

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CONSTRUÇÃO CIVIL

**ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO AGREGADO
GRAÚDO DE DIFERENTES ORIGENS
MINERALÓGICAS NAS PROPRIEDADES
MECÂNICAS DO CONCRETO**

Miguel Fernando Schettini Alhadad

Belo Horizonte

2008

Miguel Fernando Schettini Alhadass

**ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO AGREGADO GRAÚDO
DE DIFERENTES ORIGENS MINERALÓGICAS NAS
PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO**

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Construção Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Construção Civil.

Área de Concentração: Materiais de Construção Civil

Linha de Pesquisa: Materiais Cimentícios

Orientador: Prof. Dr. José Márcio Fonseca Calixto

Belo Horizonte

Escola de Engenharia da UFMG

2008

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CONSTRUÇÃO CIVIL

**ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO AGREGADO GRAÚDO DE
DIFERENTES ORIGENS MINERALÓGICAS NAS PROPRIEDADES
MECÂNICAS DO CONCRETO**

Miguel Fernando Schettini Alhadas

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Construção Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Construção Civil.

Comissão Examinadora:

Prof. Dr. José Márcio Fonseca Calixto
DEES/ UFMG – (Orientador)

Prof. Dr. Adriano de Paula e Silva
DEMC/ UFMG –

Prof. Dr. Weber Guadagnin Morávia
CEFET-MG

Eng^a. Maria Cecília Novaes Firmo Ferreira
CEMIG- Companhia Energética de Minas Gerais

Belo Horizonte, 29 de Setembro de 2008.

DEDICATÓRIA

Este trabalho é orgulhosamente
dedicado aos meus filhos Bernardo e Arthur.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho é fruto de muita luta e perseverança e sem a presença positiva de várias pessoas não teria êxito. Assim, agradeço a todos que colaboraram para que o título de Mestre em Construção Civil fosse alcançado.

Aos meus pais e irmãos, que sempre me incentivaram nos estudos.

À especial atenção do Professor José Márcio Fonseca Calixto, pela sabedoria, atenção e apoio.

Ao Engenheiro Tibiriçá Gomes de Mendonça da CEMIG, pela autorização para utilização do Laboratório de Solos da CEMIG.

Ao Engenheiro Cléber José de Carvalho da CEMIG, pela atenção dispensada na preparação do laboratório para realização dos ensaios.

Ao Roberto, à Priscila e toda a equipe de laboratoristas da CEMIG, os quais colaboraram de forma imprescindível.

À Engenheira Maria Cecília Novaes Firmo Ferreira da CEMIG, cujas orientações foram fundamentais para o enriquecimento deste trabalho.

Ao Professor Paulo Brandão, da Escola de Engenharia de Minas da UFMG, pela análise dos agregados.

Ao Geraldo Evaristo Silva, Laboratorista do Departamento de Estruturas da UFMG, pela dedicação, zelo e comprometimento, que em muito contribuíram para o desenvolvimento deste trabalho.

Ao Walner Rogério de Mendonça, Gerente de obras do TJMG pela costumeira compreensão nos momentos necessários, em meio às atribuições da obra.

Aos Engenheiros Antonio Ribeiro Martins, Belmiro Marques, Sérgio Agra e Vinícius Lott, bem como ao grupo de motoristas do TJMG, que se prontificaram a trazer das obras, o material necessário para o desenvolvimento deste trabalho.

A todos os colegas de trabalho do TJMG, em especial Ana Paula, Beatriz, Lílian, Paulo Mourthé e Sérgio Alves, que contribuíram com sugestões, críticas e incentivo.

Às Empresas CIMA Engenharia, TOPUS - Construções Civis Ltda.,UNI ENGENHARIA, pela cooperação na cessão do material necessário (brita) para realização dos ensaios.

A Cimentos Holcim, em especial aos Engenheiros Flávio Renato Pereira Capuruço e Marcelo Singulani, pela cessão dos materiais necessários (cimento areia, brita e aditivo) para a realização dos ensaios.

Aos colegas de Mestrado.

À Cristiane Faquineli, pela colaboração na execução dos ensaios de laboratório.

A todos os funcionários do Departamento de Materiais de Construção, que contribuíram pelo zelo nas instalações. Agradecimento especial a Ivonete, pela presteza e educação no trato com os alunos.

Aos professores do Departamento de Materiais de Construção que lutaram para a implantação do curso de Mestrado em Construção Civil e pelo compromisso na formação cultural dos alunos do curso de Mestrado, sabedores da responsabilidade que é ensinar.

Aos professores da graduação da UFJF, formadores dos primeiros passos na minha carreira de engenheiro.

A Deus e sua equipe, em especial ao meu anjo da guarda por tudo que representam na minha existência.

*“...Não queremos
aprender o que sabemos...”*

“Infinita HighWay -Engenheiros do Hawai

*“Não busco discípulos para
comunicar-lhes saberes. Os saberes
estão soltos por aí, para quem quiser.
Busco discípulos para neles plantar
minhas esperanças.”*

ALVES, Rubens; Entre a Ciência e a
Sapiência- Edições Loyola, São Paulo-SP,
Brasil 2004

SUMÁRIO

LISTA DE TABELAS.....	xiii
LISTA DE FIGURAS.....	xv
LISTA DE ABREVIACOES, SÍMBOLOS E SIGLAS.....	xx
RESUMO.....	xxi
ABSTRACT.....	xxii
1. INTRODUÇÃO.....	23
1.1. CONSIDERAOES PRELIMINARES.....	23
1.2. JUSTIFICATIVA DO ESTUDO.....	24
1.3. OBJETIVO DO ESTUDO.....	25
1.4. APRESENTAÇÃO DO TRABALHO.....	26
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	27
2.1. INTRODUÇÃO.....	27
2.2. FATORES QUE INFLUEM NA RESISTÊNCIA  COMPRESSÃO DO CONCRETO.....	28
2.2.1. Características e Proporoes dos Materiais Constituintes.....	29
2.2.1.1- Relação gua- Cimento.....	29
2.2.1.2 - Finura e Tipo de Cimento.....	31
2.2.1.3 - Forma, Textura e Dimensão Máxima do Agregado.....	34
2.2.1.4 - Natureza do Agregado.....	38
2.2.1.5 - Granulometria do Agregado.....	40
2.2.1.6 - Aditivos Químicos.....	40
2.2.1.7 - Adioes Mineraiis.....	41

2.2.1.8 - Relação Agregado-Cimento.....	42
2.2.2 - Condições de Cura.....	43
2.2.3 - Parâmetros de Ensaio.....	44
2.3 FATORES QUE AFETAM O MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO.....	46
2.3.1 - Características e Proporções dos Materiais.....	49
2.3.1.1 - Relação Água-Cimento.....	49
2.3.1.2 - Consumo de Cimento.....	49
2.3.1.3 - Aditivos Químicos.....	52
2.3.1.4 - Adições Minerai.....	52
2.3.1.5 - Dimensão Máxima do Agregado.....	53
2.3.1.6 - Fração Volumétrica do Agregado Graúdo.....	54
2.3.1.7 - Porosidade e Módulo de Elasticidade do Agregado.....	55
2.3.1.8 - Natureza do Agregado.....	56
2.3.2 - Condições de Cura.....	56
2.3.3 - Parâmetros do Ensaio.....	57
2.3.3.1 - Umidade do Corpo de Prova.....	57
2.3.3.2 - Velocidade de Carregamento.....	57
2.3.3.3 - Tensão.....	57
2.4 - EXPRESSÕES PARA AVALIAÇÃO DO MÓDULO DE DEFORMAÇÃO.....	57
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	59
3.1. INTRODUÇÃO.....	59
3.2. MATERIAIS CONSTITUINTES DE CONCRETO.....	60
3.2.1. Cimento.....	60
3.2.2. Agregado miúdo.....	61

3.2.3. Agregado graúdo.....	63
3.2.3.1. Agregado de calcário da região de Belo Horizonte.....	63
3.2.3.2. Agregado de calcário da região de Montes Claros.....	65
3.2.3.3. Agregado de gnaïsse da região de Guaxupé.....	66
3.2.3.4. Agregado de gnaïsse da região de Passos.....	67
3.2.3.5. Agregado de gnaïsse da região de Patos de Minas.....	69
3.2.3.6. Agregado de gnaïsse da região de Uberlândia.....	70
3.2.4. Aditivo.....	71
3.2.5. Água.....	71
3.3. DOSAGEM DO CONCRETO.....	71
3.4. FABRICAÇÃO DO CONCRETO.....	74
3.5. MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA.....	75
3.6. CURA DO CONCRETO.....	75
3.7. ENSAIO DO CONCRETO ENDURECIDO.....	75
3.7.1. Ensaio de resistência à compressão.....	76
3.7.2. Ensaio para determinação do módulo de deformação.....	77
4. ANÁLISE E APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS.....	79
4.1 INTRODUÇÃO.....	79
4.2 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	79
4.2.1 Agregados Graúdos de Calcário.....	79
4.2.1.1 Resistência à compressão.....	80
4.2.1.2 Módulo de deformação.....	81
4.2.2 Agregados Graúdos de Gnaïsse.....	82

4.2.2.1 Resistência à compressão.....	83
4.2.2.2 Módulo de deformação.....	85
4.2.3 Agregados Graúdos de Basalto.....	86
4.2.3.1 Resistência à compressão.....	86
4.2.3.2 Módulo de deformação.....	87
4.2.4 Agregados Graúdos de Dolomito.....	88
4.2.4.1 Resistência à compressão.....	88
4.2.4.2 Módulo de deformação.....	89
4.3 ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE CONCRETOS FABRICADOS COM AGREGADOS DE DIFERENTES ORIGENS MINERALÓGICAS.....	90
4.3.1 Resistência à compressão.....	91
4.3.2 – Módulo de deformação.....	92
4.4 ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS COM PRESCRIÇÕES DE DIVERSAS NORMAS.....	93
4.4.1. Avaliação do ganho de resistência à compressão ao longo do tempo conforme NBR 6118.....	93
4.4.2 Análise comparativa do módulo de deformação com a equação prescrita pela NBR 6118.....	94
4.4.3. ACI 318.....	99

4.4.4. EUROCODE 2:2004.....	100
4.4.5 CEB 1990.....	103
4.4.6.Avaliação do ganho de módulo de deformação ao longo do tempo conforme CEB 1990.....	106
5.0 CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	108
5.1 - INTRODUÇÃO.....	108
5.2 - CONCLUSÕES.....	109
5.3 SUGESTÕES PARA ESTUDOS FUTUROS.....	110
6.0 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	111
Anexo I.....	116

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1.-Resistência relativa aproximada do concreto segundo o tipo de cimento - MEHTA e MONTEIRO (1993).....	34
TABELA 2.2.-Correspondência entre classificação dos cimentos segundo a ASTM e a ABNT.....	35
TABELA 2.3.-Influência da dimensão máxima e do tipo do agregado sobre a resistência à compressão do concreto PEREIRA NETO e DJANIKIAN (1996).....	37
TABELA 2.4.-Influência da dimensão máxima e do tipo do agregado sobre o módulo de elasticidade do concreto - PEREIRA NETO E DJANIKIAN (1996).....	54
TABELA 2.5.-Expressões para estimar o módulo de deformação do concreto (E_{cs} e f_c em MPa).....	58
TABELA 3.1.-Caracterização física do cimento CPIII-40 RS.....	60
TABELA 3.2.-Caracterização química do cimento CPIII-40 RS.....	61
TABELA 3.3.-Caracterização do agregado miúdo.....	62
TABELA 3.4.-Caracterização do agregado de calcário da região de Belo Horizonte.....	64
TABELA 3.5.-Caracterização do agregado de calcário da região de Montes Claros.....	66
TABELA 3.6.-Caracterização do agregado de gnaisse da região de Guaxupé.....	67
TABELA 3.7.-Caracterização do agregado de gnaisse da região de Passos.....	68
TABELA 3.8.-Caracterização do agregado de dolomito da região de Patos de Minas.....	70
TABELA 3.9.-Caracterização do agregado de basalto da região de Uberlândia.....	71
TABELA 3.10.-Características do aditivo.....	72
TABELA 3.11.-Nomenclatura e dosagens dos traços de concreto.....	75

TABELA 4.1 - Resultados do ensaio de resistência à compressão dos concretos fabricados com agregados de calcário.....	82
TABELA 4.2– Resultados do ensaio de módulo de deformação dos concretos fabricados com agregados de calcário.....	83
TABELA 4.3 – Resultados do ensaio de resistência à compressão dos concretos fabricados com agregados de gnaise.....	85
TABELA 4.4 – Resultados do ensaio de módulo de deformação dos concretos fabricados com agregados de gnaise.....	87
TABELA 4.5 – Resultados do ensaio de resistência à compressão do concreto fabricado com agregado de basalto.....	88
TABELA 4.6 – Resultados do ensaio de módulo de deformação do concreto fabricado com agregado de basalto.....	90
TABELA 4.7 – Resultados do ensaio de resistência à compressão do concreto fabricado com agregado de dolomito.....	91
TABELA 4.8 – Resultados do ensaio de módulo de deformação do concreto fabricado com agregado de dolomito.....	92
TABELA 4.9 – Resultados do ensaio de resistência à compressão dos concretos fabricados com agregados de diferentes origens mineralógicas.....	93
TABELA 4.10 - Resultados do ensaio de resistência à compressão dos concretos fabricados com agregados de diferentes origens mineralógicas.....	95
TABELA 4.11 – Valores do índice de correção a_1.....	99

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1. Fatores que afetam a resistência à compressão – MEHTA e MONTEIRO (1997).....	30
FIGURA 2.2. Influência do adensamento na relação f_c versus a/c – NEVILLE (1997).....	31
FIGURA 2.3 - Influência da relação a/c na resistência à compressão do concreto, segundo MEHTA e MONTEIRO (1993).....	32
FIGURA 2.4 - Influência da superfície específica do cimento sobre a resistência do concreto - NEVILLE (1997).....	33
FIGURA 2.5 – Influência do tipo de cimento (classificação ASTM) sobre a resistência do concreto em função da idade - NEVILLE (1997).....	34
FIGURA 2.6 – Influência da dimensão máxima do agregado sobre a resistência do concreto - MEHTA e MONTEIRO (1993).....	37
FIGURA 2.7 - Influência da dimensão máxima do agregado sobre a resistência do concreto - EVANGELISTA (2002).....	38
FIGURA 2.8- Influência do tipo de agregado sobre a resistência dos concretos, EVANGELHISTA (2002).....	40
FIGURA 2.9- Relação entre a resistência à compressão e o volume de agregado para concretos com a/c constante e igual a 0,5 - NEVILLE (1997).....	43
FIGURA 2.10- Influência do tipo e do tempo de cura sobre a resistência do concreto - MEHTA e MONTEIRO (1993).....	44
FIGURA 2.11- Comportamento típico tensão-deformação da pasta de cimento, agregado e concreto - NEVILLE (1997).....	47
FIGURA 2.12- Resumo dos fatores que afetam o valor do módulo de deformação do concreto.....	49
FIGURA 2.13- Influência da relação água-cimento sobre o módulo de elasticidade MELO NETO e HELENE (2002).....	50
FIGURA 2.14 – Influência do consumo de cimento sobre o módulo de elasticidade de concretos com relação água-cimento constantes - MELO NETO e HELENE (2002).....	51

FIGURA 2.15 – Influência do consumo de cimento sobre o módulo de elasticidade de concretos com abatimento do tronco de cone constante MELO NETO e HELENE (2002).....	51
FIGURA 2.16 – Módulo de deformação para os concretos das classes 20, 30, 35 e 40 para os três diferentes tipos de materiais cimentícios.....	53
FIGURA 2.17 - Influência do teor de agregado sobre o módulo de elasticidade do concreto MELO NETO e HELENE (2002).....	55
FIGURA 2.18- Influência do teor de agregado sobre o módulo de elasticidade do concreto MELO NETO e HELENE (2002).....	55
FIGURA 3.1 - Ensaio de massa específica da areia.....	61
FIGURA 3.2- Resultado do ensaio de caracterização granulométrica do agregado miúdo segundo as Normas ABNT.....	62
FIGURA 3.3 - Ensaio de absorção do agregado de calcário da região de Belo Horizonte.....	63
FIGURA 3.4 - Ensaio de massa específica do agregado de calcário da região de Belo Horizonte.....	64
FIGURA 3.5 – Resultado do ensaio de caracterização granulométrica do agregado gráudo de calcário de Belo Horizonte, segundo as Normas ABNT..	65
FIGURA 3.6 – Resultado do ensaio de caracterização granulométrica do agregado gráudo de calcário de Montes Claros, segundo as Normas ABNT...	66
FIGURA 3.7 – Resultado do ensaio de caracterização granulométrica do agregado gráudo de gnaïsse de Guaxupé, segundo as Normas ABNT.....	67
FIGURA 3.8 – Resultado do ensaio de caracterização granulométrica do agregado gráudo de gnaïsse de Passos, segundo as Normas ABNT.....	69
FIGURA 3.9 – Resultado do ensaio de caracterização granulométrica do agregado gráudo de dolomito de Patos de Minas, segundo as Normas ABNT	70
FIGURA 3.10 – Resultado do ensaio de caracterização granulométrica do agregado gráudo de basalto de Uberlândia, segundo as Normas ABNT.....	71
FIGURA 3.11– Prensa utilizada nos ensaios do concreto endurecido.....	77
FIGURA 3.12 – Equipamentos utilizados nos ensaios do concreto endurecido.....	77
FIGURA 3.13 – Equipamento utilizado no ensaio de módulo de deformação.	79

