressão, 20% superior com m de 5,08, mesmo com 47,16 kg de cimento a menos. Esse aumento da resistência deve-se à diminuição do volume de pasta e aumento no volume de agregado, fazendo com que as partículas do agregado se aproximem mais umas das outras. A partir de um ponto falta pasta de cimento para aglomerar os agregados, o que ocasiona a queda da resistência. Observa-se este fato para

o concreto com m igual a 7,08, no qual verificou-se queda na resistência mecânica à compressão de 5,7 MPa, o que representa uma redução de 16,5%.

Para os concretos classe C40, as misturas com m igual a 3,08 e 4,08 obtiveram resistência à compressão similares, iguais a 49,2 MPa e 49,0 MPa, respectivamente, mesmo com 97,89 kg de cimento a menos em relação ao traço “m = 3,08”. Semelhantemente ao que foi observado para o concreto de classe C25, o aumento no volume de agregado e consequente diminuição do volume de pasta contribuem até um limite no incremento da resistência, pelo travamento entre os agregados. Para m igual a 7,08, percebe-se a queda na resistência mecânica à compressão em 7,9 MPa, o que representa uma redução de 19,2%.

Módulo de elasticidade:

A Figura 4.21 e 4,22 mostram os resultados de módulo de elasticidade estático dos concretos de classe C25 e C40, aos 28 dias. As figuras mostram resultados médios de 2 a três corpos de prova. Os resultados individuais para cada amostra ensaiada, assim como as análises estatísticas feitas são apresentadas no Apêndice C.

Figura 4.21 – Módulo de elasticidade estático em função do aumento do teor de agregados (m) dos concretos aos 28 dias: concreto C25

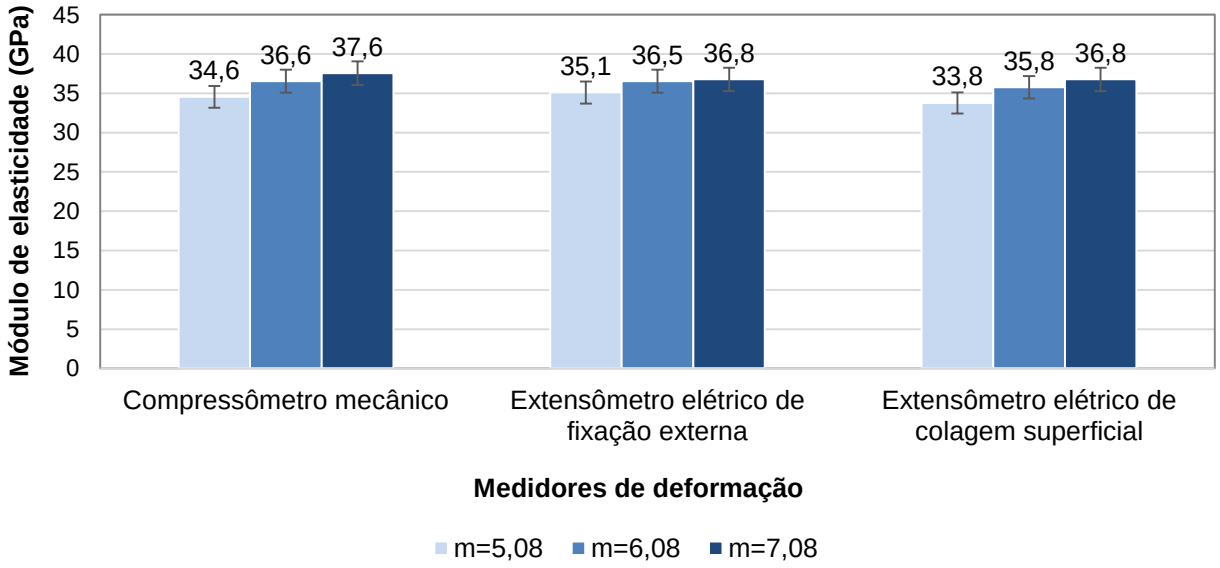
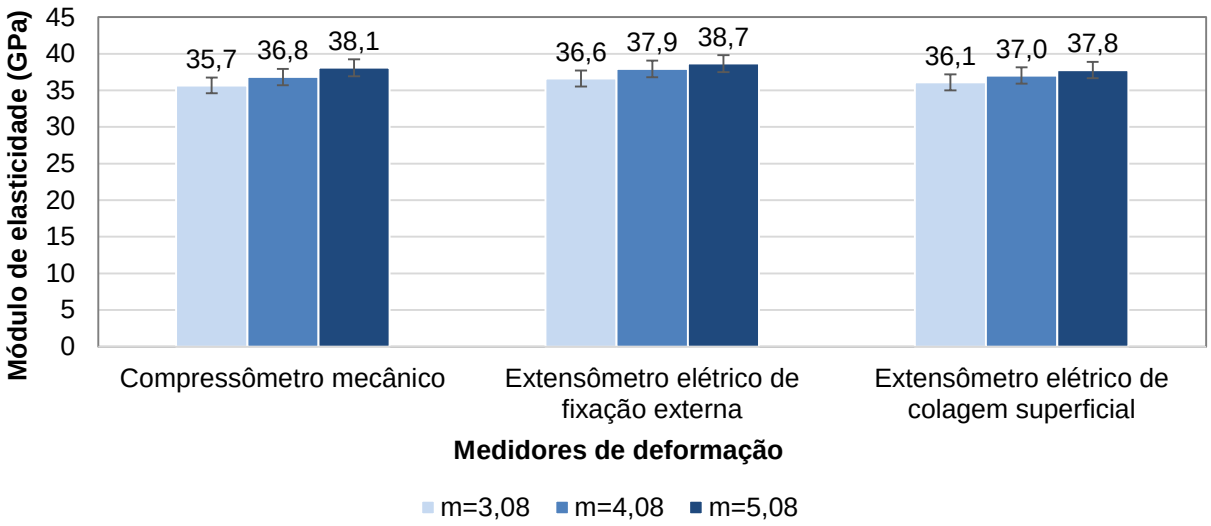


Figura 4.22 – Módulo de elasticidade estático em função do aumento do teor de agregados (m) dos concretos aos 28 dias: concreto C40



A partir das Figuras 4.21 e 4.22, constata-se um aumento do módulo de elasticidade em razão da maior quantidade de agregados presente nos concretos, para todos os tipos de medidores de deformação utilizados. Ressalta-se que a relação a/c e o abatimento dos concretos foi mantido constante. Para Metha e Monteiro (2008), como o agregado apresenta módulo de elasticidade superior ao da pasta de cimento, o aumento da sua quantidade contribui para o aumento da rigidez do concreto.

Vale ressaltar que o módulo de elasticidade não acompanha os resultados de resistência à compressão, ou seja, a medida que se aumenta o teor de agregados, aumenta-se o módulo, e a resistência aumenta até um valor limite e, após este valor, acaba diminuindo.

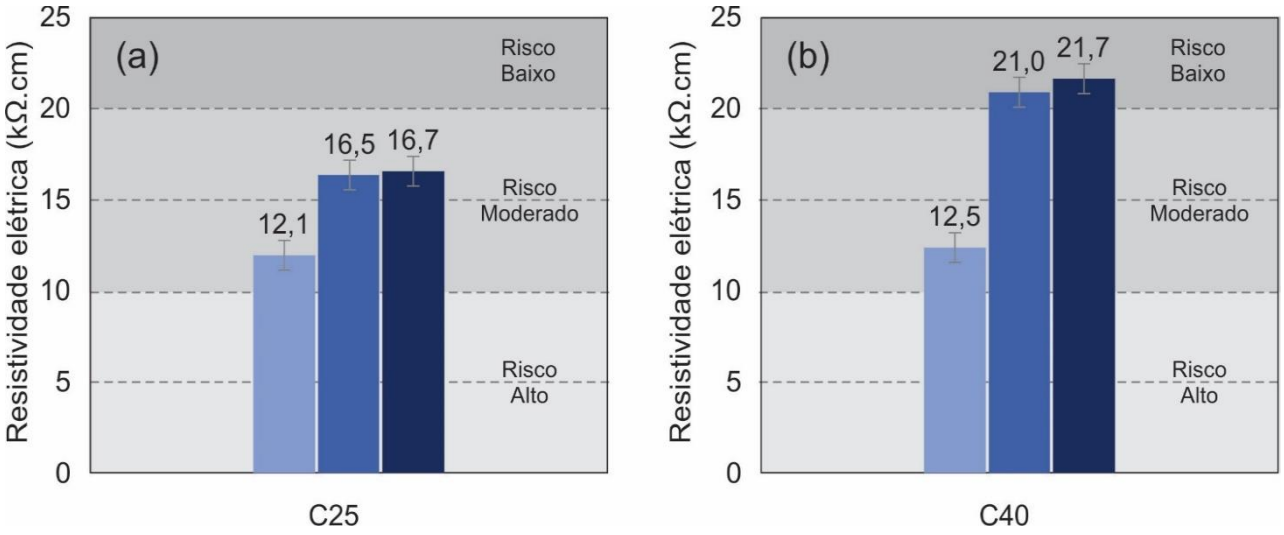
Para avaliar a influência do tipo de medidor nos valores de módulo, aplicou-se a análise ANOVA, cujos resultados são apresentados no Apêndice C, constatando-se que os resultados da leitura com qualquer um deles não apresentam diferenças significativas, mostrando que o tipo de equipamento utilizado não influência nos resultados.

Resistividade elétrica:

Os resultados do ensaio de resistividade elétrica dos concretos estudados na idade de 28 dias são apresentados na Figura 4.23. Os resultados apresentados são uma média

de 5 corpos de prova. Os resultados individuais de cada corpo de prova podem ser encontrados no Anexo C.

Figura 4.23 - Resistividade elétrica dos concretos estudados aos 28 dias: (a) classe C25 e (b) classe C40



Observa-se pela Figura 4.23 que os concretos de classe C25 apresentam resultados de resistividade elétrica entre 10 a 20 kΩ.cm, apresentando risco moderado de corrosão de armadura, segundo classificação dada por Whiting e Nagi (2003). Já o concreto classe C40 alcançou resistividade elétrica acima de 20 kΩ.cm, que corresponde a um risco baixo de corrosão, com exceção do concreto com m de 3,08.

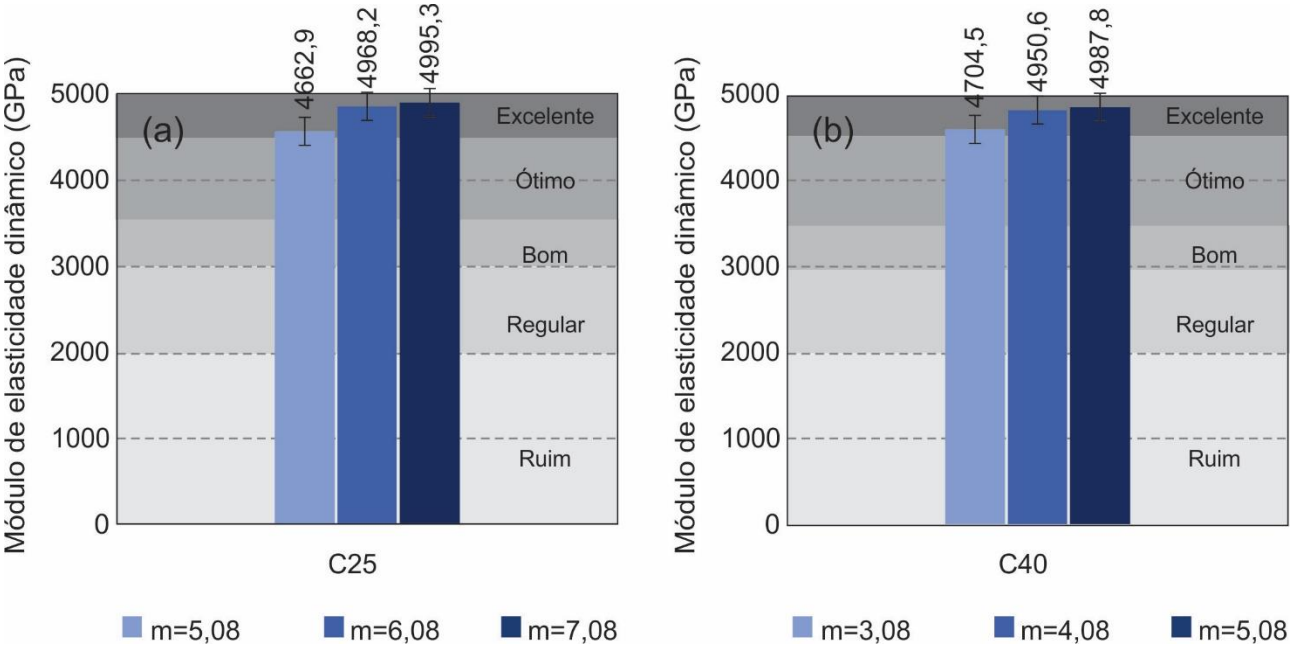
Nota-se para as duas classes de concretos que, ao aumentar o teor de agregados do concreto, há um significativo aumento na resistividade elétrica. Entretanto, ao aumentar m de 6,08 para 7,08 para o concreto classe C25 e 4,08 para 5,08 para o concreto classe C40, percebe-se que os resultados são estatisticamente iguais, com diferenças de médias menores que 3,5%, demonstrando assim que a partir de um ponto, o aumento no teor de agregados causa pouco incremento na resistividade elétrica do concreto.