FIGURA 4.1 - Evolução da resistência à compressão ao longo do tempo para os concretos fabricados com agregados de calcário.....	82
FIGURA 4.2 - Evolução do módulo de deformação ao longo do tempo para os concretos fabricados com agregados de calcário.....	84
FIGURA 4.3 - Evolução da resistência à compressão ao longo do tempo para os concretos fabricados com agregados de gnaiss.....	85
FIGURA 4.4 – Gráfico comparativo dos resultados obtidos no presente estudo com os alcançados por NUNES (2005).....	86
FIGURA 4.5 - Evolução do módulo de deformação ao longo do tempo para os concretos fabricados com agregados de gnaiss.....	87
FIGURA 4.6 - Evolução da resistência à compressão ao longo do tempo para os concretos fabricados com agregados de basalto.....	89
FIGURA 4.7 - Evolução do módulo de deformação ao longo do tempo para os concretos fabricados com agregados de basalto.....	90
FIGURA 4.8 – Evolução da resistência à compressão ao longo do tempo para os concretos fabricados com agregados de dolomito.....	91
FIGURA 4.9 - Evolução do módulo de deformação ao longo do tempo para os concretos fabricados com agregados de dolomito.....	92
FIGURA 4.10 – Comparação da resistência à compressão entre concretos fabricados com agregados de diferentes origens mineralógicas.....	94
FIGURA 4.11 – Comparação do módulo de deformação entre concretos fabricados com agregados de diferentes origens mineralógicas.....	95
FIGURA 4.12 - Avaliação comparativa da evolução da resistência à compressão	97

FIGURA 4.13 – Análise comparativa dos resultados estudados com a equação prescrita pela NBR 6118.....	98
FIGURA 4.14- Análise comparativa dos resultados dos concretos com agregados de calcário em relação à equação 4.3 prescrita pelo IBRACON.....	100
FIGURA 4.15- Análise comparativa dos resultados do concreto com agregado de basalto em relação à equação 4.3 prescrita pelo IBRACON.....	101
FIGURA 4.16- Análise comparativa dos resultados do concreto com agregado de dolomito em relação à equação 4.3 prescrita pelo IBRACON.....	102
FIGURA 4.17- Gráfico comparativo entre o estudo realizado, a equação 4.2 da NBR 6118 e resultados de ensaios realizados nos laboratório de Furnas....	103
FIGURA 4.18 – Análise comparativa dos resultados obtidos com a equação do ACI 318	104
FIGURA 4.19 - Análise comparativa dos resultados obtidos com a equação do EUROCODE 2 para concretos com agregado de calcário e dolomito.....	105
FIGURA 4.20 - Análise comparativa dos resultados obtidos com a equação do EUROCODE 2 para concretos com agregado de gnaisse.....	106
FIGURA 4.21 - Análise comparativa dos resultados obtidos com a equação do EUROCODE 2 para concretos com agregado de basalto.....	107
FIGURA 4.22 - Análise comparativa dos resultados obtidos com a equação Do CEB para concretos com agregado de calcário e dolomito.....	108
FIGURA 4.23 - Análise comparativa dos resultados obtidos com a equação do CEB para concretos com agregado de gnaisse.....	109

FIGURA 4.24 - Análise comparativa dos resultados obtidos com a equação do CEB para concretos com agregado de basalto.....	110
FIGURA 4.25 - Avaliação comparativa da evolução do módulo de Deformação.....	112

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

ABCP.....	Associação Brasileira de Cimento Portland
ABNT.....	Associação Brasileira de Normas Técnicas
a /c.....	fator água cimento
ACI.....	American Concrete Institute
ASTM.....	American Society for Testing and Materials (USA)
CP.....	Cimento Portland
CP-RS.....	Cimento Portland Resistente a sulfatos
CEB.....	Coité Euro-International Du Beton
CEMIG.....	Companhia Energética de Minas Gerais
DRX.....	Difração de Raio x
.	
EAF.....	Escória de Alto-forno
EUROCODE	European Standard
E_{cs}	Módulo de Deformação Secante
ε_c	Deformação Específica
f_{cj}	Resistência à compressão do concreto na idade j dias
f_{ck}	Resistência característica à compressão
GPa.....	GigaPascal
MPa.....	MegaPascal
MEV.....	Microscopia Eletrônica de Varredura
NBR.....	Norma Brasileira Regulamentada
TJMG.....	Tribunal de Justiça do Estado de Minas Gerais
s.....	Coeficiente de crescimento da resistência em função do tipo de cimento
t.....	Tempo
σ	tensão
#.....	Abertura nominal de peneira
UFMG.....	Universidade Federal de Minas Gerais
ZT.....	Zona de transição

RESUMO

O principal objetivo do estudo foi avaliar a influência do agregado graúdo de diferentes origens mineralógicas nas propriedades mecânicas do concreto: resistência à compressão e módulo de deformação. Para isto foram produzidos concretos com quatro tipos de agregados: calcário, gnaisse, dolomito e basalto, perfazendo um total de seis amostras obtidas de seis cidades do Estado de Minas Gerais: duas amostras de agregado de calcário (Belo Horizonte e Montes Claros), duas amostras de agregado de gnaisse (Passos e Guaxupé), uma amostra de agregado de basalto (Uberlândia) e uma amostra de agregado de dolomito (Patos de Minas). No estudo foi utilizado um único lote de cimento do tipo CP III – 40 RS, areia artificial quartzosa e um mesmo aditivo plastificante. Os concretos analisados foram especificados segundo a classe de agressividade II da NBR 6118:2003 que prescreve concreto com resistência característica à compressão (f_{ck}) mínima de 25,0 MPa e uma relação água/cimento $\leq 0,60$. As propriedades mecânicas dos diversos concretos foram avaliadas nas idades de 3, 7, 14, 21 e 28 dias após a fabricação. Os resultados indicam um desempenho melhor dos concretos produzidos com agregado graúdo de dolomita e basalto. Uma boa correlação foi obtida entre os valores medidos do módulo de deformação para os diferentes concretos com os valores calculados pelas expressões sugeridas pela NBR 6118, ACI 318, EUROCODE 2 e CEB 1990.

Palavras-chave: concreto, agregado graúdo de diferentes mineralogias, propriedades mecânicas

ABSTRACT

The goal of this study is to present the effects of the different types of coarse aggregate on the mechanical properties of concrete: compressive strength and secant modulus of elasticity (MOE). Limestone, gneiss, dolomite and basalt were used as coarse aggregates. These aggregates came from six different regions in the state of Minas Gerais. ABNT type CP III RS cement and natural sand, as fine aggregate, were employed in the fabrication of the concrete. The concrete mix proportion was based on environmental class II of NBR 6118: minimum characteristic compressive strength equal to 25 MPa and water cement ratio ≤ 0.60 . The mechanical properties were evaluated 3, 7, 14, 21 and 28 days after casting the concrete. The test results indicate expressively the better performance of the concretes fabricated with dolomite and basalt aggregates. Good correlation was achieved between the measured MOE values for the different concretes with the values calculated employing expressions in terms of the compressive strength suggested by NBR 6118, ACI 318, EUROCODE 2 and CEB 1990.

Keywords: concrete, different types of coarse aggregates, mechanical properties

1. INTRODUÇÃO

1.1 – CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

O concreto tem sido o material estrutural mais utilizado no Brasil nestes últimos cinquenta anos. A razão deste fato está associada às grandes vantagens do material de onde se destacam: a economia em relação aos outros materiais estruturais, a adaptação do material a qualquer tipo de forma permitindo total liberdade à concepção arquitetônica e sua facilidade de execução.

A realidade da engenharia é hoje muito diferente de 20 ou 30 anos atrás. A necessidade de adaptações tanto econômicas quanto exigências dos usuários, que passaram a contar com o Código de Defesa do Consumidor, como aliado às constantes reclamações, devido às patologias nas estruturas de concreto, fizeram com que alternativas técnicas fossem criadas de forma a solucionar tais acontecimentos.

A preocupação mundial com o desenvolvimento sustentável tem imposto restrições ao uso de matérias primas não renováveis. Este fato tem reflexo importante nas estruturas de concreto visto que o cimento é composto de materiais não renováveis e que sua produção consome níveis elevados de energia. Além disso, os agregados empregados no concreto são também materiais não renováveis, o que tem levado o mundo à produção e ao uso mais racional do concreto, que passa pela incorporação de materiais alternativos na fabricação do cimento e do concreto propriamente dito, bem como pelo aumento da durabilidade (vida útil) das estruturas de concreto.

O alto custo de energia e a preocupação mundial com o desenvolvimento sustentável fizeram com que a indústria de cimento no Brasil promovesse, nos últimos anos, mudanças nas composições dos cimentos. Essas mudanças incluem alterações no teor das adições minerais usuais (escória de alto forno, cinza volante, pozolana, sílica ativa). Essas alterações nos cimentos por sua vez, provocam mudanças significativas na cinética das reações de hidratação do concreto e por consequência, alterações no comportamento e na durabilidade das estruturas de concreto armado.

No quesito durabilidade, a preocupação também se tornou bastante evidente, principalmente com a entrada em vigor da nova Norma Brasileira NBR 6118 (2003), relativa a projetos de estruturas de concreto, aumentando os cobrimentos de armadura, como forma de proteção à corrosão e também com a redução da relação água/cimento (*a/c*). Não só no Brasil este item foi considerado. Também Europa e América do Norte contabilizaram seus custos de manutenção em estruturas de concreto em um passado recente e concluíram pela adoção de novos procedimentos tecnológicos centrados em durabilidade.

O desempenho das estruturas de concreto armado depende, entretanto, tanto da qualidade obtida na fase de concepção estrutural, quanto na de execução propriamente dita. Os avanços obtidos na Engenharia de Estruturas com o emprego maciço de ferramentas computacionais têm permitido aos engenheiros projetar estruturas mais esbeltas com maior arrojo arquitetônico, fato este favorecido pela facilidade de adequação plástica associada ao material, trazendo ganhos funcionais e econômicos ao processo. Os construtores, por sua vez, visando otimizar a execução da obra, buscam constantemente o melhor aproveitamento de seus recursos, assim como a redução dos prazos estabelecidos. Isso vem fazendo com que as estruturas sejam submetidas a carregamento cada vez maiores em idades cada vez menores. Esse novo cenário traz para o mesmo patamar de importância, ao lado das já consagradas questões envolvendo a resistência e a durabilidade do concreto, a necessidade de um estudo mais criterioso acerca de seu módulo de deformação.

1.2 – JUSTIFICATIVA DO ESTUDO

Com a entrada em vigor das Normas NBR 14931 (2003) – “Execução de estruturas de concreto – Procedimento” e NBR 12655 (2006) – “Concreto de cimento Portland – Preparo, controle e recebimento – Procedimento”, a especificação do concreto para as obras de construção civil deixou de ser apenas baseado na resistência característica à compressão, no abatimento do tronco de cone e na relação água cimento, passando então a ser analisado o módulo de deformação do material. Não que módulo seja uma novidade

para estudo do concreto, mas passou a ser um balizador da qualidade do material e dos prazos para retirada das fôrmas e do escoramento, ou seja, para a aceitação da estrutura.

1.3 – OBJETIVO DO ESTUDO

Com base neste cenário, o objetivo desta pesquisa é desenvolver um estudo sobre a influência de agregados graúdos de diferentes origens mineralógicas nas propriedades mecânicas do concreto. Concretos com diferentes tipos de agregados graúdos foram fabricados e analisados em diversas idades durante a fase de hidratação do cimento. O fato do Tribunal de Justiça do Estado de Minas Gerais (TJMG) possuir obras em praticamente todas as regiões de Minas Gerais permitiu a coleta dos diferentes tipos de agregados graúdos. O módulo de deformação secante e a resistência à compressão são as propriedades avaliadas para verificação do comportamento estrutural. Apresenta-se também um estudo da correlação entre os valores de módulo de deformação obtidos experimentalmente com equações sugeridas por diferentes normas técnicas. A análise destas propriedades permitirá a obtenção de parâmetros mais realistas tanto para o projeto e a execução de estruturas novas de concreto como também para a recuperação de edificações existentes de modo a prolongar sua vida útil.

1.4 – APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

Além desse primeiro capítulo referente à introdução, o trabalho consta de mais 4 capítulos. O Capítulo 2 contém uma revisão bibliográfica, a qual descreve principalmente a influência do agregado graúdo nas propriedades mecânicas do concreto em particular na resistência à compressão e no módulo de deformação. São apresentados estudos de autores acerca dos diversos fatores que contribuem para modificar de forma significativa os valores de resistência e módulo, tais como na relação água-cimento. É feita também uma análise comparativa das expressões que avaliam o módulo de deformação. No capítulo 3 são apresentadas as análises dos materiais utilizados para fabricação do concreto. Foram realizados trabalhos de caracterização dos agregados graúdo e miúdo, como granulometria, massa específica, material pulverulento, entre outros. Os resultados da análise física e química do cimento CP III-RS 40 utilizado são também mostrados. Com base nesta caracterização são descritos os traços dos diferentes concretos analisados, bem como as metodologias empregadas na realização dos ensaios de resistência à compressão e de módulo de deformação. Os resultados dos ensaios e sua respectiva análise constam do capítulo 4. No capítulo 5 são apresentadas as conclusões deste trabalho e sugestões para investigações futuras.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - INTRODUÇÃO

A seleção dos materiais apropriados e a dosagem são, sem dúvida, passos importantes para produzir um concreto que atenda as especificações de resistência e durabilidade na estrutura. Desde os primeiros momentos após a mistura dos elementos constituintes, cimento, areia, água e brita, iniciam-se reações químicas, principalmente entre a água e o cimento, com grande liberação de energia. Esta matriz, como hoje é conhecida, é considerada a fase mais importante do concreto, pelo comprometimento que ela pode causar, se for manipulada de forma despreziosa, na resistência mecânica do concreto nas primeiras idades e também na durabilidade. O termo primeiras idades abrange apenas um insignificante intervalo de tempo (os dois primeiros dias após a produção) no total da expectativa de vida útil do concreto (MEHTA e MONTEIRO 1994).

Dentro deste período, numerosas operações serão executadas com o concreto, como, por exemplo, transporte, adensamento, lançamento em fôrmas, cura e desmoldagem. Estas operações, caso não sejam executadas com certos critérios, poderão “exigir” do concreto, ações para o qual ele ainda não está preparado, levando conseqüentemente a uma possível alteração de suas propriedades. Um exemplo seria a execução de uma cura ineficiente, acarretando micro-fissuras e até mesmo, trincas no concreto, fato este bastante comum, mas comprometedor na durabilidade da estrutura.

Considerando que grande parte do volume de concreto é ocupado pelos agregados, é de se considerar que suas propriedades físicas e químicas vão interferir significativamente nas propriedades do concreto.

Antes tido como um material inerte, o agregado passou a ser visto não só como um componente do concreto, mas sim um elemento capaz de influenciar o desempenho do concreto. Assim, quando esta influência passou a ser conhecida cuidou-se melhor da

seleção dos agregados, sempre levando em consideração o ambiente de inserção da estrutura de concreto que estará sendo produzida (NETO 2005).

De inerte então, o agregado passou a assumir importância econômica, devido ao custo menor e alcançou a excelência ao atribuir vantagens técnicas consideráveis ao concreto, que passou a ter maior estabilidade dimensional e melhor durabilidade do que a pasta de cimento pura (NEVILLE-1997).

Problemas técnicos e econômicos decorrentes da seleção inadequada dos agregados demonstraram a necessidade de uma melhor compreensão do papel dos agregados na resistência mecânica, na durabilidade e também na estabilidade dimensional do concreto.

Verificou-se também que muitas propriedades do concreto são influenciadas pelas características dos agregados, tais como: porosidade, composição granulométrica, absorção d'água, estabilidade, forma e textura superficial dos grãos, resistência mecânica, módulo de deformação e substâncias deletérias presentes.

2.2 - FATORES QUE INFLUEM NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO

As características físicas como, tamanho, forma, textura e granulometria, que também estão associadas à modificação do valor da relação água/cimento (a/c), afetam o comportamento elástico e mecânico do concreto.

Segundo NUNES (2005), a resistência do agregado normalmente não é um fator determinante da resistência do concreto convencional, porque, a exceção dos concretos leves e de alta resistência, os agregados são bem mais resistentes que a matriz e a zona de transição do concreto.

Dentre os fatores mais influentes, diretamente envolvidos com o presente estudo destacam-se:

a - Características e proporções dos materiais constituintes

- Relação água-cimento
- Finura e tipo de cimento
- Forma, textura, dimensão máxima do agregado
- Natureza do agregado graúdo
- Granulometria do agregado
- Aditivos químicos
- Adições minerais
- Relação agregado – cimento

b – Condições de cura

- Duração
- Umidade do ambiente de cura
- Temperatura de cura

c – Parâmetros de ensaio

- Dimensões do corpo de prova
- Capeamento dos corpos de prova
- Umidade do corpo de prova
- Temperatura de ensaio e velocidade de carregamento.

Um quadro esquemático destes fatores, de acordo com e MEHTA E MONTEIRO (1994) está mostrada na figura 2.1.

2.2.1 – Características e proporções dos materiais constituintes

2.2.1.1- Relação água-cimento

Na prática da engenharia, considera-se que a resistência de um concreto a uma certa idade, curado em água a uma temperatura estabelecida, depende de apenas dois fatores: a relação água/cimento (*a/c*) e o grau de adensamento (NEVILLE 1997). Neville ressalta ainda que a

relação a/c determina a porosidade da pasta de cimento endurecida em qualquer estágio da hidratação.

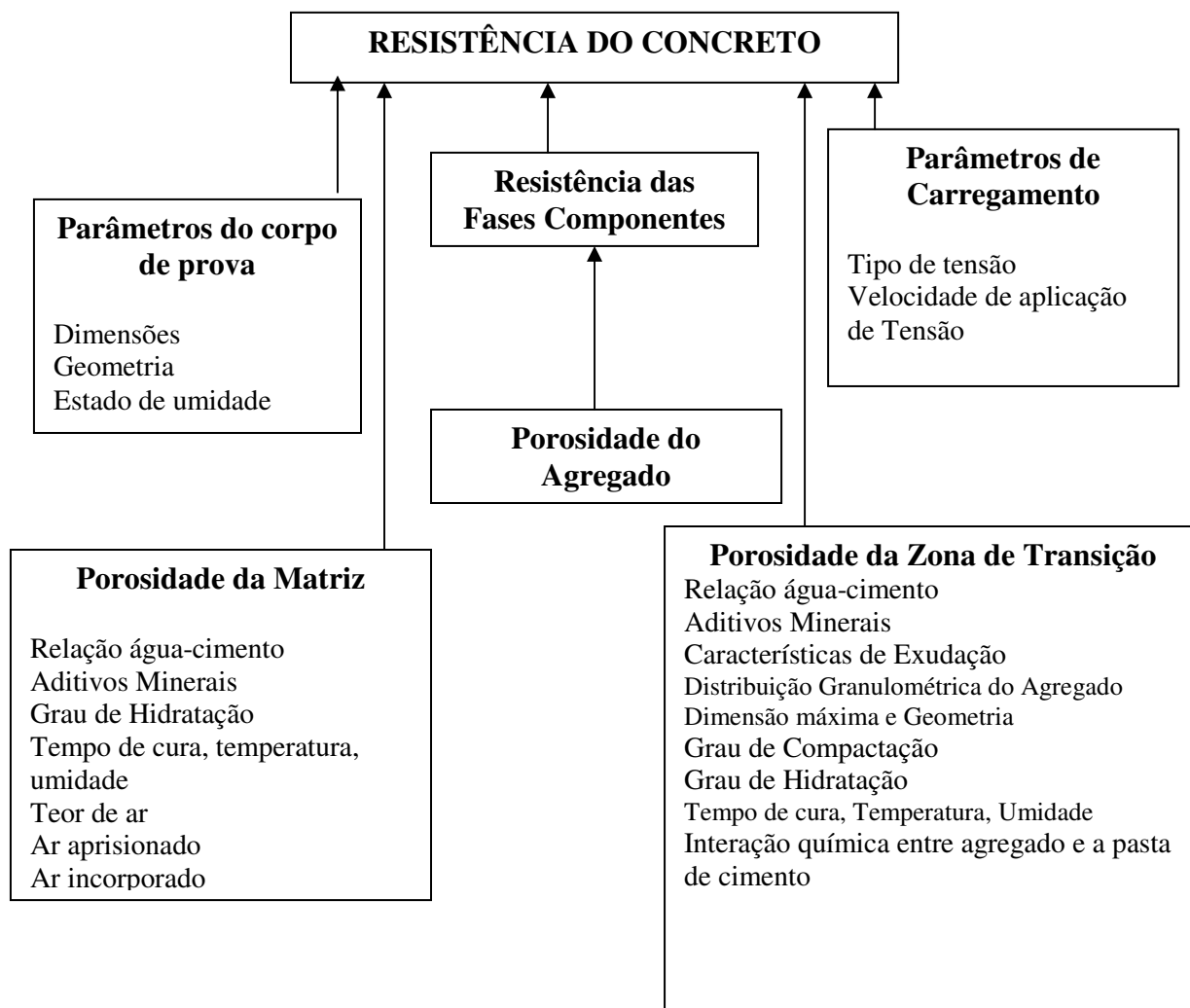


Figura 2.1- Fatores que afetam a resistência à compressão - MEHTA e MONTEIRO (1994)

De acordo com a lei de Abrams, a resistência de um concreto, plenamente adensado, é inversamente proporcional à relação água/cimento (a/c), ou seja:

$$f_c = \frac{K_1}{K_2^{a/c}}, \quad (2.1)$$

onde K_1 e K_2 são constantes empíricas.

Segundo GILKEY (1961) apud NEVILLE (1997), para um dado cimento e agregados aceitáveis, a resistência que pode ser obtida com uma mistura trabalhável, adequadamente lançada, de cimento, agregados e água (em iguais condições de mistura, cura e ensaio), é influenciado por:

- a- relação entre o cimento e a água de mistura;
- b- relação entre o cimento e o agregado;
- c- granulometria, textura superficial, forma, resistência e rigidez das partículas de agregado;
- d- tamanho máximo do agregado.

A figura 2.2, retirada de NEVILLE (1993), mostra que a relação entre f_c e a/c , depende do adensamento do concreto. Para concretos plenamente adensados, f_c aumenta à medida que a/c diminui como ilustra a figura 2.3.

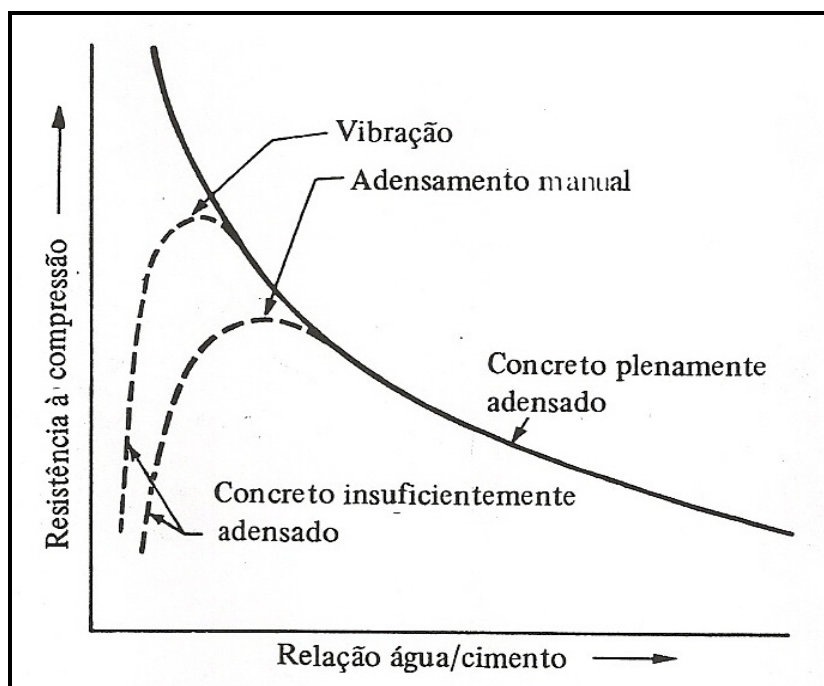


Figura 2.2 - Influência do adensamento na relação f_c versus a/c - NEVILLE (1997).

2.2.1.2- Finura e tipo de cimento

A finura e a distribuição granulométrica do cimento, segundo NEVILLE (1997) apud KIHARA e CENTURIONE (2005), têm importância vital para o comportamento reológico e desempenho mecânico do concreto. A velocidade de hidratação e o crescimento rápido da resistência dependem da finura das partículas do cimento, conforme mostra a figura 2.4.

O processo de hidratação do cimento inicia-se pela superfície das partículas e, assim, a área específica do material assume a qualidade de um importante parâmetro desse processo. Quanto mais fino estiver o cimento, maior será a velocidade de hidratação. Portanto, segundo ODLER (1991), apud KIHARA e CENTURIONE (2005), para o desenvolvimento rápido da resistência mecânica do concreto são necessários um grau de finura elevado do cimento.

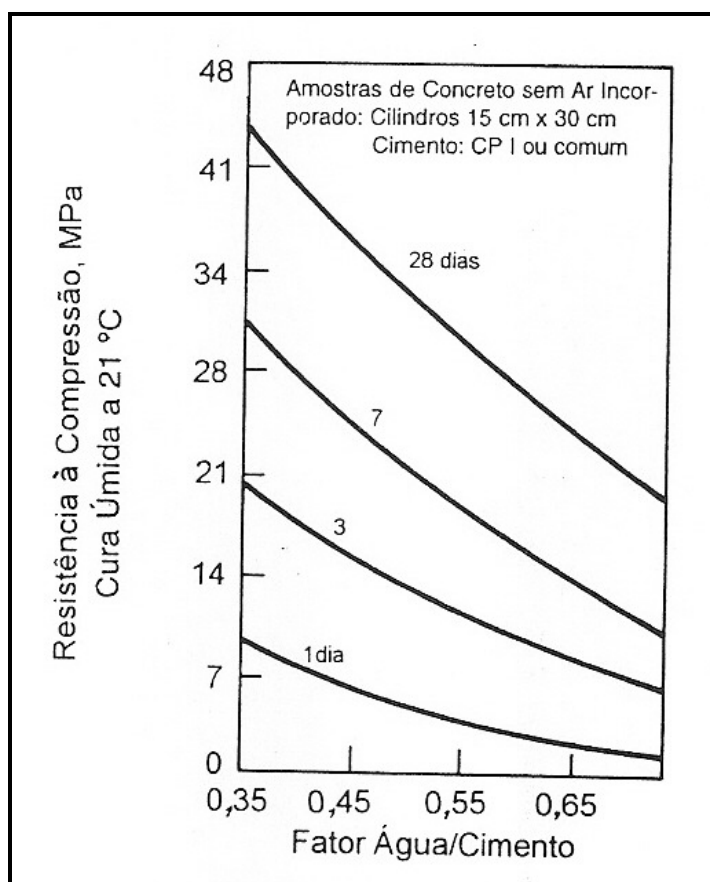


Figura-2.3 - Influência da relação a/c na resistência à compressão do concreto, segundo MEHTA e MONTEIRO (1994).

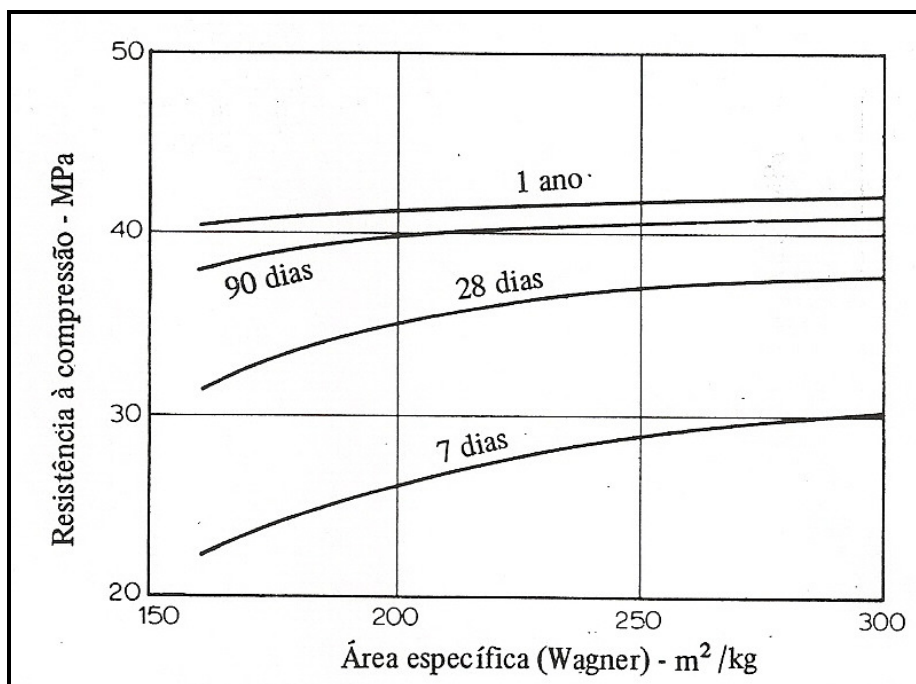


Figura 2.4 - Influência da superfície específica do cimento sobre a resistência do concreto - NEVILLE (1997)

A tabela 2.1, retirada de MEHTA e MONTEIRO (1994), apresenta a relação percentual de resistência à compressão de concretos fabricados com diferentes tipos de cimento, classificados de acordo com as normas da ASTM. A figura 2.5 ilustra graficamente estas relações. Pode se ver da figura a influência do tipo de cimento, principalmente para as idades mais baixas. A correspondência entre a classificação dos cimentos segundo as normas da ASTM com a das normas da ABNT está apresentada na Tabela 2.2.

Tabela 2.1 - Resistência relativa aproximada do concreto segundo o tipo de cimento - MEHTA e MONTEIRO (1994)

Tipo de cimento portland (segundo ASTM)	Natureza	Resistência à compressão (percentual em relação ao tipo I)			
		1 dia	7 dias	28 dias	90 dias
I	Normal ou de uso comum	100	100	100	100
II	Calor de hidratação moderado e moderada resistência a sulfatos	75	85	90	100
III	Alta resistência inicial	190	120	110	100
IV	Baixo calor de hidratação	55	65	75	100
V	Resistente a sulfatos	65	75	85	100

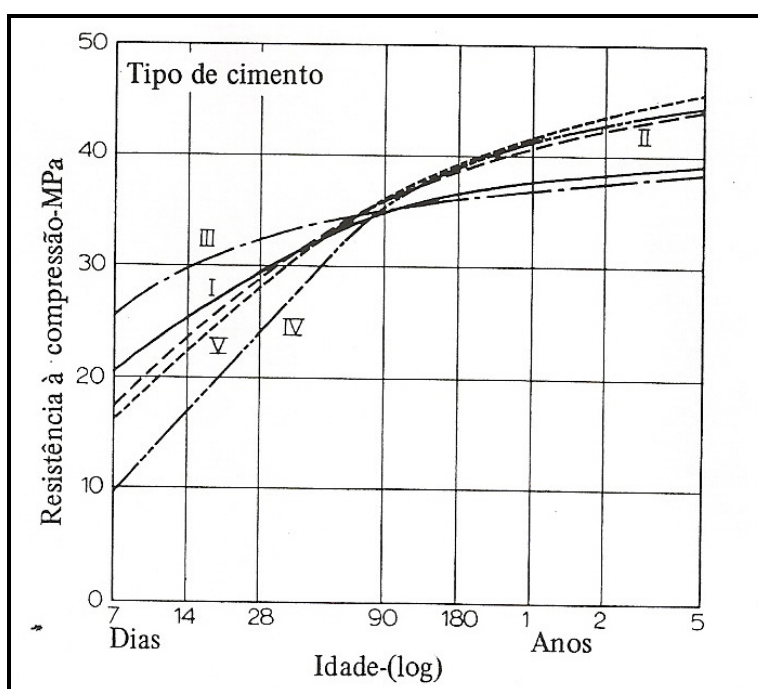


Figura 2.5 – Influência do tipo de cimento (classificação ASTM) sobre a resistência do concreto em função da idade - NEVILLE (1997)

Tabela 2.2- Correspondência entre classificação dos cimentos segundo a ASTM e a ABNT

ASTM	ABNT
I (ASTM C150)	CP I
I (SM) - (ASTM C595)	CP II E
I (PM) - (ASTM C595)	CP II Z
IS (ASTM C595)	CP III
IP (ASTM C595)	CP IV
I (SM) MS - (ASTM C595)	CP II E RS
I (PM) MS - (ASTM C595)	CP II Z RS
IS (MS) - (ASTM C595)	CP III RS
IP (MS) - (ASTM C595)	CP IV RS
II (ASTM C150)	-
III (ASTM C150)	CP V ARI
IV	-
V (ASTM C150)	CP I RS

2.2.1.3 - Forma, textura e dimensão máxima do agregado

A forma do agregado se refere à sua geometria tridimensional. NEVILLE (1997) revela que como é difícil representar corpos tridimensionalmente irregulares, é mais conveniente definir certas características geométricas desses corpos, tais como alongamento, achatamento, cubicidade e esfericidade. A textura superficial do agregado tem influência sobre sua aderência com a pasta de cimento.