Propagação de ondas ultrassônicas:

O ensaio de velocidade de propagação de ondas ultrassônicas foi realizado aos 28 dias, e os resultados da média das velocidades obtidas encontram-se no gráfico da Figura 4.28. Todas as leituras foram feitas com os corpos de prova na condição saturada superfície

seca. Os resultados apresentados são uma média de 5 corpos de prova. Os resultados individuais de cada CP podem ser encontrados no Anexo C.

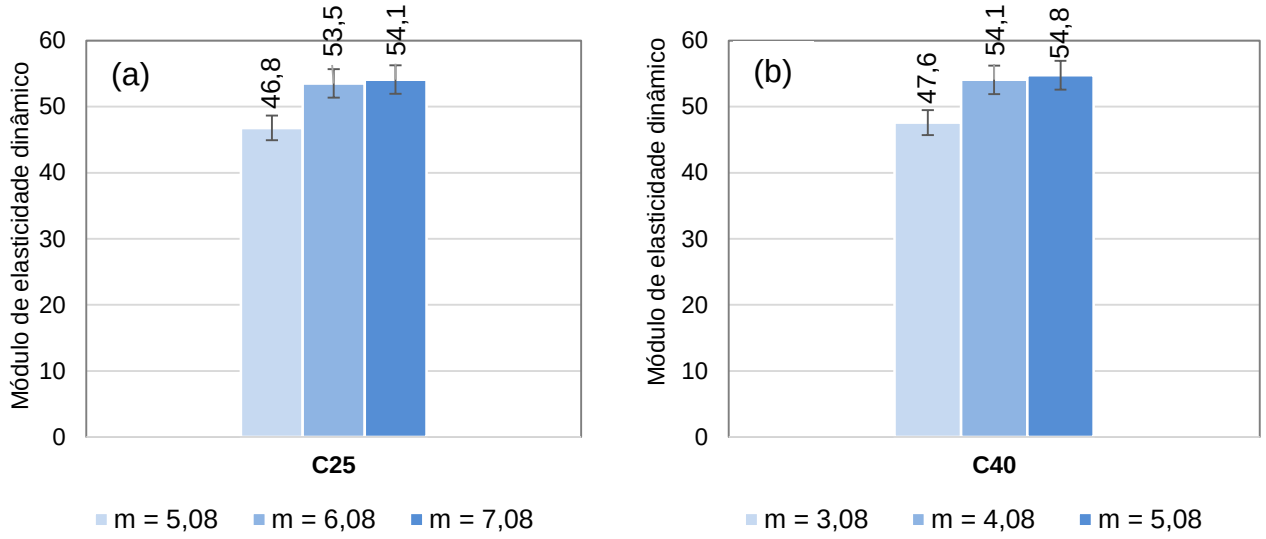
Figura 4.24 - Velocidade de pulso ultrassônico dos concretos estudados aos 28 dias: (a) classe C25 e (b) classe C40



Pela Figura 4.24 é possível verificar que as velocidades de pulso ultrassônico foram superiores a 4500 m/s para todos os concretos, sendo estes classificados como de qualidade excelente, segundo relação estabelecida por Cánovas (1998). Os concretos com teor de agregados igual a 5,08 para classe C25 e 3,08 para classe C40 foram os que apresentaram as menores velocidades de pulso. Estas foram aumentando conforme o teor de agregados foi incrementado. Hernández *et al*. (2000) comentam que quanto menor o volume de vazios no interior do concreto, maior é a velocidade de propagação do pulso ultrassônico, pois a velocidade de propagação no ar é menor do que nos sólidos. Logo, o aumento do teor de agregados colaborou para reduzir o índice de vazios, o que reforça os resultados obtidos pelo ensaio de resistividade elétrica.

Com os resultados de velocidade de pulso ultrassônico obtidos foi possível calcular o módulo de elasticidade dinâmico dos concretos aos 28 dias, conforme mostra a Figura 4.29. Para o cálculo considerou-se um coeficiente de Poisson igual a 0,2 e a massa específica no estado endurecido dos corpos de prova.

Figura 4.25 - Módulo de elasticidade dinâmico dos concretos estudados aos 28 dias: (a) classe C25 e (b) classe C40



A partir da Figura 4.25 observa-se que à medida que se aumenta o teor de agregados, aumenta-se o módulo de elasticidade dinâmico. Para o concreto classe C25, os módulos chegaram a valores 16% superiores que o concreto com teor de agregado 5,08. Para o concreto classe C40, os módulos atingiram valores 15% superiores ao concreto com teor de agregado 3,08. Ao aplicar análise com tabela ANOVA constatou-se que os concretos com os teores de agregados 6,08 e 7,08 (C25) e 4,08 e 5,08 (C40) podem ser considerados estatisticamente equivalentes. Dessa forma, pode-se concluir que esses concretos apresentam mais rigidez do que o concreto com teor de agregado de 5,08 (C25) e 3,08 (C40), ou seja, menor é a capacidade de deformação. Esse resultado pode ser justificado pelo fato de que esses concretos apresentam menos vazios que os de m = 5,08 e 3,08 e mais agregados, com diminuição da quantidade de pasta. Além disso, o empacotamento dos materiais realizado pode ter auxiliado para a redução da pasta.

Comparando os resultados obtidos para o módulo de elasticidade estático e dinâmico, pode-se dizer que para os concretos com teor de agregados de 5,08 (C25) e 3,08 (C40), o módulo de elasticidade dinâmico foi superior ao estático em 35,5% e 32%, respectivamente. Para os demais concretos o módulo dinâmico foi, em média, superior 45% em relação ao módulo estático. Comparando os resultados obtidos, foi possível observar que a diferença entre o módulo de elasticidade estático e dinâmico está na faixa entre 35% e 45%. Isso vem ao encontro com o exposto por Haach *et al*. (2015), os quais argumentam que a

diferença entre o módulo de elasticidade estático e dinâmico do concreto é de 40%, em média.

4.8 Análise de custos

Com o objetivo de verificar a viabilidade econômica da produção dos concretos com estrutura granular modificada, realizou-se uma breve avaliação de custos de produção destes concretos. Na Tabela 4.22 segue o custo unitário de cada material e o custo total dos concretos com modificação da estrutura granular.

Tabela 4.22 – Custos dos materiais envolvidos na produção dos concretos

Material		Custo unitário (R$/kg)	**Concretos desenvolvidos**							
			Ref.25		**Emp.25**		**Ref.40**		**Emp.40**	
			Consumo (kg/m³)	Custo total (R$/m³)	Consumo (kg/m³)	Custo total (R$/m³)	Consumo (kg/m³)	Custo total (R$/m³)	Consumo (kg/m³)	Custo total (R$/m³)
Cimento		0,40[4]	409,54	163,82	360,28	144,11	550,09	220,04	535,27	214,11
Areia		0,028[4]	753,88	21,11	914,78	25,61	536,55	15,02	823,74	23,06
Brita 0		0,042[4]	0	0	548,87	23,05	0	0	329,50	13,84
Brita 1		0,082[4]	1031,71	84,60	365,91	30,00	963,63	79,02	494,25	40,53
Total (R$/m³)			269,53		222,77		314,08		291,54	
Redução do custo (%)			17,35				7,18			
Resistência à compressão (MPa) aos 28 dias			34,7		34,5		49,4		49,2	
Módulo de elasticidade est. (GPa) aos 28 dias	Comp. mecânico		31,3		34,6		34,7		35,8	
	Ext. fixação externa		32,5		35,1		33,0		36,6	
	Ext. colag. superf.		31,7		33,8		33,8		37,0	
Custo relativo (R$/m³.MPa)			7,76		6,46		6,36		5,92	

Ao comparar os custos mostrados na Tabela 4.23, nota-se que, de uma forma geral, os custos totais obtidos para os concretos com estrutura granular modificada foram inferiores ao de referência. Do ponto de vista econômico, percebe-se que ao modificar a estrutura granular do concreto houve a diminuição no custo, que representaram uma

[4] Data base dos valores – Novembro/2015.
Fonte: Itambé (2016).

redução de 21,0% e 7,7% em relação ao concreto referência, para os concretos de classe C25 e C40, respectivamente. A redução do consumo de cimento, além diminuir o custo final do concreto, contribui para a diminuir os impactos ambientais relativos a indústria cimenteira e que foram discutidas no início desse trabalho.

Outra análise pertinente é em relação ao custo relativo. O concreto C25 com estrutura granular modificada apresentou um custo relativo de R$ 6,46 por m³ de concreto por MPa, 17% inferior ao concreto de referência, que alcançou um valor de R$ 7,76 por m³ de concreto por MPa. O concreto C40 com estrutura granular modificada apresentou um custo relativo de R$ 5,92 por m³ de concreto por MPa, 7% inferior ao concreto de referência, que alcançou um valor de R$ 6,36 por m³ de concreto por MPa. Ao comparar as duas classes de concreto, verifica-se que o concreto C40 apresenta um custo relativo 9% inferior ao C25.

Por conseguinte, os valores apresentados são indicativos, podendo sofrer variações em função dos custos de cada material em diferentes regiões do país. Deve-se levar em consideração outros aspectos relacionados as etapas de concretagem para a avaliação dos custos como aqueles relacionados aos equipamentos necessários para lançamento e adensamento, por exemplo, e mão de obra para produção, transporte, lançamento e cura dos concretos.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Após a realização do programa experimental proposto e da análise dos resultados obtidos, as seguintes conclusões podem ser delineadas.

- Ao estudar os agregados foi possível observar o comportamento dos modelos de otimização de curvas granulométricas. O modelo que apresentou maior densidade de empacotamento, através de avaliação com a areia normal do IPT, foi o modelo de Funk e Dinger (1980). A densidade de empacotamento foi calculada pelo modelo CPM (DE LARRARD, 1999).
- O modelo de Funk e Dinger (1980) foi utilizado para a otimização do esqueleto granular dos concretos produzidos, em que se utilizou como agregados areia, brita 0 e brita 1. O modelo propõe o peneiramento e a separação dos agregados em 10 classes. Entretanto, este procedimento torna-se inviável na prática. Dessa forma, a partir dos três agregados utilizados, buscou-se uma proporção aleatória cuja densidade de empacotamento fosse equivalente à da curva com as 10 frações de partículas otimizada por Funk e Dinger (1980).
- Observou-se que as composições aleatórias podem aproximar-se da curva inicial, traçada considerando-se as 10 classes de tamanho de grãos. As densidades de empacotamento foram calculadas pelo modelo CPM (DE LARRARD, 1999), tendo sido alcançados valores iguais a 0,663 para a curva granulométrica com 10 classes, e 0,662 para a curva em que considerou-se apenas 3 classes de tamanhos de grãos.
- Observou-se, também, que as composições aleatórias de agregados podem resultar em densidades de empacotamentos elevadas sem seguir um modelo específico. Isso limita seu uso a processos de tentativa e erro, o que do ponto de vista prático não é adequado. Além disso, o cálculo da densidade de empacotamento considerando cada agregado como uma classe única de tamanho de grãos é passível de erros, pois a variação de tamanho de grãos em cada agregado é bastante grande, de modo que uma elevada amplitude de tamanho de grãos é representada por um único diâmetro. Por esse motivo, a verificação experimental destes resultados é de grande importância para validação da prática realizada.
- Por meio de procedimento experimental de empacotamento dos agregados, foi possível obter a proporção ideal entre a areia, a brita 0 e a brita 1 utilizadas, com

menor quantidade de vazios. A proporção ideal encontrada experimentalmente foi igual a 50% de areia, 30% de brita 0 e 20% de brita 1, que resultou em uma densidade de empacotamento igual a 0,667. Esta foi a proporção entre agregados utilizada para a produção dos concretos estudados.