Tanto a forma quanto a textura do agregado exercem forte influência sobre a resistência a compressão do concreto principalmente nas primeiras idades. Segundo NEVILLE (1997), o efeito da forma e da textura é mais significativo em concretos de alta resistência. Ao mantermos a mesma mineralogia do agregado, os concretos com agregado de superfície

mais rugosa, tendem a apresentar maior resistência que os concretos com agregado de superfície mais lisa.

O aumento da dimensão máxima do agregado, para uma mesma mineralogia, pode ter dois efeitos opostos sobre a resistência do concreto. Utilizando o mesmo teor de cimento e mesma consistência do concreto, as misturas do concreto com agregados maiores requerem menos água de amassamento do que aquelas que contem agregados menores. (NUNES 2005). Por outro lado agregados maiores apresentam área superficial proporcionalmente menor o que por sua vez geram maiores tensões na zona de transição pasta-agregado. Por isso, concretos fabricados com agregados maiores, tendem a apresentar zonas de transição mais fracas, com mais microfissuras e, portanto, menor resistência, como ilustra figura 2.6.

A tabela 2.3 apresenta os resultados da pesquisa realizada por PEREIRA NETO E DJANIKIAN (1996). O estudo compara a resistência do concreto fabricado com diferentes tipos de agregado, porém com mesma dimensão máxima dos mesmos. O teor de cimento empregado foi de 550 kg/m³. Pode-se observar que o aumento do tamanho do agregado nem sempre leva a uma diminuição da resistência do concreto.

Segundo EVANGELISTA (2002), mantendo-se a mesma proporção volumétrica dos agregados graúdos e água, o mesmo tipo de cimento e o mesmo abatimento de tronco de cone, utilizando-se agregados britados de gnaiss com dimensões máximas de 19 mm e 9,5 mm, observou-se que não houve influência significativa das dimensões máximas do agregado usado na resistência à compressão dos concretos. Apenas nas situações onde o concreto apresentava menor valor *a/c* é que se observaram maiores diferenças na resistência do concreto conforme ilustra a figura 2.7. Na figura, as séries M₁ e M₂ correspondem a concretos com agregados de dimensão máxima igual a 19 mm e a 9,5 mm respectivamente.

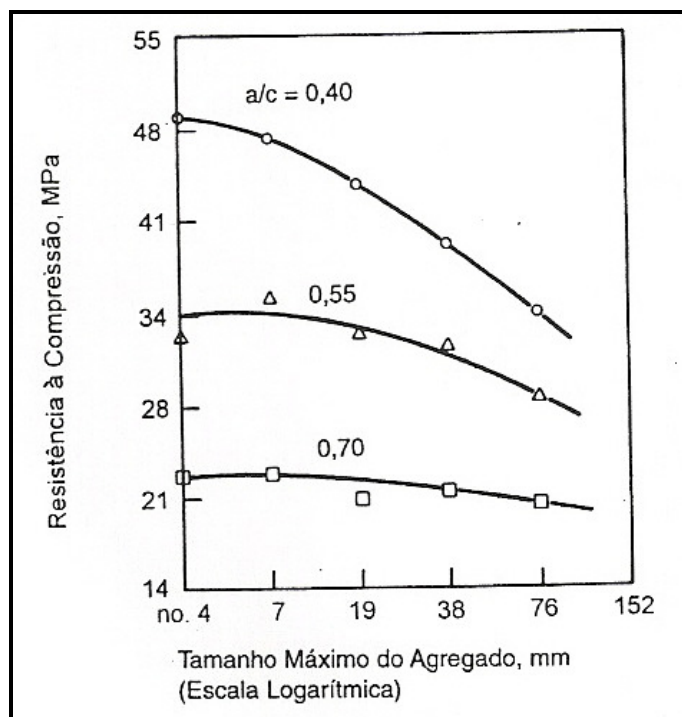


Figura 2.6 – Influência da dimensão máxima do agregado sobre a resistência do concreto - MEHTA e MONTEIRO (1994).

Tabela 2.3- Influência da dimensão máxima e do tipo do agregado sobre a resistência à compressão do concreto - PEREIRA NETO E DJANIKIAN (1996)

Natureza do agregado	Idade (dias)	Resistência à compressão (MPa)		
		9,5 mm	19 mm	25 mm
Granito	14 dias	75,33	72,35	69,97
Gnaiss		69,88	71,95	72,17
Diabásio		73,42	73,09	62,15
Cálcario		75,24	75,25	75,07
Granito	28 dias	76,54	86,32	85,54
Gnaiss		86,05	88,91	75,45
Diabásio		81,67	84,69	83,80
Cálcario		87,93	87,86	75,34
Granito	56 dias	90,90	92,40	94,60
Gnaiss		99,70	96,50	98,74
Diabásio		91,70	90,20	86,20
Cálcario		103,70	103,70	92,00

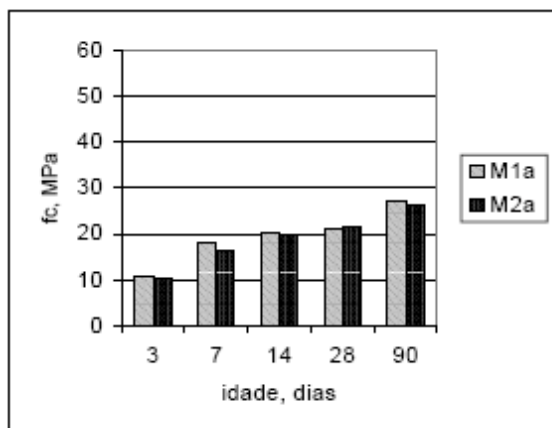


Figura 5.7 - Influência do $D_{m\acute{a}x}$ do agregado em f_c dos concretos com $a/c=0,55$

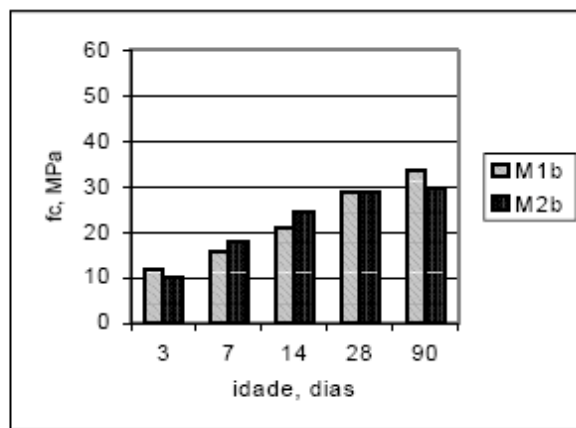


Figura 5.8 - Influência do $D_{m\acute{a}x}$ do agregado em f_c dos concretos com $a/c=0,60$

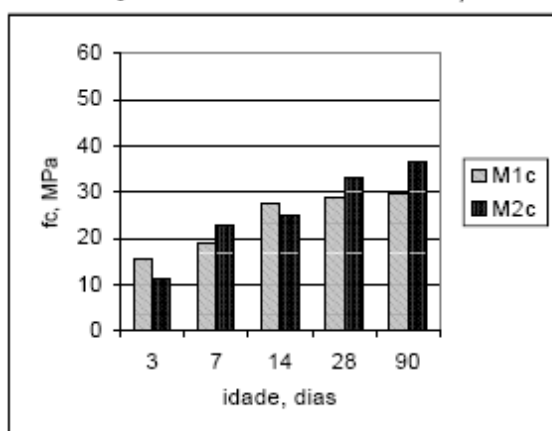


Figura 5.9 - Influência do $D_{m\acute{a}x}$ do agregado em f_c dos concretos com $a/c=0,55$

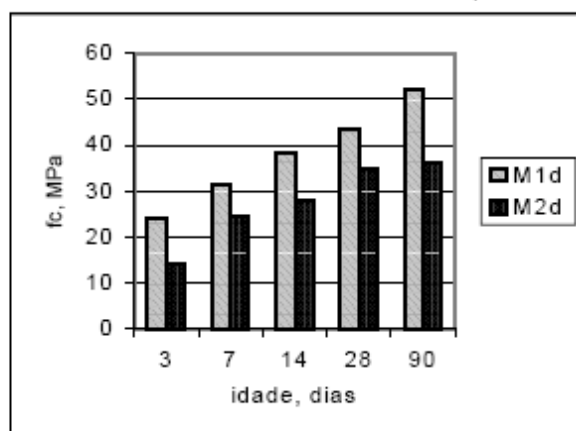


Figura 5.10 - Influência do $D_{m\acute{a}x}$ do agregado em f_c dos concretos com $a/c=0,50$

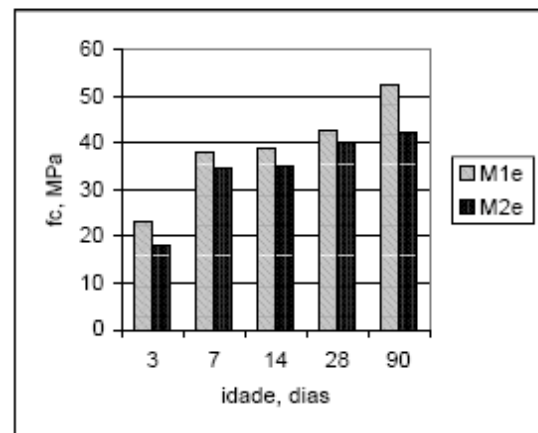


Figura 5.11 - Influência do $D_{m\acute{a}x}$ do agregado em f_c dos concretos com $a/c=0,45$

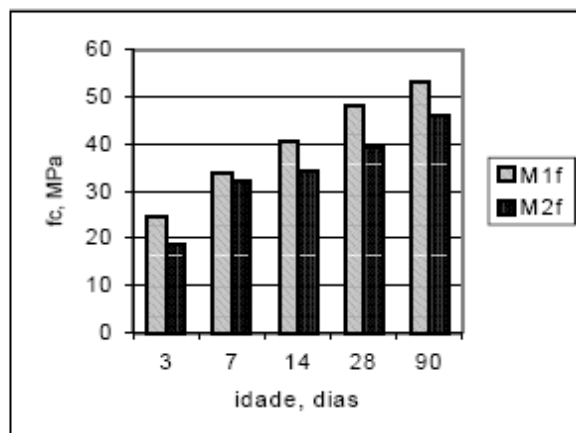


Figura 5.12 - Influência do $D_{m\acute{a}x}$ do agregado em f_c dos concretos com $a/c=0,40$

Figura 2.7 - Influência da dimensão máxima do agregado sobre a resistência do concreto - EVANGELISTA (2002).

2.2.1.4 – Natureza do agregado

FRANKILN AND KING (1971), apud NEVILLE (1997), investigaram concretos com o mesmo traço, variando somente a natureza do agregado. Estes autores verificaram que, para relações *a/c* abaixo de 0,4, a resistência à compressão do concreto fabricado com agregados britados foi maior que agregados de seixo rolado. Por outro lado, quando relação *a/c* crescia, essa diferença diminuía, sendo que para *a/c* igual a 0,65 nenhuma diferença entre as resistências foi observada.

De acordo com GONÇALVES et al (1994), agregados com resistências maiores proporcionam concretos com maiores valores de resistência à compressão.

EVANGELHISTA (2002) desenvolveu um estudo sobre a influência do tipo de agregado graúdo sobre a resistência à compressão. No estudo foram utilizados agregados do tipo gnaisse (M1), traquito (M3) e argila expandida (M5). Com base em análises estatísticas, a autora concluiu que, exceto para a argila expandida, os agregados não tiveram influência significativa na resistência à compressão, como mostra a figura 2.8.

2.2.1.5 – Granulometria do agregado

A mudança na granulometria do agregado poderá influenciar a resistência à compressão se houver uma alteração na consistência da mistura, desde que se mantenha a mesma relação água cimento. Segundo MEHTA e MONTEIRO (1994), agregados que não tem uma grande deficiência ou excesso de qualquer tamanho de partícula, em especial, produzem misturas de concreto mais trabalháveis e econômicas. Partículas maiores tendem a produzir mais microfissuras na zona de transição entre o agregado graúdo e a pasta de cimento.

NEVILLE (1997) enfatiza que, além dos requisitos físicos, não se deve esquecer o aspecto econômico, ou seja, o concreto deve ser produzido com materiais que possam ser produzidos com baixo custo. Neville indica que os principais fatores que determinam a viabilidade econômica do agregado são: sua área superficial, visto que influencia a

quantidade de água necessária para molhagem completa dos sólidos, o volume relativo ocupado pelo agregado, a trabalhabilidade da mistura, e a tendência de segregação.

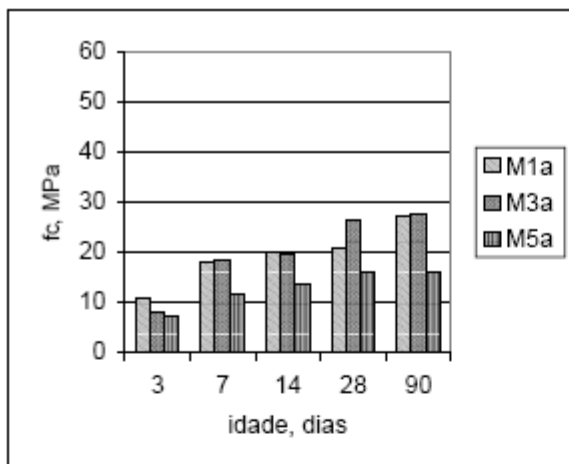


Figura 5.1 – Influência do agregado em f_c dos concretos com $a/c=0,65$

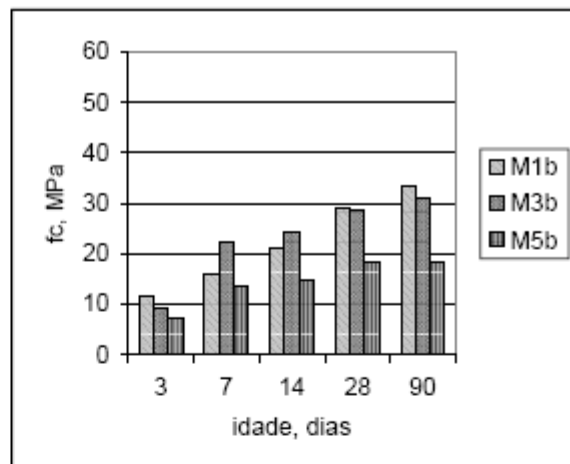


Figura 5.2 - Influência do agregado em f_c dos concretos com $a/c=0,60$

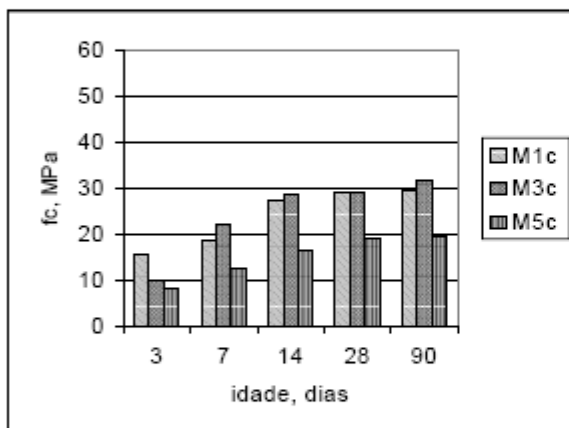


Figura 5.3 - Influência do agregado em f_c dos concretos com $a/c=0,55$

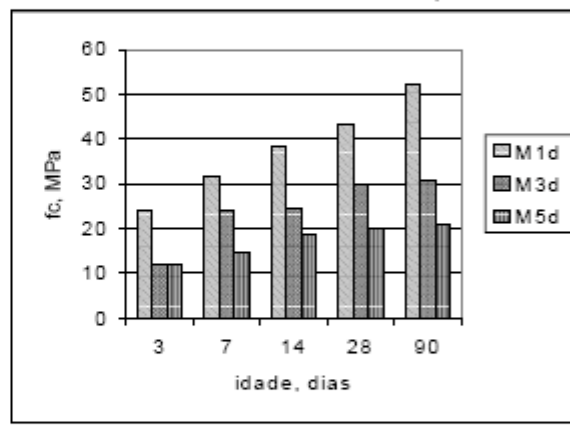


Figura 5.4 - Influência do agregado em f_c dos concretos com $a/c=0,50$

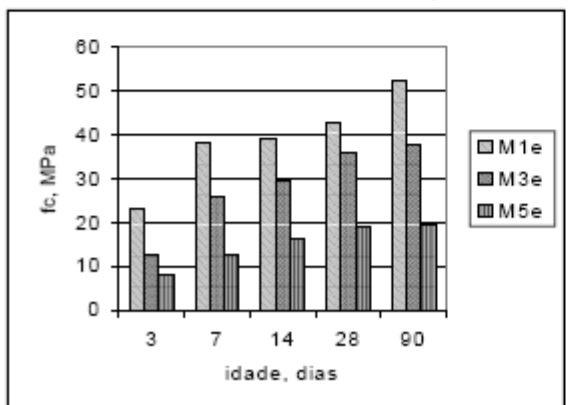


Figura 5.5 - Influência do agregado em f_c dos concretos com $a/c=0,45$

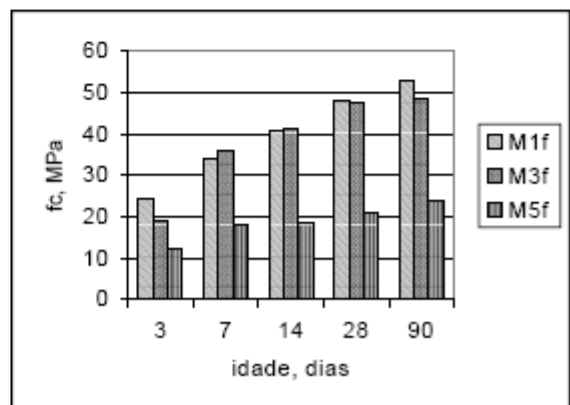


Figura 5.6 - Influência do agregado em f_c dos concretos com $a/c=0,40$

Figura 2.8- Influência do tipo de agregado sobre a resistência dos concretos,

EVANGELHISTA (2002)

2.2.1.6 – Aditivos químicos

De acordo com BAUER et al (1994), define-se aditivo químico como um produto não indispensável à composição e finalidade do concreto, e que em quantidades de até 5% em relação á massa de cimento faz aparecer ou reforça certas características do concreto.

A razão para o uso cada vez maior de aditivos, segundo NEVILLE (1997), está na capacidade dos mesmos em proporcionar ao concreto consideráveis melhorias físicas e econômicas. Essas melhorias incluem o uso em condições nas quais seria difícil ou até impossível usar concreto sem aditivos.

Segundo MEHTA e MONTEIRO (1994), para um dado fator água/cimento, a presença de aditivo redutor de água no concreto, geralmente tem influência positiva sobre a taxa de hidratação do cimento e no desenvolvimento da resistência a baixas idades. Contudo os aditivos de um modo geral não são capazes de afetar a resistência em idades avançadas, a não ser que a velocidade de desenvolvimento da resistência a baixas idades seja reduzida.

2.2.1.7 – Adições minerais

O uso de adições minerais na construção civil é anterior à invenção do cimento. Atualmente, as adições minerais normalmente utilizadas são resíduos provenientes de outras indústrias.

A escória de alto-forno (EAF) é um material predominantemente vítreo proveniente, sobretudo, do processo de produção do ferro gusa, contendo principalmente silicatos e sílico-aluminatos de cálcio amorfos. É obtida pela combinação da ganga (impurezas) dos minérios dos metais com fundentes apropriados e cinzas do carvão utilizado. Não é por consequência, objeto de qualquer fabricação especial, sendo sempre um subproduto de outras fabricações.

A adição de escória de alto-forno tem segundo NEVILLE (1997), efeitos benéficos no concreto desde o estado fresco. Neste, ela proporciona uma melhor trabalhabilidade e um

menor desprendimento de calor, já que é mais baixo o valor da temperatura de pico da mistura. No estado endurecido ela propicia a formação de uma microestrutura mais densa da pasta de cimento hidratada, que por sua vez, melhora a resistência do material ao longo do tempo. Ela traz também grandes vantagens para a durabilidade do concreto, como por exemplo, a eliminação do risco da reação álcali-agregado.

Diversos estudos vêm sendo feitos para se avaliar o impacto da adição de diferentes percentuais de EAF nas propriedades mecânicas do concreto. Segundo NEVILLE (1997), evoluções muito boas da resistência foram observadas em concretos com 50% a 75% de EAF, num teor total de material cimentício entre 300 kg/m³ e 420 kg/m³.

ONER e AKYUZ (2007) verificaram que a resistência à compressão de concretos fabricados com adições de EAF aumenta até um determinado teor de adição, reduzindo a partir desse ponto. Os melhores resultados foram obtidos a partir de uma substituição de 55 e 59% da massa de cimento Portland por EAF.

A incorporação de EAF ao concreto, não altera significativamente as relações conhecidas entre a resistência à compressão e resistência à tração na flexão, ou entre a resistência à compressão e o módulo de elasticidade.

2.2.1.8 – Relação agregado/cimento

Estudos da influência do teor de agregado sobre a resistência do concreto com uma dada qualidade de pasta de cimento mostram que, quando o volume de agregado, como fração do volume total, aumenta de 0 a 20 %, nota-se um decréscimo gradual da resistência à compressão; porém entre 40 e 80 % esta resistência aumenta (figura 2.9). A razão para este fato, segundo NEVILLE (1997), não está bem esclarecida, mas observa-se a mesma tendência com vários valores da relação água/cimento.

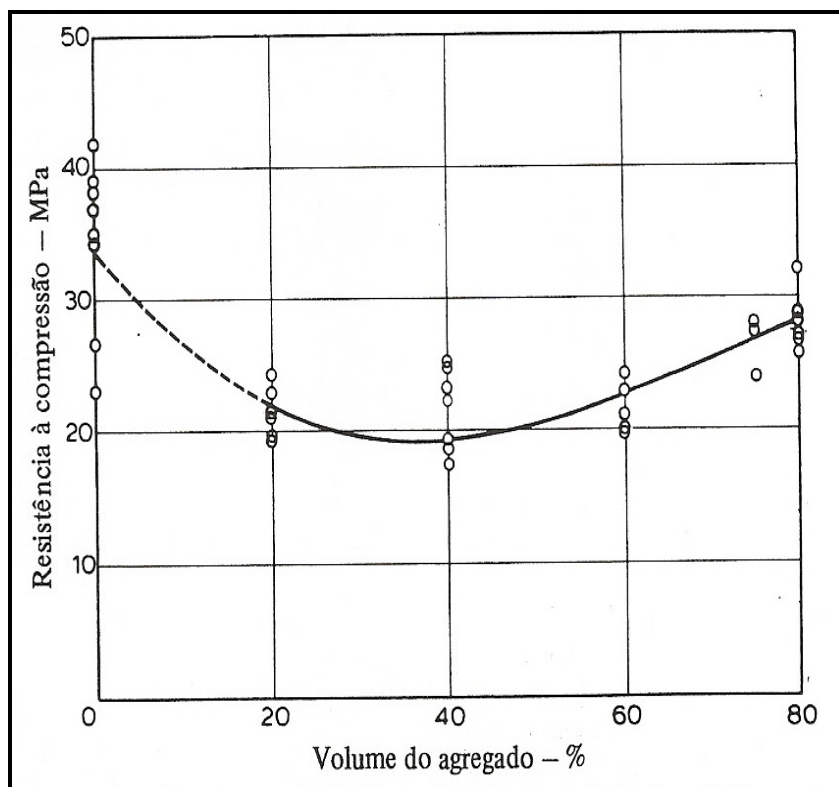


Figura 2.9- Relação entre a resistência à compressão e o volume de agregado para concretos com a/c constante e igual a 0,5 - NEVILLE (1997).

2.2.2- Condições de cura

Cura é o conjunto de medidas com o objetivo de evitar a perda de água pelo concreto, água essa necessária para o processo de hidratação do cimento. Portanto, o objetivo da cura é manter o concreto saturado, ou o mais próximo possível de saturado, até que os espaços da pasta de cimento fresca, inicialmente preenchidos com água, tenham sido preenchidos pelos produtos da hidratação do cimento até uma condição desejável. A temperatura, duração e a umidade influem na cura do concreto e, conseqüentemente na sua resistência.

Segundo NEVILLE (1997), para se obter um bom concreto, o lançamento de uma mistura adequada deve ser seguido pela cura em ambiente apropriado durante as primeiras fases do endurecimento.

O tempo de cura só é benéfico sobre a resistência do concreto, quando a cura for realizada em ambiente úmido. Curas intermitentes podem tornar os capilares descontínuos e na

retomada desta, a água poderia não conseguir penetrar no interior do concreto e não haveria prosseguimento da hidratação.

De acordo com MEHTA e MONTEIRO (1994), o tempo e as condições de cura têm influencia decisiva sobre a resistência à compressão como mostra a figura 2.10. Para um dado concreto, quanto maior o período de cura úmida maior a resistência, figura 2.10.

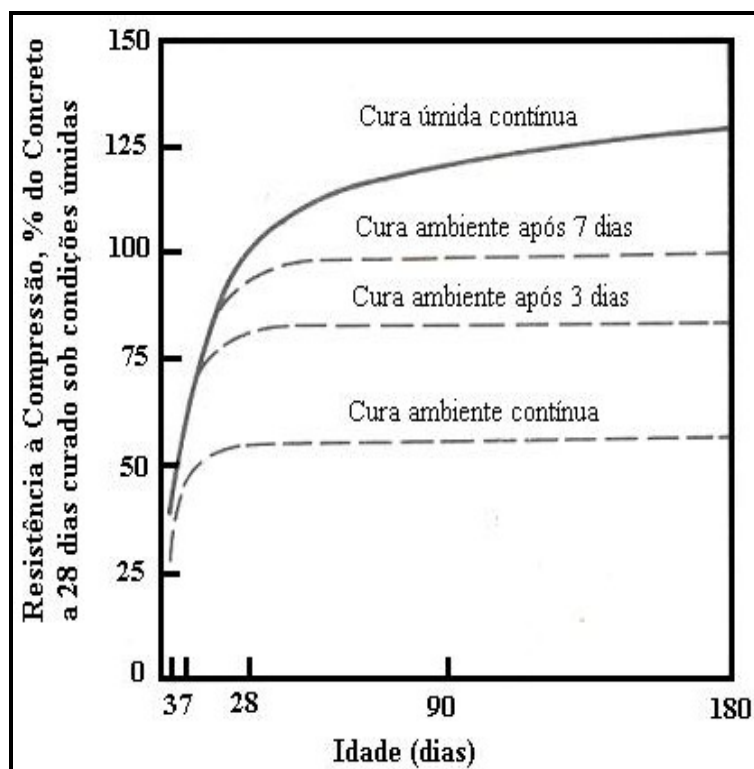


Figura 2.10- Influência do tipo e do tempo de cura sobre a resistência do concreto - MEHTA e MONTEIRO (1994)

2.2.3- Parâmetros de ensaio

Vários são os parâmetros de ensaio que influenciam a resistência à compressão, tais como dimensões e tipo do corpo de prova, capeamento do corpo-de-prova, velocidade de carregamento, temperatura e umidade. Por isso, o ensaio de resistência à compressão deve seguir procedimentos padronizados.

Antes da realização dos ensaios, deve-se fazer uma aferição do diâmetro do corpo de prova e o mesmo deve ser mantido em cura úmida até a data do ensaio.

No Brasil, para a realização dos ensaios de resistência à compressão são utilizados corpos de prova cilíndricos que mantêm a relação altura do corpo-de-prova igual a duas vezes diâmetro do mesmo. Para concretos com uma resistência à compressão mais elevada utilizam-se corpos de prova com dimensões menores, devido à capacidade das prensas. Segundo MEHTA e MONTEIRO (1994), mantendo-se a razão altura-diâmetro igual a 2, a resistência diminui à medida que o diâmetro do corpo de prova aumenta,

O capeamento com material adequado não prejudica a resistência e reduz a dispersão dos resultados em relação à obtida com corpos de prova não capeados. Diversos materiais podem ser usados no capeamento, mas é essencial que a camada seja de pequena espessura e que o material de capeamento não seja menos resistente do que o concreto ensaiado. Usualmente enxofre é o material empregado no capeamento de corpos-de-prova de concreto.

A velocidade de aplicação de carga tem um efeito considerável sobre a resistência do concreto obtida no ensaio: quanto menor a velocidade de aplicação, menor a resistência. Por isso, a NBR 5739:2007 estabelece que após o corpo-de-prova ser centralizado na prensa ele deve ser carregado continuamente, com velocidade de carregamento de 0,3 MPa/s a 0,8 MPa/s até sua ruptura.

A umidade do corpo de prova e a temperatura no momento do ensaio também influenciam os resultados de resistência. Quando os corpos de prova são ensaiados em condições secas, eles apresentam valores maiores de resistência que os ensaiados em condições úmidas. Segundo MEHTA e MONTEIRO (1994), essa diferença pode variar de 15%.

A NBR 6118 (2003) apresenta uma equação para avaliação da resistência à compressão do concreto ao longo do tempo. A equação é dada por:

$$f_{cj} = \exp \left\{ s \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right] \right\} f_{c28\text{dias}} \quad (2.2)$$

onde:

f_{cj} = resistência à compressão do concreto na idade de j dias;

$f_{c\ 28\ \text{dias}}$ = resistência à compressão do concreto na idade de 28 dias;

s = coeficiente de crescimento da resistência em função do tipo de cimento;

s = 0,20 para cimento CP V ARI;

s = 0,25 para cimento CP I e CP II;

s = 0,38 para cimento CP III e CP IV;

t = idade do concreto em dias.

2.3- FATORES QUE INFLUEM NO MÓDULO DE DEFORMAÇÃO DO CONCRETO

GUIMARÃES et al (2002) afirmam que estruturas bem dimensionadas, fabricadas com concretos bem dosados e executados, normalmente são peças resistentes e duráveis. Mas, apesar de todos esses cuidados, ao se executar elementos fletidos de grandes dimensões, não raro surgem os problemas das deformações excessivas, os quais podem comprometer a estabilidade das peças, colocando em risco os seus usuários ou causando efeitos visuais e psicológicos indesejáveis.

Segundo MELO NETO e HELENE (2002), a grande maioria dos projetos estruturais são feitos com base na resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}), sem levar em conta as propriedades de deformação do material utilizado, entre outros parâmetros que expressem as condições dos estados limites de serviço.

Para CUNHA (2000), o módulo de elasticidade de um material sólido qualquer, está relacionado com a inclinação da tangente ao diagrama tensão deformação ($\sigma_c - \epsilon_c$), desse material em um ponto qualquer desse diagrama.

A explicação para a influência do agregado no valor do módulo, para concretos considerados normais, está na análise do diagrama tensão versus deformação dos diferentes elementos que compõem o concreto, como mostra a figura 2.11. Enquanto o agregado e a

pasta de cimento apresentam relação tensão-deformação praticamente linear, o concreto, não apresenta esta mesma relação, mas uma curvatura. Esta não linearidade, de acordo com NEVILLE (1997), deve-se à presença da zona de transição entre o agregado e a pasta de cimento, que possui vazios, concentração de cristais de hidróxido de cálcio e microfissuras, fatores esses que afetam o módulo de deformação.

Em materiais heterogêneos como o concreto, os fatores que exercem as maiores influências sobre o comportamento elástico do compósito, são o módulo de deformação dos materiais constituintes, suas massas específicas e a zona de transição agregado-pasta (MEHTA e MONTEIRO 1994).