- Quanto aos concretos estudados, verificou-se que, para a mesma resistência à compressão, os concretos com esqueleto granular modificado, obtidos a partir do empacotamento dos agregados e pela inserção da brita 0, apresentaram redução no consumo de cimento. Para o concreto de classe C25, a redução no consumo de cimento foi de 49,1 kg/m³ enquanto que para o concreto de classe C40 a redução foi de 14,8 kg/m³.
- Verificou-se que o módulo de elasticidade estático dos concretos estudados foi aumentado com o empacotamento de partículas. Mais especificamente, verificou-se que houve incremento de 25,3% e 30,2% para o concreto de classe C25, segundo resultados dos medidores tipo compressômetro mecânico e extensômetro elétrico de colagem superficial, respectivamente, para a idade de 7 dias, e 10,5%, 8,0% e 6,6% para o concreto de classe C25, segundo resultados dos medidores tipo compressômetro mecânico, extensômetro elétrico de fixação externa e extensômetro elétrico de colagem superficial, respectivamente, para a idade de 28 dias. Da mesma forma, o aumento nos valores do módulo foram iguais a 20,5% e 28,7% para o concreto de classe C40, quando do uso dos medidores tipo compressômetro mecânico e extensômetro elétrico de colagem superficial, respectivamente, para a idade de 7 dias, e 3,2%, 10,9% e 9,5% para o concreto de classe C40, quando do uso dos medidores tipo compressômetro mecânico, extensômetro elétrico de fixação externa e extensômetro elétrico de colagem superficial, respectivamente, para a idade de 28 dias. Isso mostra que o empacotamento da estrutura granular, com a inserção da brita 0, aumentou a rigidez do concreto.
- Do modo geral, as leituras de módulo de elasticidade com os dois medidores de tipo extensômetros elétricos foram mais consistentes, com menores desvio-padrão. Estes medidores demonstraram importantes vantagens, tal como a diminuição da influência externa durante o ensaio e minimização da possibilidade de erros de leitura por parte do operador. No caso do extensômetro elétrico de colagem

superficial, em especial na colagem do mesmo na superfície do concreto, vários aspectos devem ser verificados para preservar as leituras de deformações. Um aspecto negativo do uso deste tipo de extensômetro colado deve-se ao fato deste dever ser descartado após o ensaio, não servindo para uma segunda colagem, o que aumenta o custo dos ensaios. O extensômetro elétrico de fixação externa tem a vantagem de fornecer medidas de deformação longitudinal e transversal, possui mostrador para leitura digital das deformações e apresenta-se menos susceptível a variações na calibração. O extensômetro elétrico de fixação externa é muito prático, pode ser reutilizado várias vezes e sua montagem junto ao corpo de prova ocorre sem dificuldades e sem necessidade de grande perícia por parte do operador do ensaio.

- A medição da velocidade de pulso ultrassônico possibilitou calcular o módulo de elasticidade dinâmico dos concretos, os quais atingiram os resultados esperados. Estes apresentaram valores entre 30% e 40% superiores ao módulo de elasticidade estático. Com isso, o ensaio do ultrassom mostrou-se uma forma rápida de se determinar o módulo de elasticidade estático.
- Apesar dos valores absolutos dos módulos de elasticidade obtidos pelos métodos destrutivo e não-destrutivo serem diferentes, o método do ultrassom foi eficiente para avaliar, de forma rápida e eficaz, as diferenças relativas à qualidade do concreto.
- De forma geral, os valores experimentais de módulo estático dos concretos com estrutura granular modificada foram maiores que os dos modelos de previsão. Isso deve-se ao fato que os modelos consideram apenas o fck (resistência característica do concreto à compressão) ou o fcm (resistência média do concreto à compressão) para a determinação do módulo, não avaliando outras variabilidades que podem causar a alteração nos valores do módulo dos concretos que, neste caso, foi a modificação da estrutura granular em busca de um empacotamento maior.
- Os ensaios de durabilidade relacionados à absorção de água, resistividade elétrica e velocidade de pulso ultrassônico indicaram porosidade maior para os concretos com estrutura granular modificada da classe C25. Isto está relacionado ao fato de que a relação a/c dos concretos foi diferente, com a/c = 0,53 para o concreto referência e a/c = 0,60 para o concreto com a estrutura granular modificada. No caso

do concreto C40, como os concretos possuem mesmo a/c (0,41), os resultados foram estatisticamente semelhantes.

- Ao alterar o teor de agregados dos concretos com estrutura granular modificada, percebeu-se que, à medida que se aumenta a quantidade dos agregados (aumento do valor de m), mesmo com a redução de cimento, a resistência aumenta até um certo limite. Após este, ocorre a ruptura. Isso deve-se ao fato de que, até um certo limite, o travamento dos agregados consegue aumentar a resistência mecânica à compressão, pois as partículas do agregado se aproximam mais umas das outras. Mas a partir deste limite, falta pasta de cimento para ligar as partículas, desagregando o concreto com mais facilidade.
- Ao analisar a influência do teor de agregados no módulo de elasticidade dos concretos classe C25 e C40, constata-se que mantendo-se a relação a/c e o abatimento constante (com aditivo) e aumentando-se o teor de agregados, ocorre um aumento do módulo em razão da maior quantidade de agregados, principalmente do graúdo, que possuem um módulo de elasticidade maior do que o da pasta. Além disso, o travamento entre grãos é maior com o aumento do teor de agregados.
- Os ensaios de durabilidade relacionados à resistividade elétrica e velocidade de pulso ultrassônico dos concretos com alteração do teor de agregados indicaram que a porosidade diminui à medida que se aumenta o teor de agregados. O bom desempenho desses concretos pode ser atribuído à densificação que se obtém com o aumento do teor de agregados, já que a rocha que forma estes agregados é, em geral, menos porosa que a matriz de concretos convencionais.
- Ao comparar os custos observou-se que os concretos com estrutura granular modificada apresentaram diminuição no consumo de cimento, representando uma redução de custo de 21,0% e 7,7% em relação ao concreto referência, para os concretos de classe C25 e C40, respectivamente
- Por fim, o principal objetivo proposto neste trabalho foi alcançado, em que a partir da utilização de técnicas de empacotamento de partículas, foi possível dosar e produzir concretos com menor consumo de cimento e maior valor de módulo de elasticidade estático.

5.1 Sugestões para trabalhos futuros

A partir dos resultados obtidos no programa experimental, das dúvidas e curiosidades que surgiram com o trabalho sugerem-se alguns assuntos a serem estudados em futuras pesquisas:

- Ampliar os limites de resistência característica à compressão, realizando estudos de concretos de 50 a 100 MPa.
- Analisar a influência do empacotamento dos agregados com o ajuste granulométrico dos finos (cimento e adições minerais) na produção do concreto;
- Analisar o comportamento do módulo de elasticidade estático e dinâmico do concreto sob diferentes condições climáticas de temperatura.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AIQIN, W.; CHENGZHI, Z.; NINGSHENG, Z. Study of the influence of the particle size distribution on the properties of cement**. Cement and Concrete Research**. n. 27, p. 685-695. 1997.

AITCIN, P. C. **Concreto de alto desempenho**. 1ª Edição. PINI. São Paulo, 2000.

ALHADAS, M. F. S. **Estudo da influência do agregado graúdo de diferentes origens mineralógicas nas propriedades mecânicas do concreto**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Minas Gerais, 2008.

ALMEIDA, S.F. **Análise dinâmica da rigidez de elementos de concreto submetidos à danificação progressiva até a ruptura**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2005.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete**.

ANGULO, S. C.; CASTRO, A. L.; BILESKY, P. C.; HAMASSAKI, L. T.; SILVA, E.; SANTOS, R. F. C. Análise das propriedades fundamentais de um concreto com adição de AD-TITANIUM® para aplicação em pisos. Relatório Técnico IPT, 2010.

ARAÚJO, S. S.; GUIMARÃES, G. N.; GEYER, A. L. Bl. Influência do tipo de medição na determinação do módulo estático de elasticidade do concreto. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**. n. 5, p. 555-575. 2012.

ARRUDA, A. M. **Módulo de elasticidade de concretos produzidos com formações rochosas do triângulo mineiro**. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Uberlândia. Uberlândia, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 52: Agregados miúdo – determinação de massa específica e massa específica aparente.** Rio de Janeiro, 2002.

_____. **NBR NM 53: Agregados graúdo – determinação de massa específica e massa específica aparente e absorção de água.** Rio de Janeiro, 2006.

_____. **NBR NM 248: Agregados – determinação de composição granulométrica.** Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR NM 46: Agregados – determinação de material fino que passa através da peneira 75 micrometros, por lavagem.** Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 7251: Agregado em estado solto – determinação de massa unitária.** Rio de Janeiro, 1982.

_____. **NBR 7211: Agregados – Agregados para concreto – Especificação.** Rio de Janeiro, 2006.

_____. **NBR 5736: Cimento Pozolânico - Especificação.** Rio de Janeiro, 1991.

_____. **NBR 8522: Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão deformação**. Rio de Janeiro, 2008.

_____. **NBR 9778: Argamassa e concreto endurecidos – determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica.** Rio de Janeiro, 2005

_____. **NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos.** Rio de Janeiro, 1994.

_____. **NBR 5738: Concreto – moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto.** Rio de Janeiro, 2015.

_____. **NBR 6118: Projetos de Estrutura de Concretos - Procedimentos.** São Paulo, ABNT, 2014.

AZENHA, M.; RAMOS, L. F.; AGUILAR, R.; GRANJA, J. L. Continuous monitoring of concrete *E*-modulus since casting based on modal identification: A case study for in situ application. **Cement and Concrete Composites**. n. 34, p. 881-890. 2012.

BEER, F., JOHNSTON, E. R. Resistência dos Materiais. 3ª edição. Editora Pearson. 1995.

BENEZET, J.C.; ADAMIEC, P.; NEMOZ-GAILLARD, M. **Study of real granular assemblies.** Centre dês Matériaux de Grande Diffusion, Ecole des Mines d'Alès, France, 2006.

BEZERRA, A. C. S.; SILVA, F. M.; SOARES, M. M. N. S.; AGUILAR, M. T. P. **Relações do módulo de elasticidade dinâmico, estático e resistência à compressão do concreto**. Anais do 51º Congresso Brasileiro do Concreto, 2009.

CALLISTER, W.D. **Ciência e Engenharia de Materiais: uma introdução**. 5ªed.Editora LTC, São Paulo, 2002.

CASTRO, A. L.; PANDOLFELLI, V. C. Revisão: Conceitos de dispersão e empacotamento de partículas para a produção de concretos especiais aplicados na construção civil. **Cerâmica***,* n. 55, p. 18-32. 2009.

CANOVAS, M. F. **Patologia e Terapia do Concreto**. São Paulo. Pini, 1998.

CLIFTON, J. R. **Predicting the Service Life of Concrete**. ACI Materials Journal, 1993.

CRAEYEA, B.; ITTERBEECKC, P. V.; DESNERCKD, P.; BOELE, V.; SCHUTTERE, G. Modulus of elasticity and tensile strength of self-compacting concrete: Survey of experimental data and structural design codes. **Cement and Concrete Composites**. n. 54, p.53–61. 2014.

CUNHA, C.H.M. **Deformabilidade das estruturas de concreto: impacto da variabilidade do módulo de elasticidade secante e da resistência à tração, decorrente das modificações dos materiais, cimentos e agregados**. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de são Paulo. São Paulo, 2000.

CONCEIÇÃO, E. S. **Influência da distribuição granulométrica no empacotamento de matérias primas na formulação de porcelânicos**. Dissertação (mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2011.

COSSOLINO, L.C.; PEREIRA, A.H.A. **Módulos elásticos: visão geral e métodos de caracterização**. ITC03-ATCP Engenharia Física. Informativo Técnico-Científico ITC-ME/ATCP. 2010.

DE LARRARD, F. **Concrete mixture proportioning: a scientific approach.** Modern Concrete Technology Series, n. 9. E&FN SPON, London, 1999.

DEWAR, J.D. **Computer Modelling of concrete mixtures**. London: E & FN Spon. 1999.

DJANIKIAN FILHO, J. G. **Controle do módulo de elasticidade do concreto na estrutura com uso de célula de fluência**. Monografia. Pós graduação em Tecnologia e Gestão na Produção de Edifícios. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2010.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EUROCODE 2**: design of Concrete Structures: part 1-1: general rules and rules for buildings. EN 1992-1-1. Brussels, Belgium, 2004.

EVANGELISTA, A.C.J. **Avaliação da resistência do concreto usando diferentes ensaios não destrutivos**. 2002. 219 p. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2002.

FABRO, F; GAVA, G. P.; GRIGOLI, H. B.; MENEGHETTI, L. C. Influência da forma dos agregados miúdos nas propriedades do concreto. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**. v. 4, no 2, p. 191-212. 2011.

FARIAS, M. M.; PALMEIRA, E. M. Capítulo 16 Agregados para a Construção. ISAIA, G.C. Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais. São Paulo, IBRACON, 2007, 2v.

FENNIS, S. A. A. M.; WALRAVEN, J. C., UIJL, J. A. **Optimizing the particle packing for the design of ecological concrete**. Proceedings of the 16. Internationale Baustofftagung,Weimar, Bunderepublik Deutschland, p. 1–1313 - 1–1320. 2006.

FORMAGINI, SIDICLEI. **Dosagem Cientifica e Caracterização Mecânica de Concretos de Altíssimo Desempenho**. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2004.

FUNG, W. W. S.; KWAN, A. K. H.; WONG, H. H. C. Wet packing of crushed rock fine aggregate. **Materials and Structures**. n. 42, p. 631-643. 2009.

FUNK, J.E., DINGER, D.R. **Particle packing, part II: Review of packing of polydisperse particle systems**. In: Interceram, p.95-97, 1992.