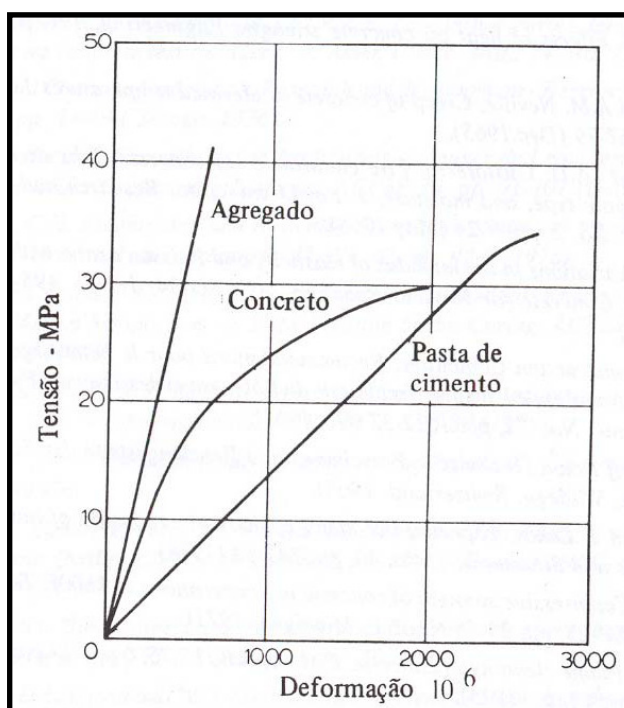


Figura 2.11- Comportamento típico tensão-deformação da pasta de cimento, agregado e concreto - NEVILLE (1997).

O módulo de deformação do agregado e seu conteúdo volumétrico dentro da pasta de concreto determinam o respectivo valor do módulo de deformação. Sabemos que, uma boa graduação dos agregados proporciona menores espessuras nas zonas de transição, devido ao melhor espalhamento dos espaços, tanto pelos agregados bem graduados como pela pasta de cimento.

Ao relacionarmos a porosidade como característica mais importante do agregado, com relação ao módulo de deformação, podemos pressupor que ao utilizarmos agregados mais densos, com alto módulo de deformação, teremos como resultado, concretos com módulo de deformação maior.

A rigor, a influência do agregado no valor do módulo, só poderá ser percebida em idades mais avançadas, pois nas primeiras idades, a pasta é que exercerá grande influência sobre o módulo. Com o tempo, a pasta ganha resistência e os esforços são transferidos para os agregados.

Dentre os fatores mais influentes, diretamente relacionados com o presente estudo, destacam-se:

- a) Características e proporções dos materiais
 - Relação água-cimento
 - Consumo de cimento (tipo/ finura)
 - Aditivos químicos
 - Adições minerais
 - Dimensão do agregado
 - Fração volumétrica do agregado
 - Porosidade e módulo de elasticidade do agregado
 - Natureza do agregado
- b) Condições de cura
- c) Parâmetros de ensaio
 - Umidade do corpo de prova
 - Velocidade de carregamento
 - Tensão

Um quadro ilustrativo destes fatores está mostrado na figura 2.12.

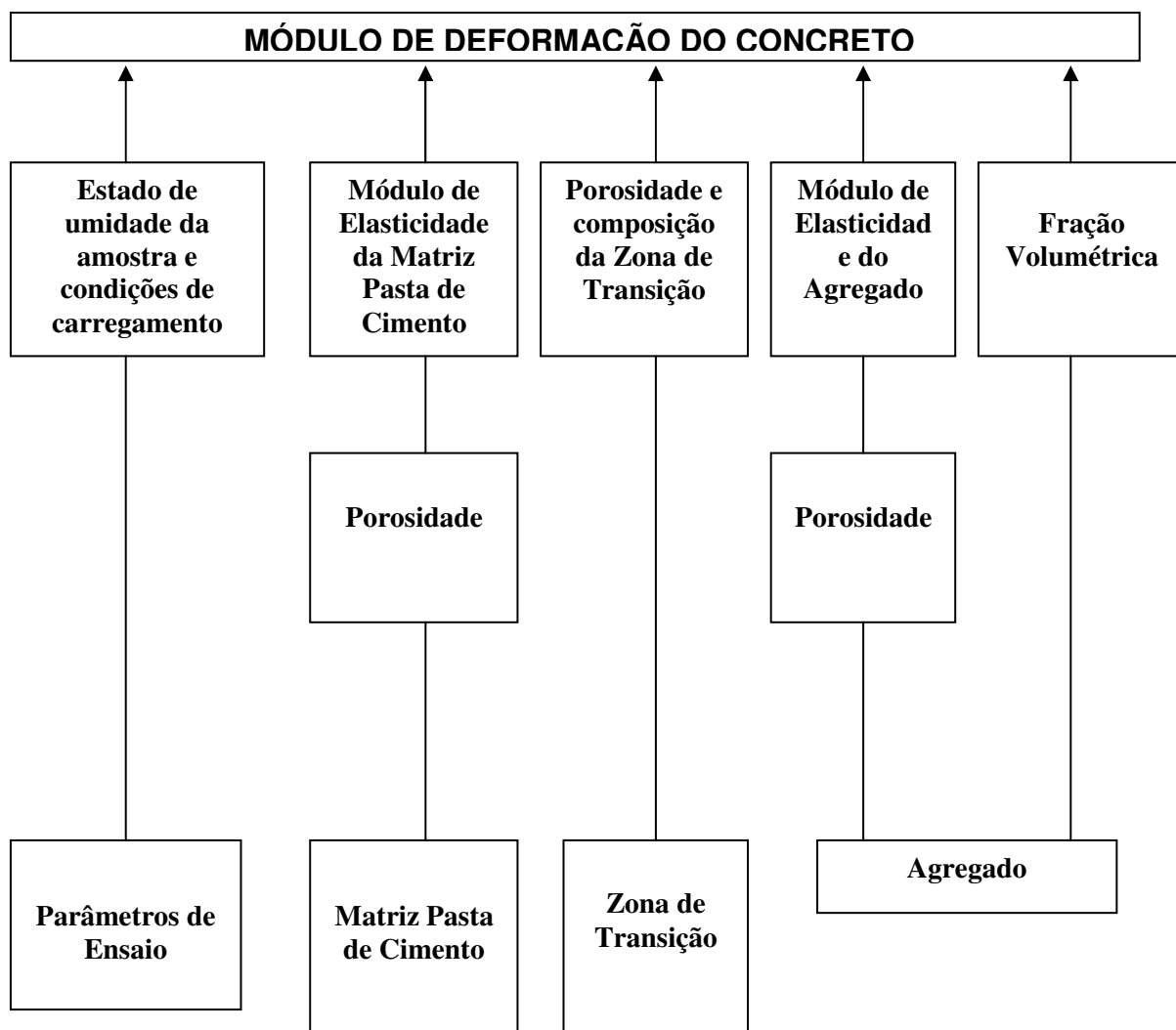


Figura 2.12- Resumo dos fatores que afetam o valor do módulo de deformação do concreto.

2.3.1 – Características e proporções dos materiais constituintes

2.3.1.1 - Relação água/cimento

Podemos considerar que a relação água - cimento (a/c) é um dos principais fatores que afeta também o módulo de deformação. Assim, como na resistência à compressão, o aumento na relação água-cimento diminui o valor do módulo de deformação; por outro lado, a redução no fator a/c proporciona maiores valores de módulo. A figura 2.13, retirada de MELO NETO e HELENE (2002), ilustra este fato.

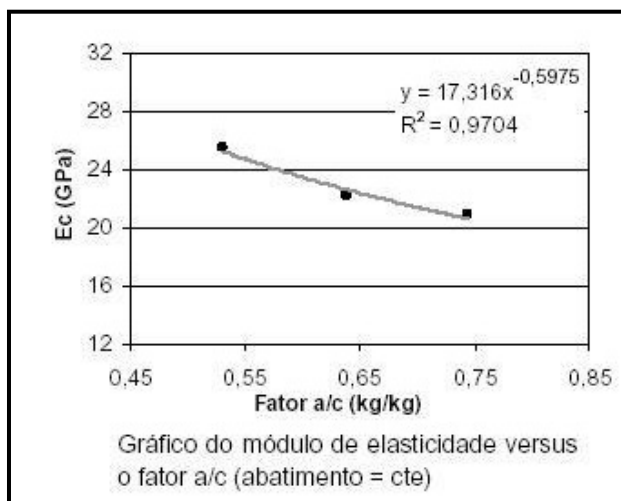


Figura 2.13- Influência da relação água-cimento sobre o módulo de elasticidade MELO NETO e HELENE (2002).

2.3.1.2 - Consumo de cimento

O consumo de cimento influencia o módulo de duas formas distintas. Mantendo-se a relação água-cimento constante, e aumentando-se o consumo de cimento, o módulo de deformação diminui. A explicação segundo NUNES (2005) é dada pela redução do teor de agregados que, nesses concretos, tem módulo de elasticidade maior do que a pasta de cimento. Por outro lado, mantendo-se agora o abatimento constante, porém com aumento do consumo de cimento, o módulo de deformação aumenta, pois temos então uma diminuição da relação água-cimento. As figuras 2.14 e 2.15, retiradas de MELO NETO E HELENE (2002), apresentam a influência do consumo de cimento considerando as duas situações acima.

2.3.1.3 - Aditivos químicos

Segundo NUNES (2005), os aditivos que levam à diminuição da porosidade da pasta de cimento acarretam aumento do módulo da pasta de cimento. Porém os aditivos incorporadores de ar têm influência negativa sobre o módulo de deformação.

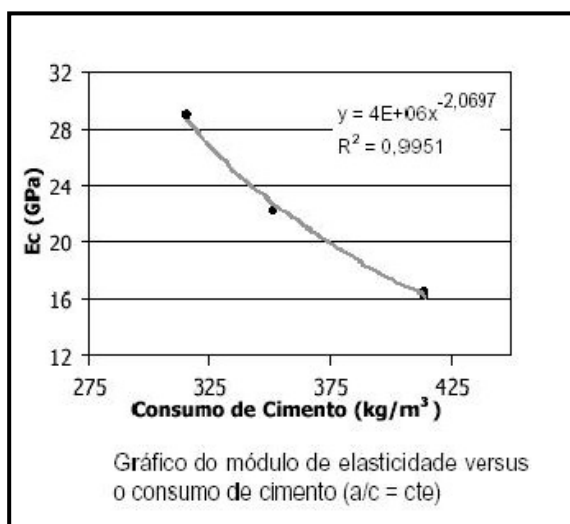


Figura 2.14 – Influência do consumo de cimento sobre o módulo de elasticidade de concretos com relação água-cimento constantes - MELO NETO e HELENE (2002).

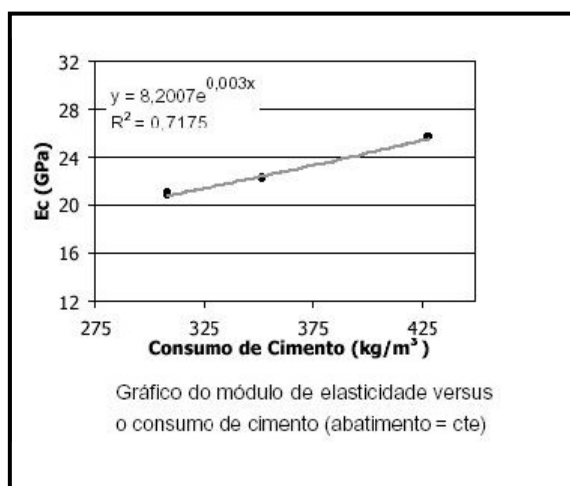


Figura 2.15 – Influência do consumo de cimento sobre o módulo de elasticidade de concretos com abatimento do tronco de cone constante - MELO NETO e HELENE (2002).

2.3.1.4 - Adições minerais

NUNES (2005) ressalta que diversos pesquisadores constataram que a adição de sílica ativa e aditivos químicos na produção de diversos tipos de concretos, resultou no aumento da módulo de deformação.

Segundo NEVILLE (1997), a incorporação de escória de alto forno ao concreto não altera significativamente as relações conhecidas entre a resistência à compressão e o módulo de deformação.

CANESSO et al. (2005) apresentam resultados de estudos realizados em concretos dosados com adições de escória granulada de alto-forno em diversos teores mostrando que o módulo de elasticidade dinâmico não acompanha de forma monotônica a variação da resistência.

COSTA JUNIOR *et al.* (2006) observaram que um aumento do teor de EAF, para algumas classes de resistência estudadas, produziu aumentos nos valores do módulo de deformação. Os concretos das classes C30, C35 e C40 não apresentam diferenças significativas nesta propriedade, mostrando que nestas classes de resistência o aumento do teor de escória de alto-forno não proporciona melhoria do Módulo de deformação. Porém, para os concretos de classe de resistência C20 com menor teor de escória, verificou-se aumento no valor do módulo de deformação (figura 2.16).

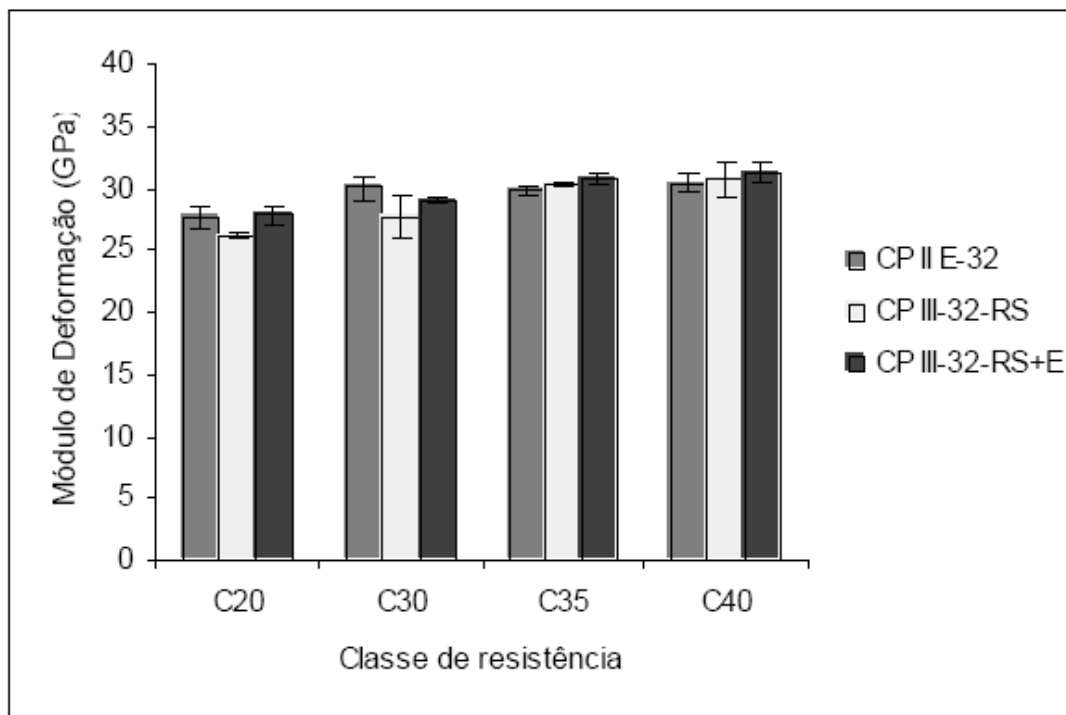


Figura 2.16 – Módulo de deformação para os concretos das classes 20, 30, 35 e 40 para os três diferentes tipos de materiais cimentícios.

2.3.1.5 - Dimensão máxima do agregado

Com relação à dimensão máxima do agregado, um estudo de BARBOSA et al (1999) empregando agregados graúdos de basalto com dimensão máxima de 19,5 mm revelou valores de módulo de elasticidade maiores do que os com agregados de dimensão máxima de 9,5mm, em todas as idades. Por outro lado, PEREIRA NETO e DJANIKIAN (1996) não chegaram ao mesmo resultado, conforme mostra a tabela 2.4.