GALOBARDES, I.; CAVALARO, S. H.; AGUADO, A.; GARCIA, T. Estimation of the modulus of elasticity for sprayed concrete. **Construction and Building Materials**. n. 53, p. 48-58. 2014.

HE, Huan, GUO, Zhanqi; STROEVEN, Piet; STROEVEN, Mastijn; SLUYS, Lambertus J. Characterization of the packing of aggregate in concrete by a discrete element approach. **Materials Characterization**, p. 1082-1087, 2009.

HELENE, P.; Terzian, P. **Manual de dosagem e controle do concreto**. São Paulo: PINI, 1993. 348p.

HELENE, P. **Dosagem do Concreto de Cimento Portland**. Capítulo 15. In: Geraldo C. Isaia (Org.). Concreto: Ensino, Pesquisas e Realizações. 1 ed. IBRACON, 2005. v.1. & v.2 p. 439-472.

HENCHE, D.; MAZER, W. **Efeito da Distribuição Granulométrica Sobre o Empacotamento de Partículas e Sob a Trabalhabilidade do Concreto de Pós-Reativos**. Anais do 52º Congresso Brasileiro do Concreto. Curitiba: Ibracon, 2010.

HUNKA, P.; KOLISKO, J.; VOKAC, M.; REHACEK, S. Test and Technological Influences on Modulus of Elasticity of Concrete – Recapitulation. **Procedia Engineering**. n. 65, p. 266-272. 2013.

JUNIOR, P. F.; OLIVEIRA, J.S.P.; PEREIRA, P.C.; COSTA, A.C.M.; PRADO, P.P.F.; CARASEK, H. Influência dos Agregados Graúdos do Estado de Goiás no Módulo de Deformação do concreto. Disponível em: http://casodepericia.wordpress.com/2008/04/15/influencia-dos-gregados-nomodulo-de-deformacao-do-concreto/ .Consulta realizada às 21:00 horas do dia 28/08/2015.

KLEIN, N. S.; **El rol físico del agua en mezclas de cemento Portland**. Tese (Doutorado) - Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona, 2012.

KWAN, A. K. H.; MORA, C. F. **Effects of various shape parameters on packing of aggregate particles**. Magazine of Concrete Research. 2001

KWAN, A. K. H., CHAN, K. W., WONG, V. A 3-parameter particle packing modelin corporating the wedging effect. **Powder Technology**, n. 237, p. 172–179. 2013.

LEAL, A. C. F. S. **Investigação experimental do módulo de elasticidade nos concretos produzidos em Brasília**. Dissertação (mestrado) – Universidade de Brasília. Brasília, 2012.

LI, L. G.; KWAN, A. K. H. Packing density of concrete mix under dry and wet conditions. **Elsevier**. n. 253, p. 514-521. 2014.

LIU, B. D.; LV, W. J.; LI, L.; LI, P. F. Effect of moisture content on static compressive elasticity modulus of concrete. **Construction and Building Materials**. n. 69, p. 133-142. 2014.

MARCHI, T. **Estudo sobre a variabilidade do módulo de deformação do concreto associada a fatores intrínsecos à produção do material**. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2011.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. **Concreto, estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo, IBRACON, 2008.

MELO NETO, A. A.; HELENE, P. R. L. **Módulo de Elasticidade: Dosagem e Avaliação de Modelos de Previsão do Módulo de Elasticidade de Concretos.** Instituto Brasileiro de Concreto – IBRACON, 2002.

MESQUITA, E. F. T.; COELHO, F. C. A.; MONTENEGRO, I. N. S. **Avaliação da carbonatação e da interface agregado-argamassa do concreto autoadensável com incorporação do pó de Carnaúba submetidos à condições aceleradas em câmara climática**. I Simpósio Latino Americano sobre Concreto Autodensável. Maceió, 2012.

MONTIJA, F. C. **Aspectos da variabilidade experimental do ensaio de módulo de deformação do concreto**. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2007.

MYHRE, B.; HUNDERE, A. M. (1996) **The use of particle size distribution in development of refractory castables**. In: ALAFAR CONGRESS, 25. 1996, San Carlos de Bariloche, Argentina.

NEMATZADEH, M.; NAGHIPOUR, M.Compressive strength and modulus of elasticity of freshly compressed concrete. Construction and Building Materials. n. 34, p. 476–485. 2012.

NEVILLE, A. **Propriedades do concreto**. Tradução de: GIAMMUSSO, S. E. 2. ed. São Paulo: PINI, 1997.

NEVILLE, A.; BROOKS, J. J. **Tecnologia do concreto**. 2 ed. Porto Alegre: Bookman, 2013.

NUNES, F.W.G. **Avaliação da Resistência e do Módulo de Elasticidade de Concretos usados no Rio de Janeiro**. Tese de Mestrado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.

OLIVEIRA, I. R.; STUDART, A. R.; PILEGGI, R. G.; PANDOLFELLI, V. C.. **Dispersão e empacotamento de partículas: Princípios e aplicações em processamento cerâmico**. São Paulo: Fazendo Arte, 2000.

O'REILLY, V.D. **Método de dosagem de concreto de elevado desempenho**. Pini, São Paulo, 1992.

PACHECO, J.; BILESKY, P; MORAIs, T. R.; GRANDO, F.; HELENE, P. **Considerações sobre o Módulo de Elasticidade do Concreto**. Anais do 56º Congresso Brasileiro do Concreto, 2014.

PACHECO, R. F. R.; CALMON, J. L.; ZANDONADE, E.; **Correlação entre módulo de elasticidade e a resistência à compressão de concretos produzidos em centrais na grande Vitória. Resultados parciais**. Anais do 47º Congresso Brasileiro do Concreto, 2005.

PAULON, V. A. **Estudo da microestrutura da zona de transição entre a pasta de cimento e o agregado.** Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 1991.

PEREIRA, T. A. C.; LIBORIO, J. B. L. **Técnicas de empacotamento de partículas para obtenção de CAD**. Anais do 51º Congresso Brasileiro de Concreto CBC, Curitiba, 2009.

RIVA, R. D. D. **Efeitos das propriedades físicas dos grãos da fração areia de solos arenosos e de agentes de cimentação no comportamento de sistemas empacotados**. 2010. 157 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2010.

SANTOS, A. M.; CABRAL, L. M. C.; MONTEIRO, E. B.; HELENE, P. R. L. **Análise do módulo de elasticidade estático e dinâmico para diferentes dosagens de concreto**. Anais do 55º Congresso Brasileiro de Concreto, 2013.

SBIA, L. A.; PEYVANDI, A.; SOROUSHIAN, P.; BALACHANDRA, A. M. Evaluation of modified-graphite nanomaterials in concrete nanocomposite based on packing density principles. **Construction and Buildings Materials**. n. 76, p. 413-422. 2015.

SBRIGHI NETO, C., In ISAIA, G.C. (Ed.). Concreto: ensino, pesquisa e realizações. vol. 1, cap. 11, **IBRACON** – São Paulo, 2005.

SILVA, A. P.; SEGADÃES, A. M.; DEEZAS, T. C. **Relações entre distribuição granulométrica, morfologia e empacotamento de partículas num sistema real: alta alumina**. In Congresso Brasileiro de Cerâmica, 47º, João Pessoa-PB, 2003. Anais do 47º Congresso Brasileiro de Cerâmica, 2003.

SHEHATA L. D. **Deformações Instantâneas do Concreto**. In: Isaia, G. C. (Ed). Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações. Vol. 1. São Paulo IBRACON, 2005.

SILVA, D. S.; PELISSER, F. **A influência do tipo de agregado, do cimento e da relação água/cimento no módulo de elasticidade do concreto**. Anais do 47º Congresso Brasileiro do Concreto, 2005.

SILVA JUNIOR, P.; OLIVEIRA, J. S. P.; PEREIRA, P. C.; COSTA, A. C. M.; PARDO, P. P. F. **Influencia dos Agregados Graúdos do Estado de Goiás no Módulo de Deformação do concreto**. 47º Congresso Brasileiro do Concreto, 2005.

SILVA, N. G. **Argamassas de revestimento de cimento, cal e areia britada de rocha calcária**. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, 2006, Curitiba.

SILVA, N. G.; CAMPITELI, V. C. **Módulo de elasticidade dinâmico de argamassas de revestimento**. II Encontro de Engenharia e Tecnologia dos Campos Gerais – Campos Gerais, 2008.

SILVA, P. R.; **Influência de adições minerais e aditivo impermeabilizante interno no desempenho de telhas protendidas pré-fabricadas em concreto**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba, 2011.

SINDICATO NACIONAL DA INDÚSTRIA DO CIMENTO – SNIC. Relatórios anuais Disponível em: http://www.snic.org.br/. Acessado em: março de 2015.

SOUZA, F. B.; NETTO, A. L. R.;SILVA, D. S.; SILVA, B. V. Análise comparativa das propriedades de concretos convencionais com substituição parcial do cimento Portland por cinza da casca de arroz. **Revista Iniciação Científica**, v. 12, n. 1, 2014, Criciúma, Santa Catarina.

TOPÇU, I. B. Alternative estimation of the modulus of elasticity for dam concrete. **Construction and Building Materials.** n. 36, p.1036–1043. 2012.

TUTIKIAN, Bernardo Fonseca. **Proposição de um método de dosagem experimental para concretos auto-adensáveis**. 2007, 163p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

VANDERLEI, Romeu Dias. **Análise experimental do concreto de pós reativos: dosagem e propriedades mecânicas**. 2004.168 f. Tese Doutorado em Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia de S. Carlos, Universidade de S. Paulo, S. Carlos, SP, 2004.

VIEIRA, S. **Análise de variância: ANOVA**. Atlas, São Paulo, 2006.

YIN, R. K. **Estudo de caso: planejamento e métodos**. 2ª Ed.. Porto Alegre: Bookman, 2001.

WHITING, D.A.; NAGI, M. A. E. **Electrical Resistivity of Concrete – A Literature Review**. Skokie/USA, Portland Cement Association, 57 p. 2003.

WONG, Xuhao; WANG, Keijin; TAYLOR, Peter; MORCOUS, George. Assessing particle packing based self-consolidating concrete mix design method. **Construction and Building Materials.** n. 70, p. 439–452. 2014.

WONG, H. C.; KWAN, A. K. H. Packing density of cementitious materials: part 1—measurement using a wet packing method. **Materials and Structures.** n. 41, p. 689-701. 2008.

WONG, V.; CHAN, K.W.; KWAN, A. K. H. Applying theories of particle packing and rheology to concrete for sustainable development. **Org. Technol. Manag. Constr**. n. 5, p. 844-851. 2013.

WORLD BUSINESS COUNCIL FOR SUSTAINABLE DEVELOPMENT – WBCSD. The Cement Sustainability Initiative - Cement Industry Energy and CO2 Performance - "Getting the Numbers Right". Disponível em: http://www.wbcsdcement.org/pdf/CSI%20GNR%20Report%20final_updated%20Nov11_LR.pdf . Acessado em: julho de 2014.

XU, W. X.; LV, Z.; CHEN, H. S. Effects of particle size distribution, shape and volume fraction of aggregates on the wall effect of concrete via random sequential packing of polydispersed ellipsoidal particles**. Phisica A**. v. 392, p. 416-426. 2012.

YILDIRIM, H.; SENGUL, O. Modulus of elasticity of substandard and normal concretes. **Construction and Building Materials**. N. 25, P. 1645 – 1652. 2011.

YU, A.B. AND STANDISH, N. Estimation of the Porosity of Particle Mixtures by Linear-Mixture Packing Model. **Ind. Eng. Chem. Res.**, v. 30, pp. 1372-1385.1991.

YU, A. B; FENG, C. L.; YANG, R. Y. On the relationship between porosity and inter-particle forces. **Powder Technology**. n. 130, p. 70-76. 2003.

APÊNDICE A: ROTEIRO DE CÁLCULO DO MODELO CPM

A fim de propor uma melhor compreensão do procedimento de cálculo referente ao modelo CPM, apresenta-se um roteiro com o desenvolvimento deste. Neste trabalho, o modelo foi aplicado para obtenção da densidade de empacotamento da distribuição granulométrica proposto por Funk e Dinger (1980) de uma mistura com as dez classes de tamanho de grãos dos agregados disponíveis (brita 1, brita 0 e areia). Logo, o número de classes (*n*) é igual a 10.

Como dados de entrada para a aplicação do modelo, têm-se:

- O diâmetro de cada classe de tamanho de grãos, chamado de d_i;
- O volume relativo de grãos presente em cada classe, chamado de y_i;
- A densidade de empacotamento de cada classe, individualmente, chamada β_i.

Os diâmetros das dez classes estudadas são os referentes a cada uma das peneiras disponíveis. Para determinar os volumes relativos de cada classe, foi utilizado o modelo de Funk e Dinger, tendo sido este o que apresentou a maior densidade de empacotamento, dentre todos os modelos estudados. Por fim, as densidades de empacotamento de cada classe, individualmente, foram determinadas experimentalmente segundo a Equação (3.1), que tem como base as massas específica e unitária dos grãos. Dessa forma, os dados de entrada necessários à aplicação do modelo, relativos a cada uma das 10 classes estudadas, estão apresentados na Tabela A.I.