Tabela 2.4- Influência da dimensão máxima e do tipo do agregado sobre o módulo de elasticidade do concreto - PEREIRA NETO E DJANIKIAN (1996)

Natureza do agregado	Idade (dias)	Módulo de elasticidade (GPa)		
		9,5 mm	19 mm	25 mm
Granito	14 dias	31,92	31,45	31,19
Gnaisse		32,15	33,68	-
Basalto		39,21	39,06	38,51
Diabásio		32,57	36,01	38,36
Cálcario		-	37,46	38,39
Granito	28 dias	31,85	33,19	32,88
Gnaisse		34,62	35,46	39,06
Basalto		40,94	40,06	42,78
Diabásio		35,37	37,53	39,31
Cálcario		-	38,89	39,92
Granito	56 dias	32,89	34,28	34,78
Gnaisse		35,37	37,60	39,73
Basalto		43,14	43,96	43,11
Diabásio		37,90	39,76	41,39
Cálcario		-	44,29	42,04

2.3.1.6 – Fração volumétrica do agregado graúdo

Segundo MELO NETO e HELENE (2002), aumentando-se o teor de agregado para um concreto com abatimento constante, ocorreu uma diminuição do valor do módulo de deformação. Segundo os autores, o aumento do teor de agregados, para um mesmo valor de abatimento, leva a um aumento da relação água-cimento, o que por sua vez, proporciona uma pasta com menor resistência e conseqüentemente um módulo menor conforme ilustra a figura 2.17. Porém, mantendo-se a relação água-cimento constante, observou-se um aumento no valor do módulo, conforme mostra a figura 2.18.

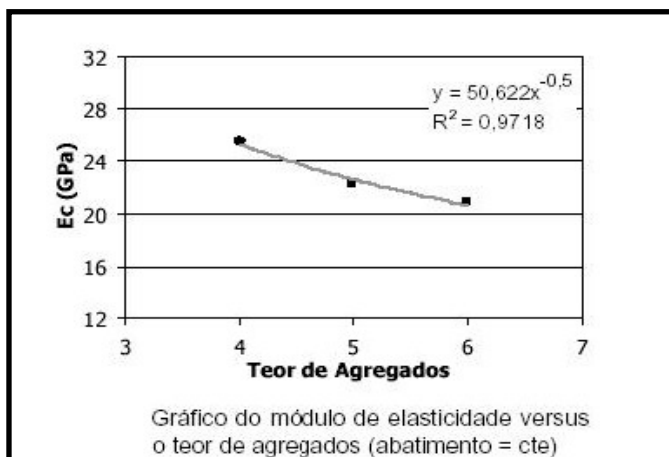


Figura 2.17 - Influência do teor de agregado sobre o módulo de elasticidade do concreto MELO NETO e HELENE (2002)

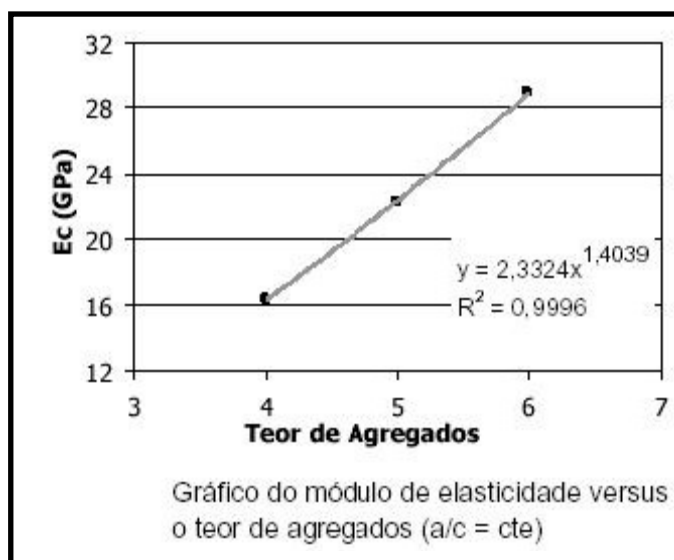


Figura 2.18- Influência do teor de agregado sobre o módulo de elasticidade do concreto MELO NETO e HELENE (2002)

2.3.1.7 – Porosidade e módulo de elasticidade do agregado

A porosidade do agregado determina a sua rigidez, que por sua vez, controla a capacidade do agregado de restringir deformações da matriz da pasta de cimento. Segundo MEHTA e MONTEIRO (1994), esta é a característica mais importante do agregado graúdo que afeta o módulo de deformação do concreto. Segundo estes pesquisadores, desde que se

mantenham constantes todas as demais características do concreto, aumentando-se o valor do módulo de elasticidade do agregado aumenta-se também o valor do módulo de deformação do concreto.

2.3.1.8 – Natureza do agregado

Tratando-se da natureza do agregado, objetivo principal do nosso estudo, alguns pesquisadores estudaram concretos com diferentes tipos de agregados. BARBOSA et al (1999) analisaram concretos com dois tipos de agregados (basalto e calcário), sendo que o módulo de elasticidade apresentou resultados semelhantes para os dois tipos. Utilizando agregados de traquito e de gnaiss, FREITAS et al (2001), não observaram influências do tipo de agregado no valor do módulo de elasticidade do concreto nas diferentes idades.

SILVA (1997) ensaiou concretos de alta resistência com agregado do tipo calcário, granulito e seixo rolado. Os resultados mostraram maiores valores de módulo para o concreto com agregado calcário. Os menores valores obtidos foram para o seixo rolado.

O estudo de PEREIRA NETO e DJANIKIAN (1996) empregando agregados de granito, gnaiss, basalto, diabásio e calcário, mostra que os maiores valores de módulo de elasticidade do concreto foram encontrado com agregados de basalto, conforme ilustra a Tabela 2.4.

2.3.2- Condições de cura

Estudos mostram que a cura influencia a resistência à compressão e o módulo de elasticidade; porém esta influência pode não ser da mesma ordem de grandeza para as duas propriedades. DAL MOLIN e MONTEIRO, apud SILVEIRA (2000), verificaram que a cura em ambiente de laboratório levou a uma redução do módulo de deformação em relação à cura úmida, sendo este efeito aumentado com a evolução da idade, independente da resistência do concreto ou do teor de adição.

2.3.2- Parâmetros de ensaio

2.3.3.1 – Umidade do corpo-de-prova

Os corpos de prova ensaiados em condição úmida apresentam, segundo MEHTA e MONTEIRO (1994), valores de módulo de deformação aproximadamente 15% maiores que os corpos de prova testados em condições secas.

2.3.3.2 – Velocidade de carregamento

Da mesma maneira que para a resistência à compressão, um aumento na velocidade de carregamento em um ensaio leva também a um aumento no valor do módulo de deformação. Por isso as normas de ensaio especificam uma taxa de incremento de tensão ou de deformação durante a realização dos ensaios.

2.3.3.3 – Tensão

O módulo de deformação que não seja o tangente na origem diminui com aumento da tensão, devendo ser especificada a tensão a que ele se refere.

2.4 – EXPRESSÕES PARA AVALIAÇÃO DO MÓDULO DE DEFORMAÇÃO

Existem várias expressões no meio técnico para determinação do módulo de deformação do concreto. Estas expressões seguem duas abordagens: teórica e empírica. As relações empíricas são as mais comumente empregadas e por isso serão as apresentadas neste item.

Várias fórmulas empíricas têm sido sugeridas para estimar o módulo de deformação secante. Estas expressões são ou só função da resistência à compressão ou desta grandeza e

da massa específica do concreto ou do tipo de agregado do concreto. Em geral estas fórmulas são do tipo (αf_c^β) , sendo comumente β igual a 1/2 ou 1/3, mas outros valores de β e de fórmulas foram propostos. A tabela 2.5 apresenta algumas destas expressões para estimar o módulo de deformação.

Tabela 2.5- Expressões para estimar o módulo de deformação do concreto
(E_{cs} e f_c em MPa)

Autor	Expressão	Observações
NBR 6118:2003	$E_{cs} = 4760 \sqrt{f_{ck}}$	$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$
EUROCODE 2: 2004	$E_{cs} = \alpha_e 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3}$	módulo secante para 0,4 f_{cm} $f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa}$ α_e é função do tipo de agregado (0,7 a 1,2)
ACI 318: 2005	$E_{cs} = 4700 \sqrt{f'_c}$	módulo secante para 0,45 f'_c
CEB FIP MC 90	$E_{cs} = \alpha_\beta 18275 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{1/3}$	$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa}$ α_β é função do tipo de agregado (0,7 a 1,2)

O código modelo do CEB (1990) apresenta uma equação para avaliação do módulo de elasticidade do concreto ao longo do tempo. A equação é dada por:

$$E_{cj} = \left\{ \exp \left[s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right] \right\}^{1/2} E_{c28 \text{ dias}} \quad (2.3)$$

onde:

E_{cj} = módulo de deformação do concreto na idade de j dias;

$E_{c28 \text{ dias}}$ = módulo de deformação do concreto na idade de 28 dias;

s = coeficiente de crescimento da resistência em função do tipo de cimento;

$s = 0,20$ para cimento CP V ARI;

$s = 0,25$ para cimento CP I e CP II;

$s = 0,38$ para cimento CP III e CP IV;

t = idade do concreto em dias.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 - INTRODUÇÃO

Foi realizado um estudo experimental com o objetivo de investigar as propriedades do concreto, a saber: resistência à compressão e módulo de deformação secante em diferentes idades, variando apenas a origem mineralógica do agregado graúdo. Foram escolhidos quatro tipos de agregados, calcário, gnaiss, basalto e dolomito, perfazendo um total de seis amostras obtidas de seis cidades do Estado de Minas Gerais: duas amostras de agregado de calcário (Belo Horizonte e Montes Claros), duas amostras de agregado de gnaiss (Passos e Guaxupé), uma amostra de agregado de basalto (Uberlândia) e uma amostra de agregado de dolomito (Patos de Minas). Os demais materiais empregados foram sempre os mesmos: a areia artificial quartzosa da região metropolitana de Belo Horizonte, e cimento Portland CP-III 40 RS fabricado pela Holcim.

Os concretos analisados foram especificados segundo as classes de agressividade ambiental prescritas pela NBR 6118:2003. Segundo esta norma, “a agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas de concreto”. A classe escolhida é a classe de agressividade II e para ela o concreto deve ter uma resistência característica à compressão (f_{ck}) mínima de 25,0 MPa e uma relação água/cimento $\leq 0,60$. Estes foram os parâmetros básicos utilizados na produção dos diferentes concretos.

Os concretos foram fabricados com agregados graúdos das diversas cidades, seguindo os procedimentos técnicos normativos. Para cada amostra, o concreto estudado foi produzido de uma única betonada.

Apresenta-se a seguir a caracterização dos materiais empregados na produção dos diversos concretos, a metodologia de dosagem e de fabricação do concreto e moldagem dos corpos-

de-prova, bem como os procedimentos de ensaio para avaliação da resistência à compressão e do módulo de deformação, de acordo com as normas brasileiras vigentes.

3.2- MATERIAIS CONSTITUINTES DO CONCRETO

3.2.1- Cimento

Um único tipo de cimento foi utilizado na produção dos diversos concretos: cimento Portland CP-III 40 RS, fabricado pela Holcim Cimentos. A escolha do cimento CP III se deve ao fato dele ser o tipo mais utilizado no Estado de Minas Gerais. Um único lote deste cimento foi empregado na fabricação dos concretos. As tabelas 3.1 e 3.2 apresentam as características químicas e físicas do cimento, fornecidas pelo fabricante do mesmo, Holcim Cimentos.

Tabela 3.1 - Caracterização física do cimento CP III – 40 RS

PROPRIEDADES FÍSICAS		CP III-40- RS	Limites	Norma
Massa Específica (g/cm ³)		2,96	-	NM 23/01
Finura	Resíduo na peneira 200 mm (%)	NI	≤ 8	NBR 11579
	Área específica (cm ² /g)	4380	-	NBR 7224
Tempo de pega (min)	Início de pega	185	> 60	NM 65/03
	Fim de pega	240	< 7200	NM 65/03
Água de consistência – pasta (%)		27,6	-	NM43/03
Resistência à compressão (MPa)	1 dia	11,4	-	NBR 7215
	3 dias	28,9	> 12	NBR 7215
	7 dias	40,5	>23	NBR 7215
	28 dias	53,2	>40	NBR 7215

Tabela 3.2 - Caracterização química do cimento CP III – 40 RS

COMPOSIÇÃO QUÍMICA (%)	CP III-40 RS	Limites	Norma
Óxido de Cálcio (CaO)	53,31	-	NBR 5742
Dióxido de Silício (SiO ₂)	26,38	-	NBR 5742
Óxido de Alumínio (Al ₂ O ₃)	8,87	-	NBR 5742
Óxido de Magnésio (MgO)	3,20	-	NBR 5742
Trióxido de enxofre (SO ₃)	2,18	<4,0	NBR 5745
Óxido de Ferro (Fe ₂ O ₃)	2,02	-	NBR 5742
Resíduo insolúvel	0,59	<1,5	NBR 5744
Perda ao fogo	0,45	-	NBR 5743
Óxido de Cálcio Livre (CaO)	-	<0,25	NM 12

3.2.2 - Agregado miúdo

A areia empregada em todos os concretos é de origem artificial quartzosa, comumente utilizada na região metropolitana de Belo Horizonte. Também no caso da areia, um único lote foi usado para todo o estudo. A figura 3.1 ilustra um dos ensaios realizados para caracterização da areia; a tabela 3.3 e a figura 3.2 apresentam os resultados destes ensaios.



Figura 3.1 - Ensaio de massa específica da areia

Tabela 3.3 – Caracterização do agregado miúdo

Ensaio	Resultados Obtidos	Valores Permitidos	Norma
Massa específica (kg/dm ³)	2,5	-	NM 52
Massa unitária (kg/dm ³)	1,41	-	NBR 7251
Dimensão máxima (mm)	4,8	-	NM 248
Módulo de Finura	2,73	-	NM 248
Material pulverulento (%)	6,16	< 7,0%	NBR 7219
Teor de argila	0,89%	< 1,5%	NBR 7218

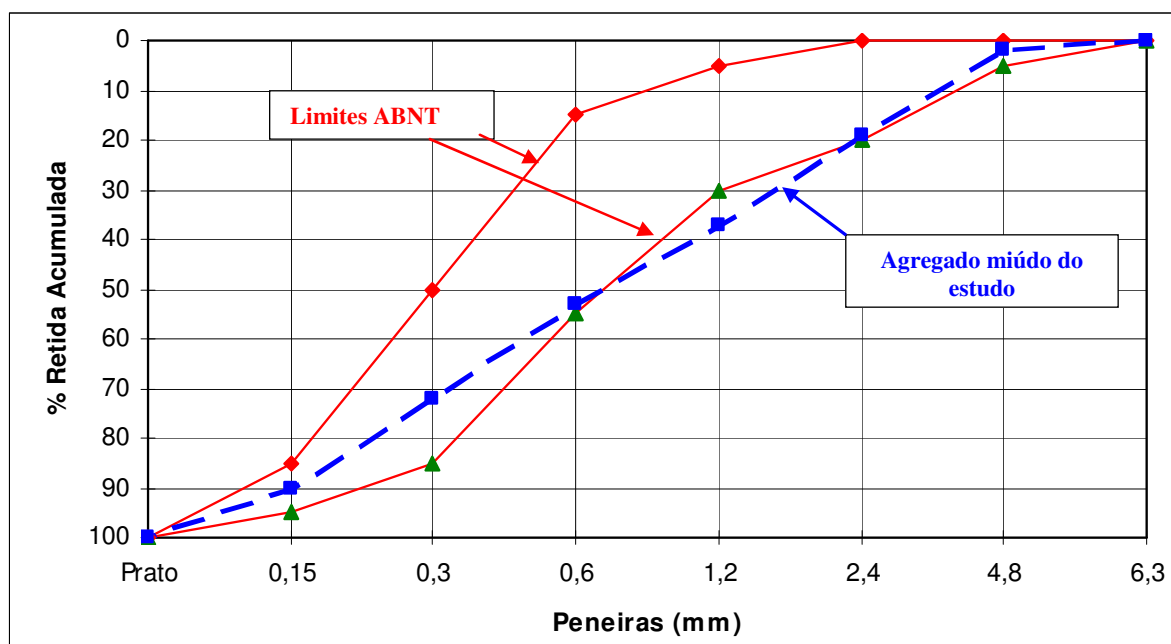


Figura 3.2- Resultado do ensaio de caracterização granulométrica do agregado miúdo.

Com dimensão máxima característica de 4,8 mm e módulo de finura igual a 2,73 (NBR 7211:2005), esta areia é classificada comercialmente como sendo uma areia média. Observa-se também que a areia utilizada satisfaz todos os critérios normativos relativos a teor de material pulverulento e teor de argila.

3.2.3- Agregado graúdo

Para o estudo, foram escolhidos quatro tipos de agregados, calcário, gnaisse, dolomito e basalto, perfazendo um total de seis amostras obtidas de seis cidades do Estado de Minas Gerais. Nos itens subseqüentes apresenta-se a caracterização dos agregados graúdos utilizados.