Tabela A.I – Dados de entrada para a aplicação do modelo CPM

Classe (n = 10)	d_i (mm)	Volume de cada fração para o modelo (%)	y_i	β_i
1	19	11,37	y_1 = 11,37/100 = 0,114	0,568
2	12,5	15,27	y_1 = 15,27/100 = 0,153	0,567
3	9,5	8,80	y_1 = 8,80/100 = 0,088	0,572
4	6,3	11,60	y_1 = 11,60/100 = 0,116	0,558
5	4,8	6,77	y_1 = 6,77/100 = 0,677	0,630
6	2,4	14,46	y_1 = 14,46/100 = 0,145	0,528
7	1,2	11,19	y_1 = 11,19/100 = 0,112	0,535
8	0,6	8,66	y_1 = 8,66/100 = 0,866	0,537
9	0,3	6,70	y_1 = 6,70/100 = 0,670	0,527
10	0,15	5,18	y_1 = 5,18/100 = 0,518	0,548

O procedimento de cálculo consiste em uma sequência de passos, descritos à continuação, para a obtenção dos valores da densidade de empacotamento virtual e real.

1° Passo: *Determinação dos efeitos de interação entre partículas*

Os efeitos de interação ente partículas são calculados através dos coeficientes a_{ij} e b_{ij} correspondentes ao efeito de afastamento e efeito parede, respectivamente, conforme Equações (2.19) e (2.20). É importante ressaltar que é necessário calcular estes coeficientes para todas as possíveis combinações entre classes de grãos, o que resulta nas matrizes apresentadas nas Tabelas A.II e A.III.

Tabela A.II – Resultados do coeficiente a_{ij}, referente ao efeito de afastamento

aij										
i/j	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	1,000	0,816	0,712	0,580	0,507	0,359	0,254	0,179	0,127	0,090
2	Valor $\notin \mathbb{R}$	1,000	0,876	0,715	0,624	0,442	0,313	0,221	0,156	0,111
3	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	1,000	0,819	0,716	0,507	0,359	0,254	0,179	0,127
4	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	1,000	0,877	0,622	0,440	0,312	0,220	0,156
5	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	1,000	0,712	0,504	0,357	0,252	0,179
6	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	1,000	0,712	0,504	0,357	0,252
7	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	1,000	0,712	0,504	0,357
8	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	1,000	0,712	0,504
9	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	1,000	0,712
10	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	1,000

De forma mais detalhada, para o cálculo dos coeficientes a_{11}, a_{12} e a_{21}, por exemplo, têm-se os resultados apresentados nas Equações (A.1) a (A.3), os quais estão de acordo com os apresentados na Tabela A.II.

$$a_{11} = \sqrt{1 - (1 - d_1/d_1)^{1,02}} = \sqrt{1 - (1 - 19000/19000)^{1,02}} = 1{,}00 \quad \text{(A.1)}$$

$$a_{12} = \sqrt{1 - (1 - d_2/d_1)^{1,02}} = \sqrt{1 - (1 - 12500/19000)^{1,02}} = 0{,}816 \quad \text{(A.2)}$$

$$a_{21} = \sqrt{1 - (1 - d_1/d_2)^{1,02}} = \sqrt{1 - (1 - 19000/12500)^{1,02}} = \notin \mathbb{R} \quad \text{(A.3)}$$

Tabela A.III – Resultados do coeficiente b_{ij}, referente ao efeito parede

bij										
i/j	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	1,000	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$
2	0,800	1,000	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$
3	0,646	0,882	1,000	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$
4	0,454	0,651	0,805	1,000	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$
5	0,354	0,517	0,652	0,884	1,000	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$
6	0,183	0,274	0,354	0,513	0,646	1,000	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$
7	0,093	0,140	0,183	0,272	0,350	0,646	1,000	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$
8	0,047	0,071	0,093	0,139	0,182	0,350	0,646	1,000	Valor $\notin \mathbb{R}$	Valor $\notin \mathbb{R}$
9	0,024	0,036	0,047	0,071	0,092	0,182	0,350	0,646	1,000	Valor $\notin \mathbb{R}$
10	0,012	0,018	0,024	0,036	0,047	0,092	0,182	0,350	0,646	1,000

Similarmente, para o cálculo dos coeficientes b_{11}, b_{12} e b_{21}, por exemplo, têm-se os resultados apresentados nas Equações (A.4) a (A.6), os quais estão de acordo com os apresentados na Tabela A.III.

$$b_{11} = 1 - \left(1 - \frac{d_1}{d_1}\right)^{1,50} = 1 - \left(1 - \frac{19000}{19000}\right)^{1,50} = 1{,}00 \quad \text{(A.4)}$$

$$b_{12} = 1 - \left(1 - \frac{d_1}{d_2}\right)^{1,50} = 1 - \left(1 - \frac{19000}{12500}\right)^{1,50} = \notin \mathbb{R} \quad \text{(A.5)}$$

$$b_{21} = 1 - \left(1 - \frac{d_2}{d_1}\right)^{1,50} = 1 - \left(1 - \frac{12500}{19000}\right)^{1,50} = 0{,}800 \quad \text{(A.6)}$$

O cálculo dos coeficientes a_{ij} e b_{ij}, referentes ao efeito de afastamento e efeito parede, respectivamente, devem ser feitos para todas as possíveis combinações entre classes de grãos seguindo os mesmos princípios indicados nas Equações (A.1) a (A.6).

Através das Tabelas A.II e A.III, pode-se observar que quando são combinadas classes cujos diâmetros dos grãos são iguais; ou seja, quando $d_i = d_j$, o resultado dos coeficientes é igual à unidade. Isso faz com que a diagonal principal de ambas as matrizes a_{ij} e b_{ij} corresponda a 1,00. Isso se justifica, pois grãos de mesmo tamanho não provocam efeito de afastamento ou efeito parede uns sobre os outros. Estes efeitos estão presentes apenas quando os diâmetros entre as classes de grãos são diferentes.

Os dados mostram, também, que o resultado encontrado para algumas combinações de classes não pertence ao conjunto dos números reais (R), o que impossibilita o prosseguimento do cálculo para as respectivas combinações. Para o coeficiente a_{ij}, isso ocorre quando o $d_i < d_j$, o que se justifica, pois o efeito de afastamento é resultado da ação de partículas de menor tamanho sobre partículas de maior tamanho. Logo, sempre que $d_i < d_j$, não se verificará ocorrência de efeito de afastamento. Para o coeficiente b_{ij} observa-se o contrário e o fato verifica-se quando $d_i > d_j$. O efeito parede é o resultado da ação de partículas de maior tamanho sobre partículas de menor tamanho, logo, se $d_i > d_j$, não haverá efeito parede.

2° Passo: *Determinação da densidade de empacotamento virtual*

O segundo passo consiste em determinar a densidade de empacotamento virtual através da Equação (2.21) presente no corpo da pesquisa, considerando em cada etapa de cálculo uma classe de grãos como dominante (i). Dessa forma, foram desenvolvidas dez equações, uma para cada classe dominante. A Equação (A.7) e (A.8) demonstram um exemplo no qual a classe 19000 é dominante.

$$\gamma_1 = \frac{\beta_1}{1-\sum_{j=1}^{1-1=0}\left[1-\beta_1+b_{1j}.\beta_1\left(1-\frac{1}{\beta_j}\right)\right].y_j-\sum_{j=1+1=2}^{10}\left[1-a_{1j}.\frac{\beta_1}{\beta_j}\right].y_j} \quad \text{(A.7)}$$

$$\gamma_1 = \frac{\beta_1}{1-\left\{\left[1-a_{12}.\frac{\beta_1}{\beta_2}\right].y_2+\left[1-a_{13}.\frac{\beta_1}{\beta_3}\right].y_3+\left[1-a_{14}.\frac{\beta_1}{\beta_4}\right].y_4+\left[1-a_{15}.\frac{\beta_1}{\beta_5}\right].y_5+\left[1-a_{16}.\frac{\beta_1}{\beta_6}\right].y_6+\left[1-a_{17}.\frac{\beta_1}{\beta_7}\right].y_7+\left[1-a_{18}.\frac{\beta_1}{\beta_8}\right].y_8++\left[1-a_{19}.\frac{\beta_1}{\beta_9}\right].y_9+\left[1-a_{110}.\frac{\beta_1}{\beta_{10}}\right].y_{10}\right\}} \quad \text{(A.8)}$$

Substituindo os valores correspondentes na equação (A.8) tem-se, respectivamente, as equação (A.9), que apresenta o resultado de densidade de empacotamento virtual, considerando neste caso a classe 19000 como dominante. Deve-se fazer isto para todas as classes.

$$\gamma_1 = \frac{0{,}568}{1-\left\{\left[1-0{,}816.\frac{0{,}568}{0{,}567}\right].0{,}153+\left[1-0{,}712.\frac{0{,}568}{0{,}572}\right].0{,}088+\left[1-0{,}580.\frac{0{,}568}{0{,}558}\right].0{,}116\right\}} = 1{,}10 \quad \text{(A.9)}$$

A Tabela A.IV apresenta os resultados considerando cada uma das classes como dominante.

Tabela A.IV – Resultados do empacotamento virtual de cada classe.

Classe	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Peneira	19000	12500	9500	6300	4800	2400	1200	600	300	150
β_{ti}	1,100	0,948	0,896	0,848	0,834	0,797	0,791	0,806	0,833	0,872

Com base nos resultados da Tabela A.IV tem-se a densidade de empacotamento virtual do conjunto, a qual corresponde ao menor valor encontrado, segundo a Equação (2.22) e como segue na Equação (A.10).

$$\gamma = \mathrm{MIN}(\gamma_i)\ 1 \leq i \leq 10 = 0{,}791 \quad \text{(A.10)}$$

Observa-se que a densidade de empacotamento virtual do conjunto granular foi obtida ao considerar a classe 6, de tamanho 2,4 mm, como dominante ($\gamma_6 = 0{,}791$).

3° Passo: *Determinação da densidade de empacotamento real*

A última etapa de cálculo consiste em determinar a densidade de empacotamento real (ϕ), a qual considera a aplicação de uma energia de compactação (K) relacionada ao processo experimental utilizado na determinação dos valores de β_i. Nesse caso adotou-se um valor de K = 4,5, pois este corresponde ao processo de aplicação de compactação por apiloamento, sendo este o processo utilizado experimentalmente (método A descrito na norma NBR NM 45).

Assim, a densidade de empacotamento real do conjunto pode ser determinada indiretamente segundo a Equação (2.23). Ao desenvolver a referida Equação e substituir as incógnitas pelos valores obtêm-se as Equações (A.11) e (A.12).

$$K = \sum_{i=1}^{10} \frac{y_i/\beta_i}{1/\phi - 1/\gamma_i} = \frac{y_1/\beta_1}{1/\phi - 1/\gamma_1} + \frac{y_2/\beta_2}{1/\phi - 1/\gamma_2} + \frac{y_3/\beta_3}{1/\phi - 1/\gamma_3} + \frac{y_4/\beta_4}{1/\phi - 1/\gamma_4} + \frac{y_5/\beta_5}{1/\phi - 1/\gamma_5} + \frac{y_6/\beta_6}{1/\phi - 1/\gamma_6} + \frac{y_7/\beta_7}{1/\phi - 1/\gamma_7} + \frac{y_8/\beta_8}{1/\phi - 1/\gamma_8} + \frac{y_9/\beta_9}{1/\phi - 1/\gamma_9} + \frac{y_{10}/\beta_{10}}{1/\phi - 1/\gamma_{10}} \quad \text{(A.11)}$$

$$4{,}5 = \frac{0{,}114/0{,}568}{1/\phi - 1/1{,}100} + \frac{0{,}153/0{,}567}{1/\phi - 1/0{,}948} + \frac{0{,}088/0{,}572}{1/\phi - 1/0{,}896} + \frac{0{,}116/0{,}558}{1/\phi - 1/0{,}848} + \frac{0{,}068/0{,}630}{1/\phi - 1/0{,}834} + \frac{0{,}145/0{,}528}{1/\phi - 1/0{,}797} + \frac{0{,}112/0{,}535}{1/\phi - 1/0{,}791} + \frac{0{,}087/0{,}537}{1/\phi - 1/0{,}806} + \frac{0{,}067/0{,}527}{1/\phi - 1/0{,}833} + \frac{0{,}052/0{,}548}{1/\phi - 1/0{,}872} \quad \text{(A.12)}$$

A Equação (A.12) resulta em uma Equação do 10º grau, por apresentar 10 termos referentes às 10 classes de grãos do presente estudo. Dessa forma, sua resolução foi facilitada pela utilização do software matemático Maple (http://www.maplesoft.com/products/Maple/) o qual gera o resultado das dez raízes da Equação. A densidade de empacotamento real (Φ) corresponde a raiz ∋ R de menor valor, nesse caso equivalente a 0,670.

APÊNDICE B: CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS

AGREGADO MIÚDO - AREIA

GRANULOMETRIA

Peneira (mm)	Massa retida (g)		Média (g)	% retida média	% acumulada	% passante
	1	2				
4,8	0,00	0,24	0,12	0,04	0,04	99,96
2,4	22,58	22,38	22,48	7,49	7,53	92,47
1,2	55,25	54,60	54,93	18,31	25,84	74,16
0,6	62,42	65,21	63,82	21,27	47,11	52,89
0,3	37,00	38,30	37,65	12,55	59,66	40,34
0,15	68,48	61,72	65,10	21,70	81,36	18,64
Fundo	54,47	57,35	55,91	18,64	100,00	0,00
Total	300,2	299,8	300,00	100,00	-	-

MASSA UNITÁRIA DA MISTURA E DAS FRAÇÕES

Volume do recipiente (cm³)			10190						
Massa (g)			Massa unitária (g/cm³)			Desvio padrão	Média (g/cm³)	Vazios	β
1	2	3	1	2	3				
17610,0	17500,0	17550,0	1,728	1,717	1,722	0,0054	1,723	0,343	0,657

Volume do recipiente (cm³)			399,67							
Fração (mm)	Massa (g)			Massa unitária (g/cm³)			Desvio padrão	Média (g/cm³)	Vazios	β
	1	2	3	1	2	3				
2,4	552,80	552,40	553,80	1,383	1,382	1,386	0,0018	1,384	0,472	0,528
1,2	560,30	561,00	558,70	1,402	1,404	1,398	0,0029	1,401	0,465	0,535
0,6	562,60	561,60	561,20	1,408	1,405	1,404	0,0018	1,406	0,463	0,537
0,3	550,90	553,30	550,30	1,378	1,384	1,377	0,0040	1,380	0,473	0,527
0,15	573,80	574,10	572,50	1,436	1,436	1,432	0,0021	1,435	0,452	0,548

MASSA ESPECÍFICA

Massa	1	2	Média (g)	d_{seca} (g/cm³)	d_{sss} (g/cm³)
M_1	855,8	872,4	864,10	2,62	2,63
M_2	1165,1	1183,4	1174,25		
M_{seca}	497,75	496,42	497,09		

ABSORÇÃO DE ÁGUA

Massa	1	2	Média (g)	a (%)
$M_{inicial}$	1000,00	1000,00	1000,00	0,40
M_{final}	1003,19	1004,83	1004,01	

MATERIAL PULVERULENTO

Massa	1	2	Média (g)	m (%)
$M_{inicial}$	500,00	500,00	500,00	8,17
M_{final}	451,5	466,8	459,15	

AGREGADO GRAÚDO – BRITA 1

GRANULOMETRIA

Peneira (mm)	Massa retida (g)		Média (g)	% retida média	% acumulada	% passante
	1	2				
25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00
19	121,33	128,15	124,74	2,49	2,49	97,51
12,5	3475,41	3380,98	3428,20	68,56	71,06	28,94
9,5	1092,11	1156,10	1124,11	22,48	93,54	6,46
6,3	305,79	330,53	318,16	6,36	99,90	0,10
4,8	0,22	0,18	0,20	0,00	99,91	0,09
2,4	0,00	0,00	0,00	0,00	99,91	0,00
1,2	0,00	0,00	0,00	0,00	99,91	0,00
0,6	0,00	0,00	0,00	0,00	99,91	0,00
0,3	0,00	0,00	0,00	0,00	99,91	0,00
0,15	0,00	0,00	0,00	0,00	99,91	0,00
Fundo	5,14	4,06	4,60	0,09	100,00	0,00
Total	5000,0	5000,0	5000,0	100,00	-	-

MASSA UNITÁRIA DA MISTURA E DAS FRAÇÕES

Volume do recipiente (cm³)			10190						
Massa (g)			Massa unitária (g/cm³)			Desvio padrão	Média (g/cm³)	Vazios	β
1	2	3	1	2	3				
15350,0	15510,0	15500,0	1,506	1,522	1,521	0,0088	1,517	0,430	0,570

Volume do recipiente (cm³)				399,67						
Fração (mm)	Massa (g)			Massa unitária (g/cm³)			Desvio padrão	Média (g/cm³)	Vazios	β
	1	2	3	1	2	3				
19	609,27	600,57	600,60	1,524	1,503	1,503	0,0125	1,510	0,432	0,568
12,5	600,60	597,70	611,60	1,503	1,495	1,530	0,0183	1,509	0,433	0,567
9,5	612,50	601,20	609,30	1,533	1,504	1,525	0,0146	1,520	0,428	0,572
6,3	598,00	584,56	597,30	1,496	1,463	1,494	0,0189	1,484	0,442	0,558

MASSA ESPECÍFICA

Massa	1	2	Média (g)	d_{seca} (g/cm³)	d_{sss} (g/cm³)	d_{apar} (g/cm³)	Absorção (%)
M_{seca}	3000,00	3000,00	3000,00	2,67	2,65	2,65	0,28
$M_{água}$	1874,49	1875,34	1874,92				
M_{sss}	3009,80	3007,00	3008,40				

MATERIAL PULVERULENTO

Massa	1	2	Média (g)	m (%)
$M_{inicial}$	2500,00	2500,00	2500,00	0,64
M_{final}	2487,5	2480,7	2484,10	

AGREGADO GRAÚDO – BRITA 0

GRANULOMETRIA

Peneira (mm)	Massa retida (g)		Média (g)	% retida média	% acumulada	% passante
	1	2				
25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
19	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12,5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9,5	2,00	0,00	1,00	0,10	0,10	99,90
6,3	213,06	195,86	204,46	20,45	20,55	79,45
4,8	273,40	242,14	257,77	25,78	46,32	53,68
2,4	439,97	458,55	449,26	44,93	91,25	8,75
1,2	31,29	45,58	38,44	3,84	95,09	4,91
0,6	5,30	12,39	8,85	0,88	95,98	4,02
0,3	0,00	0,00	0,00	0,00	95,98	4,02
0,15	0,00	0,00	0,00	0,00	95,98	4,02
Fundo	34,98	45,48	40,23	4,02	100,00	0,00
Total	1000,0	1000,0	1000,0	100,00	-	-

MASSA UNITÁRIA DA MISTURA E DAS FRAÇÕES

Volume do recipiente (cm³)			10190						
Massa (g)			Massa unitária (g/cm³)			Desvio padrão	Média (g/cm³)	Vazios	β
1	2	3	1	2	3				
17460,0	17420,0	17440,0	1,713	1,710	1,711	0,0020	1,711	0,388	0,612

Volume do recipiente (cm³)			399,67							
Fração (mm)	Massa (g)			Massa unitária (g/cm³)			Desvio padrão	Média (g/cm³)	Vazios	β
	1	2	3	1	2	3				
6,3	667,78	666,89	671,11	1,671	1,669	1,679	0,0056	1,673	0,371	0,629
4,8	670,04	667,30	671,20	1,676	1,670	1,679	0,0050	1,675	0,370	0,630
2,4	658,31	663,77	664,98	1,647	1,661	1,664	0,0089	1,657	0,377	0,623

MASSA ESPECÍFICA

Massa	1	Média (g)	d_{seca} (g/cm³)	d_{sss} (g/cm³)	d_{apar} (g/cm³)	Absorção (%)
M_{seca}	1939,60	1939,60	2,80	2,77	2,75	0,570
$M_{água}$	1245,68	1245,68				
M_{sss}	1950,66	1950,66				

MATERIAL PULVERULENTO

Massa	1	Média (g)	m (%)
$M_{inicial}$	1000,00	1000,00	1,37
M_{final}	986,3	986,30	

APÊNDICE C: CARACTERIZAÇÃO DOS CONCRETOS

Os resultados dos ensaios mecânicos (resistência à compressão e módulo de elasticidade estático) realizados para o concreto de referência de 25 ($Ref._{25}$) e 40 MPa ($Ref._{40}$), e concreto com a estrutura granular modificada de 25 ($Emp._{25}$) e 40 MPa ($Emp._{40}$), apresentados no item 4.6.2, seguem descritos nas Tabelas C.1 a C.9.

Legenda para análise da tabela ANOVA: SQ representa a soma de quadrados; GDL são os graus de liberdade; MQ são as médias quadradas; Teste F é a distribuição F de Snedecor; F tabelado é o valor tabelado de F de Snedecor.

Tabela C.1 – Resultado dos ensaios de resistência à compressão

Traços	**7 dias**				**28 dias**			
	$Ref._{25}$	**$Emp._{25}$**	**$Ref._{40}$**	**$Emp._{40}$**	**$Ref._{25}$**	**$Emp._{25}$**	**$Ref._{40}$**	**$Emp._{40}$**
Resistência à compressão (MPa)	24,7	26,1	35,7	38,0	33,0	35,5	49,8	49,6
	26,7	24,2	35,1	34,7	33,5	33,4	50,4	47,9
	24,3	25,8	38,1	36,6	35,8	35,6	47,9	50,9
	25,4	26,3	37,7	37,0	35,7	33,5	48,9	48,3
	25,9	24,1	38,0	36,5	36,0	34,5	49,8	49,3
Médias (MPa)	25,4	25,3	36,9	36,5	34,7	34,4	49,4	49,2
Coef. de var. (%)	5,0	4,2	1,2	3,5	4,8	3,1	2,7	2,8
Desvio padrão (MPa)	1,3	1,1	1,5	1,5	1,7	1,1	1,4	1,4

Tabela C.2 – Tabela ANOVA para análise dos resultados do ensaio de resistência à compressão do concreto aos 7 dias - f_{ck} = 25 MPa (95% confiabilidade)

Fonte	**SQ**	**GDL**	**MQ**	**Teste F**	**F tabelado**
Entre estrutura granular	0,0162	1	0,0166226	0,0182	5,3177
Erro	7,1411	8	0,892640	0,0182 < 5,3177; não há diferença entre grupos	
Total	7,1573	9			

Tabela C.3 – Tabela ANOVA para análise dos resultados do ensaio de resistência à compressão do concreto aos 7 dias - f_{ck} = 40 MPa (95% confiabilidade)

Fonte	**SQ**	**GDL**	**MQ**	**Teste F**	**F tabelado**
Entre estrutura granular	1,1186	1	1,118558	0,2736	5,3177
Erro	32,7114	8	4,088930	0,2736 < 5,3177; não há diferença entre grupos	
Total	3,8300	9			

Tabela C.4 – Tabela ANOVA para análise dos resultados do ensaio de resistência à compressão do concreto aos 28 dias - f_{ck} = 25 MPa (95% confiabilidade)

Fonte	**SQ**	**GDL**	**MQ**	**Teste F**	**F tabelado**
Entre estrutura granular	0,0595	1	0,0595	0,0311	5,3177
Erro	15,2825	8	1,9103	0,0311 < 5,3177; não há diferença entre grupos	
Total	15,3420	9			

Tabela C.5 – Tabela ANOVA para análise dos resultados do ensaio de resistência à compressão do concreto aos 28 dias - f_{ck} = 40 MPa (95% confiabilidade)

Fonte	SQ	GDL	MQ	Teste F	F tabelado
Entre estrutura granular	0,1096	1	0,1096	0,0739	5,3177
Erro	11,8510	8	1,4814	0,0739 < 5,3177; não há diferença entre grupos	
Total	11,9605	9			

Tabela C.6 - Resultado dos ensaios de módulo de elasticidade

	Traços	7 dias			28 dias	
		Comp. mecânico	Ext. elétrico de colagem superficial	Comp. mecânico	Ext. elétrico de colagem superficial	Ext. elétrico de fixação externa
Ref_{25}	Módulo de elasticidade (MPa)	24,1	22,3	29,4	31,0	32,1
		21,6	22.7	33,1	32,4	32,8
		-	-	-	-	32,6
	Média	22,9	22,5	31,3	31,7	32,5
	Desvio Pad.	1,79	0,24	2,6	1,0	0,4
	CV	7,8	1,1	8,3	3,3	1,1
Emp_{25}	Módulo de elasticidade (MPa)	26,6	31,0	32,2	32,4	34,2
		30,8	27,6	36,9	35,1	35,2
		-	-	-	-	35,9
	Média	28,7	29,3	34,6	33,8	35,1
	Desvio Pad.	2,3	2,4	3,3	1,9	0,83
	CV	10,4	8,3	9,7	5,7	2,4
Ref_{40}	Módulo de elasticidade (MPa)	23,5	24,7	31,6	35,1	35,6
		29,2	26,9	37,9	32,4	32,0
		-	-	-	-	31,5
	Média	26,4	25,8	34,7	33,8	33,0
	Desvio Pad.	4,0	1,6	4,5	1,9	2,2
	CV	15,2	6,0	13,0	5,6	6,8
Emp_{40}	Módulo de elasticidade (MPa)	30,1	33,7	32,7	39,0	36,5
		33,4	32,7	39,0	35,1	35,4
		-	-	-	-	38,0
	Média	31,8	33,2	35,8	37,0	36,6
	Desvio Pad.	2,4	0,71	4,5	2,7	1,3
	CV	7,5	2,2	12,4	7,4	3,6

Tabela C.7 – Tabela ANOVA para análise dos resultados do ensaio de módulo de elasticidade estático do concreto em relação a estrutura granular aos 7 dias (95% confiabilidade)

Fonte	SQ	GDL	MQ	Teste F	F tabelado
Entre estrutura granular	160,402	1	160,4022	35,77	4,60
Erro	62,7803	14	4,4843	35,77 > 4,60; há diferença entre grupos	
Total	223,18	15			
Limite de decisão	1,64				
Comparação Ref – Emp	6,33	>	1,64	Diferença significativa	

Tabela C.8 – Tabela ANOVA para análise dos resultados do ensaio de módulo de elasticidade estático do concreto em relação a estrutura granular aos 28 dias (95% confiabilidade)

Fonte	SQ	GDL	MQ	Teste F	F tabelado
Entre estrutura granular	51,2814	1	51,2814	18,97	4,23
Erro	70,2836	26	2,7032	18,97 > 4,23; há diferença entre grupos	
Total	121,565	27			
Limite de decisão	0,93				
Comparação Ref – Emp	2,71	>	0,93	Diferença significativa	

Tabela C.9 – Tabela ANOVA para análise dos resultados do ensaio de módulo de elasticidade estático do concreto em relação ao medidor de deformação aos 28 dias (95% confiabilidade)

Fonte	SQ	GDL	MQ	Teste F	F tabelado
Entre traços	0,3815	1	0,1907	0,0394	3,38
Erro	121,1834	26	4,8473	0,0394 < 3,38; não há diferença entre grupos	
Total	121,57	27			
Limite de decisão	0,42				
Comparação extensômetro elétrico de fixação externa – compressômetro mecânico	0,22	<	2,16	Estatisticamente equivalentes	
Comparação compressômetro mecânico – extensômetro elétrico de colagem superficial	0,03	<	2,16	Estatisticamente equivalentes	

Os resultados dos ensaios de durabilidade (absorção de água por imersão e capilaridade, resistividade elétrica e velocidade de pulso de ultrassom) realizados para o concreto de referência de 25 (Ref.$_{25}$) e 40 MPa (Ref.$_{40}$), e concreto com a estrutura granular modificada de 25 (Emp.$_{25}$) e 40 MPa (Emp.$_{40}$), apresentados no item 4.6.3, seguem descritos nas Tabelas C.10 a C.35.

Tabela C.10 – Resultados do ensaio de absorção por imersão para o concreto de referência C25

CP	Leituras massas (kg)/ Tempo(h)							Índice de vazios (%)
	M_{seco}	$M_{1/3}$	$M_{2/3}$	M_{24h}	M_{48h}	M_{72h}	$M_{72h(i)}$	
1	3,53	3,58	3,63	3,72	3,72	3,72	2,14	11,68
2	3,50	3,54	3,59	3,68	3,68	3,68	2,12	
3	3,52	3,57	3,62	3,70	3,70	3,70	2,14	
4	3,48	3,52	3,57	3,66	3,66	3,66	2,11	
Média	3,51	3,55	3,60	3,69	3,69	3,69	2,13	
Desvio padrão	0,022	0,028	0,028	0,026	0,026	0,026	0,015	
CV	0,63%	0,78%	0,76%	0,70%	0,70%	0,70%	0,7	
Absorção (%)	0,00	1,28	2,71	5,20	5,20	5,20	-	

Tabela C.11 – Resultados do ensaio de absorção por imersão para o concreto com estrutura granular modificada C25

CP	Leituras massas (kg)/ Tempo(h)							Índice de vazios (%)
	M_{seco}	$M_{1/3}$	$M_{2/3}$	M_{24h}	M_{48h}	M_{72h}	$M_{72h(i)}$	
1	3,53	3,62	3,67	3,72	3,73	3,73	2,17	12,92
2	3,58	3,65	3,72	3,77	3,78	3,78	2,18	
3	3,54	3,58	3,65	3,74	3,75	3,75	2,19	
Média	3,55	3,62	3,68	3,74	3,75	3,75	2,18	
Desvio	0,026	0,035	0,036	0,025	0,025	0,025	0,010	
CV	0,75%	0,97%	0,98%	0,67%	0,67%	0,67%	0,46%	
Absorção (%)	0,00	1,88	3,66	5,45	5,73	5,73	-	

Tabela C.12 – Resultados do ensaio de absorção por imersão para o concreto de referência C40

CP	Leituras massas (kg)/ Tempo(h)							Índice de vazios (%)
	M_{seco}	$M_{1/3}$	$M_{2/3}$	M_{24h}	M_{48h}	M_{72h}	$M_{72h(i)}$	
1	3,48	3,52	3,57	3,67	3,69	3,69	2,11	12,03
2	3,58	3,61	3,66	3,76	3,77	3,77	2,19	
3	3,56	3,60	3,64	3,73	3,73	3,73	2,15	
Média	3,54	3,58	3,62	3,72	3,73	3,73	2,15	
Desvio	0,053	0,049	0,047	0,046	0,040	0,040	0,040	
CV	1,49%	1,38%	1,30%	1,23%	1,07%	1,07%	1,86%	
Absorção (%)	0,00	1,04	2,35	5,08	5,37	5,37	-	

Tabela C.13 – Resultados do ensaio de absorção por imersão para o concreto com estrutura granular modificada C40

CP	Leituras massas (kg)/ Tempo(h)							Índice de vazios (%)
	M_{seco}	$M_{1/3}$	$M_{2/3}$	M_{24h}	M_{48h}	M_{72h}	$M_{72h(i)}$	
1	3,48	3,52	3,57	3,64	3,68	3,68	2,25	13,21
2	3,58	3,63	3,68	3,75	3,77	3,77	2,29	
3	3,55	3,60	3,65	3,73	3,75	3,75	2,27	
Média	3,54	3,58	3,63	3,71	3,7333	3,733	2,27	
Desvio	0,051	0,057	0,057	0,059	0,047	0,047	0,020	
Var.	1,45%	1,59%	1,57%	1,58%	1,27%	1,27%	0,88%	
Absorção (%)	0,00	1,22	2,64	4,71	5,46	5,46	-	

Tabela C.14 – Tabela ANOVA para análise dos resultados do ensaio de absorção de água por imersão (95% confiabilidade)

Fonte	SQ	GDL	MQ	Teste F	F tabelado
Entre traços	0,5874	3	0,1958	1,9314	3,71
Erro	1,0137	10	0,1013	1,9314 < 3,71; não há diferença entre grupos	
Total	121,57	13			
Limite de decisão	0,26				
Ref25 – Emp25	0,17	<	0,26	Estatisticamente equivalentes	
Ref40 – Emp40	0,17	<	0,26	Estatisticamente equivalentes	

Tabela C.15 – Resultados do ensaio de absorção por capilaridade para o concreto referência C25

CP	Leituras massas (kg)/Tempo (h)					
	0	3	6	24	48	72
1	3,53	3,54	3,55	3,57	3,57	3,57
2	3,50	3,51	3,52	3,53	3,54	3,54
3	3,53	3,53	3,54	3,55	3,55	3,55
4	3,51	3,51	3,52	3,53	3,53	3,53
Média	3,518	3,523	3,533	3,545	3,548	3,548
Desvio padrão	0,015	0,015	0,015	0,019	0,017	0,017
Absorção (g/cm²)	0,00	0,06	0,19	0,35	0,38	0,38

Tabela C.16 – Resultados do ensaio de absorção por capilaridade para o concreto com estrutura granular modificada C25

CP	Leituras massas (kg)/Tempo (h)					
	0	3	6	24	48	72
1	3,58	3,59	3,60	3,63	3,64	3,58
2	3,54	3,56	3,58	3,59	3,60	3,54
3	3,60	3,60	3,63	3,65	3,65	3,60
4	3,58	-	-	-	-	3,58
Média	3,575	3,583	3,603	3,623	3,630	3,630
Desvio padrão	0,025	0,021	0,025	0,031	0,026	0,026
Absorção (g/cm²)	0,00	0,11	0,36	0,62	0,70	0,70

Tabela C.17 – Resultados do ensaio de absorção por capilaridade para o concreto referência C40

CP	Leituras massas (kg)/Tempo (h)					
	0	3	6	24	48	72
1	3,57	3,58	3,59	3,61	3,62	3,58
2	3,56	3,58	3,58	3,60	3,61	3,54
3	3,57	3,57	3,58	3,59	3,60	3,60
Média	3,567	3,577	3,583	3,600	3,610	3,617
Desvio padrão	0,006	0,006	0,006	0,010	0,010	0,015
Absorção (g/cm²)	0,00	0,13	0,21	0,42	0,55	0,64

Tabela C.18 – Resultados do ensaio de absorção por capilaridade para o concreto com estrutura granular modificada C40

CP	Leituras massas (kg)/Tempo (h)					
	0	3	6	24	48	72
1	3,53	3,55	3,56	3,58	3,60	3,60
2	3,57	3,58	3,59	3,61	3,63	3,63
3	3,56	3,57	3,58	3,61	3,62	3,63
Média	3,553	3,567	3,577	3,600	3,617	3,620
Desvio padrão	0,021	0,015	0,015	0,017	0,015	0,017
Absorção (g/cm²)	0,00	0,17	0,30	0,59	0,81	0,85

Tabela C.19 – Tabela ANOVA para análise dos resultados do ensaio de absorção por capilaridade dos concretos estudados (95% confiabilidade)

Fonte	SQ	GDL	MQ	Teste F	F tabelado
Entre traços	0,4148	3	0,1382	6,77	3,86
Erro	0,1837	9	0,0204	7,77 > 3,86; há diferença entre grupos	
Total		12			
Limite de decisão	0,24				
Ref25 – Emp25	0,34	>	0,24	Diferença significativa	
Ref40 – Emp40	0,21	<	0,24	Estatisticamente equivalentes	

Tabela C.20 – Resultados do ensaio resistividade elétrica para o Ref_{25}

REF_{25}	Leituras de resistividade (kΩ.cm)					Média (kΩ.cm)	Desvio padrão	Coef. variação
7 dias	8,3	8,0	8,9	9,0	8,5	8,4	0,33	3,99%
	8,2	8,2	8,3	8,9	8,2			
	8,2	8,0	8,2	8,5	8,0			
	8,2	8,1	8,5	8,8	8,2			
28 dias	12,7	12,3	13,3	12,9	12,7	12,8	0,61	4,75%
	12,7	12,0	14,6	12,7	12,8			
	12,2	12,2	12,9	12,7	12,8			

Tabela C.21 – Resultados do ensaio resistividade elétrica para o Emp_{25}

EMP_{25}	Leituras de resistividade (kΩ.cm)					Média (kΩ.cm)	Desvio padrão	Coef. variação
7 dias	7,5	6,8	8,1	7,1	7,1	7,4	0,54	7,22%
	7,6	6,9	8,3	7,2	7,5			
	7,8	6,8	8,5	7,1	7,2			
28 dias	11,4	12,0	11,8	12,2	12,0	12,0	0,25	2,07%
	12,0	12,0	11,7	12,4	12,2			
	12,0	12,0	12,3	12,2	12,1			

Tabela C.22 – Resultados do ensaio resistividade elétrica para o Ref_{40}

Ref_{40}	Leituras de resistividade (kΩ.cm)					Média (kΩ.cm)	Desvio padrão	Coef. variação
7 dias	8,5	8,5	8,6	8,6	8,5	8,5	0,05	0,59%
	8,5	8,5	8,6	8,6	8,5			
	8,5	8,5	8,6	8,6	8,5			
28 dias	13,4	12,9	13,0	13,1	13,1	13,1	0,21	1,58%
	14,4	12,9	13,1	13,1	12,9			
	13,5	12,8	13,1	13,1	12,9			

Tabela C.23 – Resultados do ensaio resistividade elétrica para o Emp_{40}

Emp_{40}	Leituras de resistividade (kΩ.cm)					Média (kΩ.cm)	Desvio padrão	Coef. variação
7 dias	8,4	8,3	8,3	8,4	8,3	8,3	0,05	0,61%
	8,4	8,3	8,3	8,4	8,3			
	8,4	8,3	8,3	8,4	8,3			
28 dias	12,9	12,8	12,9	12,9	12,8	12,9	0,05	0,39%
	12,9	12,8	12,9	12,9	12,8			
	12,9	12,8	12,9	12,9	12,8			

Tabela C.24 – Tabela ANOVA para análise dos resultados do ensaio de resistividade elétrica de 7 dias para o concreto C25 (95% confiabilidade)

Fonte	SQ	GDL	MQ	Teste F	F tabelado
Entre traços	1,8874	1	1,8874	9,87	5,31
Erro	1,5292	8	0,1911	9,87 > 5,31; há diferença entre grupos	
Total		9			

Tabela C.25 – Tabela ANOVA para análise dos resultados do ensaio de resistividade elétrica de 7 dias para o concreto C40 (95% confiabilidade)

Fonte	SQ	GDL	MQ	Teste F	F tabelado
Entre traços	0,1	1	0,1	3,33	5,31
Erro	0,024	8	0,003	3,33 < 5,31; não há diferença entre grupos	
Total		9			

Tabela C.26 – Tabela ANOVA para análise dos resultados do ensaio de resistividade elétrica de 28 dias para o concreto C25 (95% confiabilidade)

Fonte	SQ	GDL	MQ	Teste F	F tabelado
Entre traços	1,3937	1	1,3937	9,04	5,31
Erro	1,2324	8	0,1540	9,04 < 5,31; há diferença entre grupos	
Total		9			

Tabela C.27 – Tabela ANOVA para análise dos resultados do ensaio de resistividade elétrica de 28 dias para o concreto C40 (95% confiabilidade)

Fonte	SQ	GDL	MQ	Teste F	F tabelado
Entre traços	0,1284	1	0,1284	5,25	5,31
Erro	0,1955	8	0,0244	5,25 < 5,31; não há diferença entre grupos	
Total		9			

Tabela C.28 – Resultados do ensaio de ultrassom para o Ref_{25}

REF	Leituras de velocidade de pulso (m/s)					Média (m/s)	Desvio Padrão	Módulo dinâmico (GPa)
7 dias	4608,0	4668,0	4608,0	4587,0	4640,0	4622,2	29,48	45,76
	4608,0	4668,0	4608,0	4587,0	4640,0			
	4608,0	4668,0	4608,0	4587,0	4640,0			
28 dias	4535,0	4608,0	4556,0	4608,0	4505,0	4544,0	52,27	44,48
	4474,0	4608,0	4505,0	4608,0	4556,0			
	4505,0	4608,0	4505,0	4474,0	4505,0			

Tabela C.29 – Resultados do ensaio de ultrassom para o Emp_{25}

REF	Leituras de velocidade de pulso (m/s)					Média (m/s)	Desvio Padrão	Módulo dinâmico (GPa)
7 dias	4662,0	4773,0	4717,0	4717,0	4717,0	4718,7	36,77	47,89
	4662,0	4773,0	4717,0	4717,0	4717,0			
	4662,0	4773,0	4739,0	4717,0	4717,0			
28 dias	4695,0	4662,0	4630,0	4695,0	4662,0	4662,9	25,78	46,77
	4662,0	4695,0	4630,0	4662,0	4695,0			
	4662,0	4662,0	4608,0	4662,0	4662,0			

Tabela C.30 – Resultados do ensaio de ultrassom para o Ref_{40}

REF	Leituras de velocidade de pulso (m/s)					Média (m/s)	Desvio Padrão	Módulo dinâmico (GPa)
7 dias	4640,0	4684,0	4608,0	4662,0	4662,0	4657,1	37,24	46,55
	4662,0	4717,0	4608,0	4662,0	4662,0			
	4695,0	4717,0	4608,0	4662,0	4608,0			
28 dias	4608,0	4556,0	4662,0	4577,0	4608,0	4608,6	45,81	45,80
	4608,0	4587,0	4684,0	4577,0	4608,0			
	4608,0	4577,0	4684,0	4577,0	4608,0			

Tabela C.31 – Resultados do ensaio de ultrassom para o Emp_{40}

REF	Leituras de velocidade de pulso (m/s)					Média (m/s)	Desvio Padrão	Módulo dinâmico (GPa)
7 dias	4773,0	4684,0	4751,0	4739,0	4695,0	4739,5	36,96	48,26
	4773,0	4684,0	4773,0	4773,0	4717,0			
	4773,0	4695,0	4773,0	4773,0	4717,0			
28 dias	4717,0	4717,0	4662,0	4717,0	4717,0	4704,5	26,25	47,58
	4717,0	4717,0	4640,0	4717,0	4717,0			
	4717,0	4717,0	4662,0	4717,0	4717,0			

Tabela C.32 – Tabela ANOVA para análise dos resultados do ensaio de módulo de elasticidade dinâmico aos 7 dias (95% confiabilidade)

Fonte	SQ	GDL	MQ	Teste F	F tabelado
Entre traços	20,415	3	6,8049	13,25	3,24
Erro	8,2166	16	0,5135	13,25 > 3,24; há diferença entre grupos	
Total	28,63	19			
Limite de decisão	0,96				
Ref25 – Emp25	2,13	>	0,85	Diferença significativa	
Ref40 – Emp40	1,72	>	0,85	Diferença significativa	

Tabela C.33 – Tabela ANOVA para análise dos resultados do ensaio de módulo de elasticidade dinâmico aos 28 dias (95% confiabilidade)

Fonte	SQ	GDL	MQ	Teste F	F tabelado
Entre traços	27,013	3	9,0044	22,52	3,24
Erro	6,3952	16	0,3996	22,52 > 3,24; há diferença entre grupos	
Total	33,41	19			
Limite de decisão	0,85				
Ref25 – Emp25	3,31	>	0,85	Diferença significativa	
Ref40 – Emp40	1,77	>	0,85	Diferença significativa	

Tabela C.34 – Tabela ANOVA para análise dos resultados do ensaio de módulo de elasticidade dinâmico aos 7 dias (95% confiabilidade)

Fonte	SQ	GDL	MQ	Teste F	F tabelado
Entre traços	20,415	3	6,8049	13,25	3,24
Erro	8,2166	16	0,5135	13,25 > 3,24; há diferença entre grupos	
Total	28,63	19			
Limite de decisão	0,96				
Ref25 – Emp25	2,13	>	0,85	Diferença significativa	
Ref40 – Emp40	1,72	>	0,85	Diferença significativa	

Tabela C.35 – Tabela ANOVA para análise dos resultados do ensaio de módulo de elasticidade dinâmico aos 28 dias (95% confiabilidade)

Fonte	SQ	GDL	MQ	Teste F	F tabelado
Entre traços	27,013	3	9,0044	22,52	3,24
Erro	6,3952	16	0,3996	22,52 > 3,24; há diferença entre grupos	
Total	33,41	19			
Limite de decisão	0,85				
Ref25 – Emp25	3,31	>	0,85	Diferença significativa	
Ref40 – Emp40	1,77	>	0,85	Diferença significativa	

Os resultados dos ensaios mecânicos (resistência à compressão e módulo de elasticidade estático) realizados para o concreto com variação do teor de agregados para os concretos de classe C25 e C40, apresentados no item 4.8, seguem descritos nas Tabelas C.36 a C.38.

Tabela C.36 – Resultado dos ensaios de resistência à compressão

Traços	C25			C40		
	m=5,08	m=6,08	m=7,08	m=3,08	m=4,08	m=5,08
Resistência à compressão (MPa)	35,9	42,0	26,6	49,6	46,9	42,0
	33,4	40,8	29,9	47,1	48,5	41,1
	35,6	41,8	28,3	50,9	47,9	41,0
	33,7	40,6	30,0	48,9	51,0	41,3
	33,3	40,8	28,9	49,0	50,5	40,0
Médias (MPa)	34,5	41,2	28,7	34,7	34,4	49,4
Coef. de var. (%)	3,6	1,6	4,8	4,8	3,1	2,7
Desvio padrão (MPa)	1,2	0,7	1,4	1,5	1,7	1,1

Tabela C.37 – Resultados do ensaio de módulo de elasticidade do concreto de classe C25 aos 28 dias

m	Medidor	Módulo (GPa)			Média (GPa)	Desvio Padrão	Coef. variação
5,08	Compressômetro mecânico	34,2	34,9	-	34,6	0,52	1,49%
	Extensômetro elétrico de fixação externa	34,2	35,2	35,9	35,1	0,83	2,38%
	Extensômetro elétrico de colagem superficial	32,4	35,1	-	33,8	1,92	5,70%
6,08	Compressômetro mecânico	35,2	37,9	-	36,6	1,93	5,28%
	Extensômetro elétrico de fixação externa	34,7	36,0	38,1	36,5	1,72	4,70%
	Extensômetro elétrico de colagem superficial	34,4	37,1	-	35,8	1,92	5,38%
7,08	Compressômetro mecânico	35,2	39,9	-	37,6	3,34	8,91%
	Extensômetro elétrico de fixação externa	37,7	36,1	38,3	37,4	1,14	3,04%
	Extensômetro elétrico de colagem superficial	36,4	37,1	-	36,8	0,51	1,38%

Tabela C.38 – Resultados do ensaio de módulo de elasticidade do concreto de classe C40 aos 28 dias

m	Medidor	Módulo (GPa)			Média (GPa)	Desvio Padrão	Coef. variação
3,08	Compressômetro mecânico	34,37	36,97	-	35,7	1,84	5,15%
	Extensômetro elétrico de fixação externa	36,53	35,35	37,98	36,6	1,32	3,60%
	Extensômetro elétrico de colagem superficial	38,96	35,09	-	36,1	2,74	7,58%
4,08	Compressômetro mecânico	38,67	34,97	-	36,8	2,62	7,11%
	Extensômetro elétrico de fixação externa	36,30	36,20	41,30	37,9	2,92	7,69%
	Extensômetro elétrico de colagem superficial	35,96	38,09	-	37,0	1,51	4,07%
5,08	Compressômetro mecânico	39,67	36,5	-	38,1	2,24	5,89%
	Extensômetro elétrico de fixação externa	39,00	37,30	39,70	38,7	1,23	3,19%
	Extensômetro elétrico de colagem superficial	37,46	38,09	-	37,8	0,45	1,18%

Os resultados dos ensaios de durabilidade (resistividade elétrica e velocidade de pulso de ultrassom) realizados para o concreto com variação do teor de agregados para os concretos de classe C25 e C40, apresentados no item 4.8, seguem descritos nas Tabelas C.39 a C.42.

Tabela C.39 – Resultados do ensaio resistividade elétrica para o concreto de classe C25

m	Leituras de resistividade (kΩ.cm)					Média (kΩ.cm)	Desvio padrão	Coef. variação
5,08	11,4	12,3	11,8	12,2	12,0	12,1	0,29	2,39%
	12,0	12,5	11,7	12,4	12,2			
	12,0	12,3	12,3	12,2	12,1			
6,08	15,5	17,1	15,8	16,6	16,9	16,5	0,48	2,89%
	17,0	16,2	16,1	17,1	16,5			
	16,8	16,3	16,4	16,1	16,4			
7,08	15,8	17,4	15,8	16,8	16,4	12,7	0,79	4,75%
	15,3	17,5	16,5	17,5	17,5			
	15,7	16,9	15,9	17,4	17,4			

Tabela C.40 – Resultados do ensaio resistividade elétrica para o concreto de classe C40

m	Leituras de resistividade (kΩ.cm)					Média (kΩ.cm)	Desvio padrão	Coef. variação
3,08	12,5	12,6	12,6	12,2	12,3	12,5	0,20	1,63%
	12,9	12,3	12,4	12,6	12,4			
	12,7	12,4	12,2	12,2	12,5			
4,08	20,3	20,5	21,6	21,3	21,0	21,0	0,69	3,29%
	20,2	21,4	22,8	21,3	21,1			
	20,5	20,0	21,2	21,3	21,1			
5,08	22,4	21,4	21,9	21,5	21,8	21,7	0,45	2,09%
	21,2	21,1	21,7	21,7	21,4			
	21,7	21,7	22,8	21,2	21,9			

Tabela C.41 – Resultados do ensaio de ultrassom para o concreto de classe C25

m	Leituras de velocidade de pulso (m/s)					Média (m/s)	Desvio Padrão	Módulo dinâmico (GPa)
5,08	4695,0	4662,0	4630,0	4695,0	4662,0	4662,9	0,28	46,8
	4662,0	4695,0	4630,0	4662,0	4695,0			
	4662,0	4662,0	4608,0	4662,0	4662,0			
6,08	5013,0	4975,0	4890,0	4950,0	5013,0	4968,2	0,71	53,5
	5013,0	4975,0	4890,0	4950,0	5013,0			
	5013,0	4975,0	4890,0	4950,0	5013,0			
7,08	5038,0	5013,0	4988,0	5013,0	4950,0	4995,3	0,94	54,1
	5038,0	5013,0	4950,0	5013,0	4950,0			
	5038,0	5013,0	4950,0	5013,0	4950,0			

Tabela C.42 – Resultados do ensaio de ultrassom para o concreto de classe C40

m	Leituras de velocidade de pulso (m/s)					Média (m/s)	Desvio Padrão	Módulo dinâmico (GPa)
3,08	4717,0	4717,0	4662,0	4717,0	4717,0	4704,5	0,52	47,5
	4717,0	4717,0	4640,0	4717,0	4717,0			
	4717,0	4717,0	4662,0	4717,0	4717,0			
4,08	5013,0	4890,0	4950,0	4950,0	4950,0	4950,6	0,72	54,1
	5013,0	4890,0	4950,0	4950,0	4950,0			
	5013,0	4890,0	4950,0	4950,0	4950,0			
5,08	5013,0	4950,0	5013,0	4950,0	5013,0	4987,8	1,11	54,8
	5013,0	4950,0	5013,0	4950,0	5013,0			
	5013,0	4950,0	5013,0	4950,0	5013,0			