3.2.3.1- Agregado de calcário da região de Belo Horizonte

As figuras 3.3 e 3.4 ilustram os ensaios realizados para caracterização do agregado de calcário encontrado na região de Belo Horizonte; a tabela 3.4 e a figura 3.5 apresentam os resultados destes ensaios.



Figura 3.3 - Ensaio de absorção do agregado de calcário da região de Belo Horizonte



Figura 3.4 - Ensaio de massa específica do calcário da região de Belo Horizonte

Tabela 3.4 - Caracterização do agregado de calcário da região de Belo Horizonte

Ensaio	Resultados Obtidos	Valores Permitidos	Norma
Massa específica (kg/dm ³)	2,56	-	NM 52
Massa unitária (kg/dm ³)	1,46	-	NBR 7251
Dimensão máxima (mm)	25	-	NM 248
Módulo de Finura	7,11	-	NM 248
Absorção (%)	0,4	-	NBR 9777
Teor de argila (%)	0,89	< 3,0%	NBR 7218
Material pulverulento (%)	0,61	< 1,0%	NBR 7219

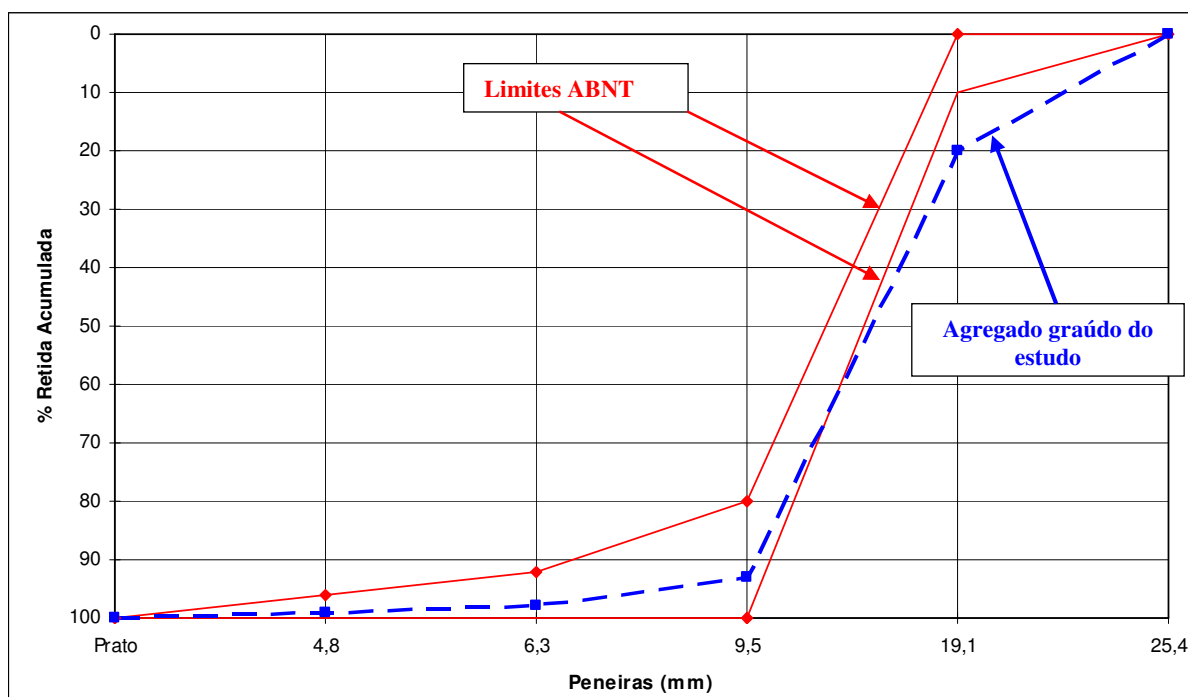


Figura 3.5 – Resultado do ensaio de caracterização granulométrica do agregado graúdo de calcário de Belo Horizonte.

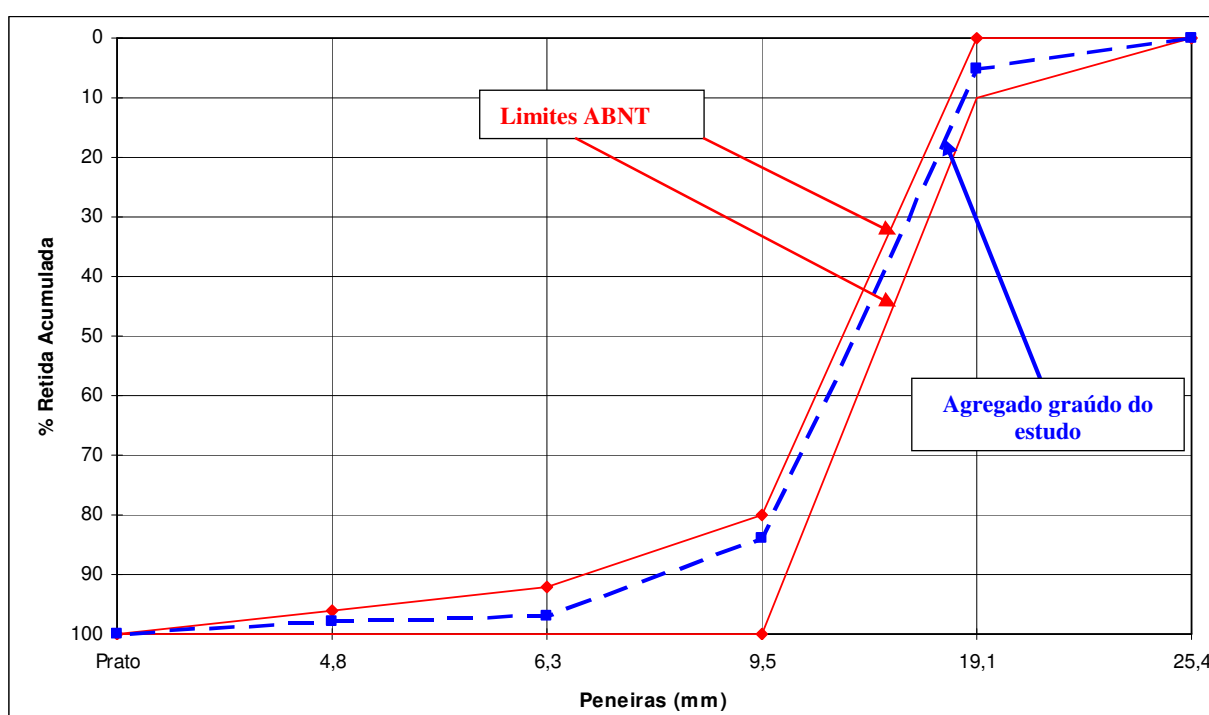
Com dimensão máxima característica de 25 mm e módulo de finura igual a 7,11 (NBR 7211:2005), esse agregado é classificado comercialmente como sendo uma brita 1. A massa unitária de $1,46 \text{ kg/dm}^3$ faz com que seja classificado como normal quanto ao peso.

3.2.3.2- Agregado de calcário da região de Montes Claros

A tabela 3.5 e a figura 3.6 apresentam os resultados dos ensaios de caracterização do agregado de calcário da região de Montes Claros.

Tabela 3.5 - Caracterização do agregado de calcário da região de Montes Claros

Ensaio	Resultados Obtidos	Valores Permitidos	Norma
Massa específica (kg/dm ³)	2,65	-	NM 52
Massa unitária (kg/dm ³)	1,49	-	NBR 7251
Dimensão máxima (mm)	19	-	NM 248
Módulo de Finura	6,88	-	NM 248
Absorção (%)	0,18	-	NBR 9777
Teor de argila (%)	0,02	< 3,0%	NBR 7218
Material pulverulento (%)	1,05	< 1,0%	NBR 7219

**Figura 3.6 – Resultado do ensaio de caracterização granulométrica do agregado graúdo de calcário de Montes Claros.**

Com dimensão máxima característica de 19 mm e módulo de finura igual a 6,87 (NBR 7211:2005), esse agregado é classificado comercialmente como sendo uma brita 1. A massa unitária de 1,49 kg/dm³ faz com que seja classificado como normal quanto ao peso.

3.2.3.3- Agregado de gnaise da região de Guaxupé

A tabela 3.6 e a figura 3.7 apresentam os resultados dos ensaios de caracterização do agregado de gnaise da região de Guaxupé.

Tabela 3.6 - Caracterização do agregado de gnaise da região de Guaxupé

Ensaio	Resultados Obtidos	Valores Permitidos	Norma
Massa específica (kg/dm ³)	2,80	-	NM 52
Massa unitária (kg/dm ³)	1,50	-	NBR 7251
Dimensão máxima (mm)	19	-	NM 248
Módulo de Finura	6,90	-	NM 248
Absorção (%)	0,25	-	NBR 9777
Teor de argila (%)	0,12	<3,0%	NBR 7218
Material pulverulento (%)	0,30	< 1,0%	NBR 7219

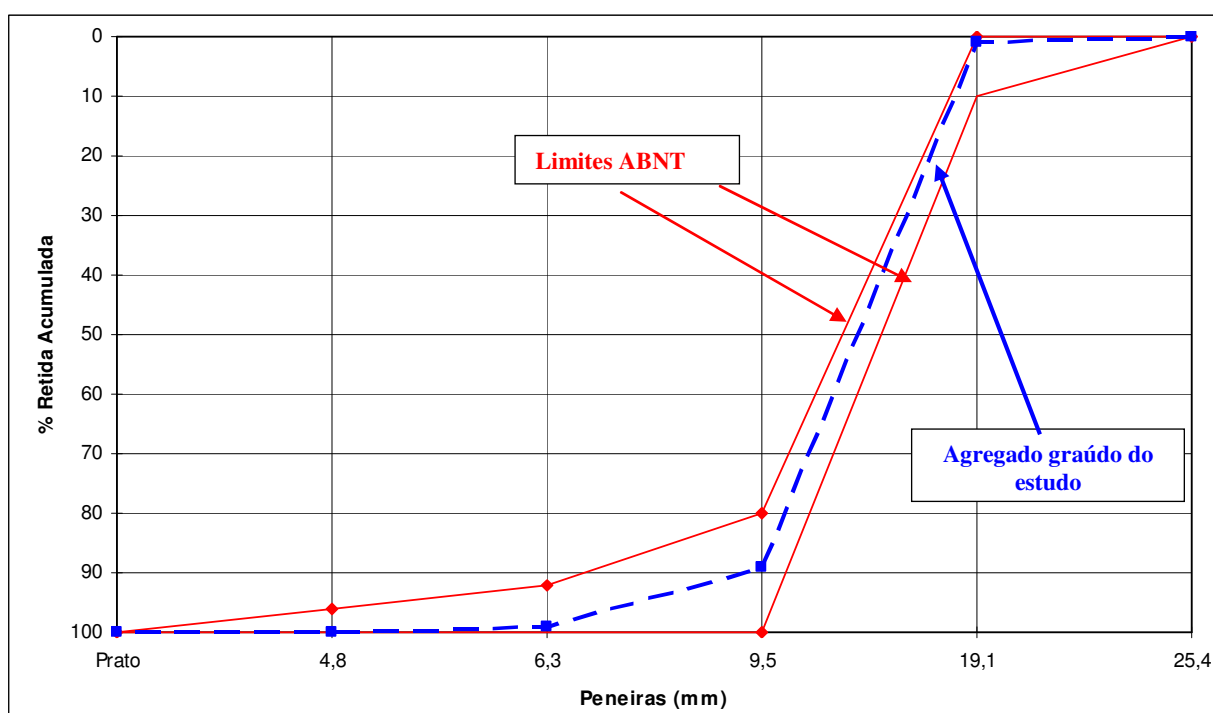


Figura 3.7 – Resultado do ensaio de caracterização granulométrica do agregado graúdo de gnaise de Guaxupé.

Com dimensão máxima característica de 19 mm e módulo de finura igual a 6,90 (NBR 7211:2005), esse agregado é classificado comercialmente como sendo uma brita 1. A massa unitária de 1,50 kg/dm³ faz com que seja classificado como normal quanto ao peso.

3.2.3.4- Agregado de gnaise da região de Passos

A tabela 3.7 e a figura 3.8 apresentam os resultados dos ensaios de caracterização do agregado de gnaise da região de Passos.

Tabela 3.7 - Caracterização do agregado de gnaise da região de Passos

Ensaio	Resultados Obtidos	Valores Permitidos	Norma
Massa específica (kg/dm ³)	2,64	-	NM 52
Massa unitária (kg/dm ³)	1,46	-	NBR 7251
Dimensão máxima (mm)	19	-	NM 248
Módulo de Finura	6,93	-	NM 248
Absorção (%)	0,19	-	NBR 9777
Teor de argila (%)	0,05	< 3,0%	NBR 7218
Material pulverulento (%)	0,32	< 1,0%	NBR 7219

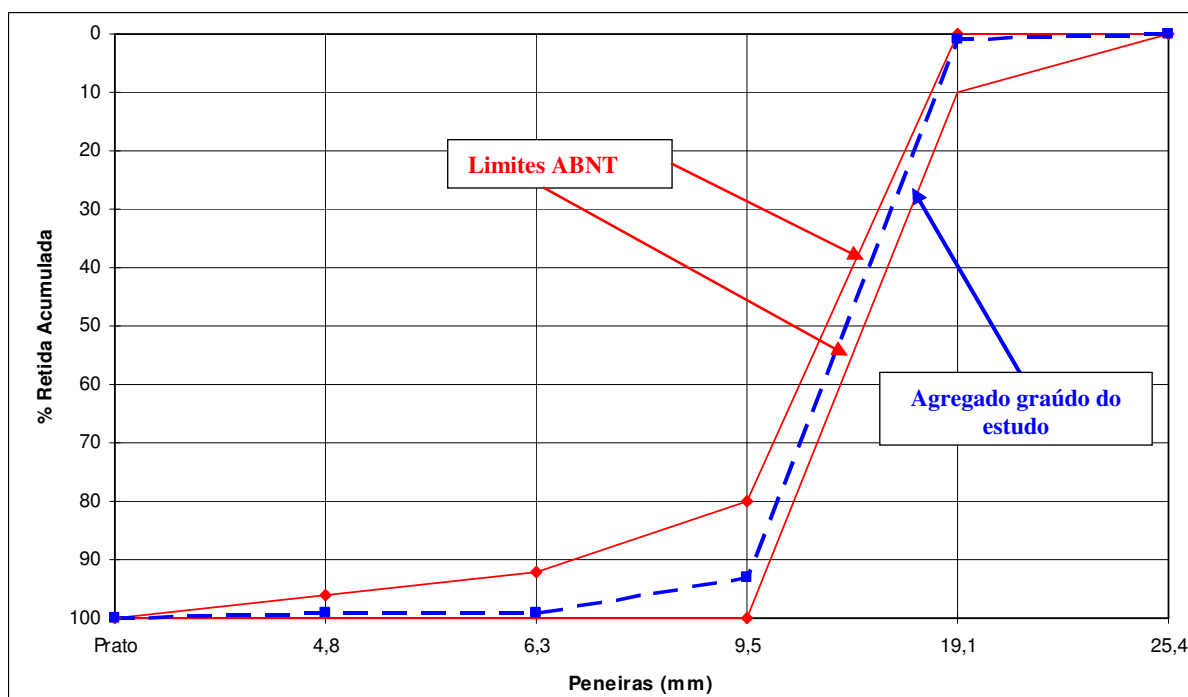


Figura 3.8 – Resultado do ensaio de caracterização granulométrica do agregado graúdo de gnaise de Passos.

Com dimensão máxima característica de 19 mm e módulo de finura igual a 6,93 (NBR 7211:2005), esse agregado é classificado comercialmente como sendo uma brita 1. A massa unitária de $1,46 \text{ kg/dm}^3$ faz com que seja classificado como normal quanto ao peso.

3.2.3.5- Agregado de dolomito da região de Patos de Minas

A tabela 3.8 e a figura 3.9 apresentam os resultados dos ensaios de caracterização do agregado de dolomito da região de Patos de Minas.

Tabela 3.8 - Caracterização do agregado de dolomito da região de Patos de Minas

Ensaio	Resultados Obtidos	Valores Permitidos	Norma
Massa específica (Kg/dm ³)	2,70	-	NM 52
Massa unitária (Kg/dm ³)	1,48	-	NBR 7251
Dimensão máxima (mm)	19	-	NM 248
Módulo de Finura	6,98	-	NM 248
Absorção (%)	0,10	-	NBR 9777
Teor de argila (%)	1,18	< 3,0%	NBR 7218
Material pulverulento (%)	0,28	< 1,0%	NBR 7219

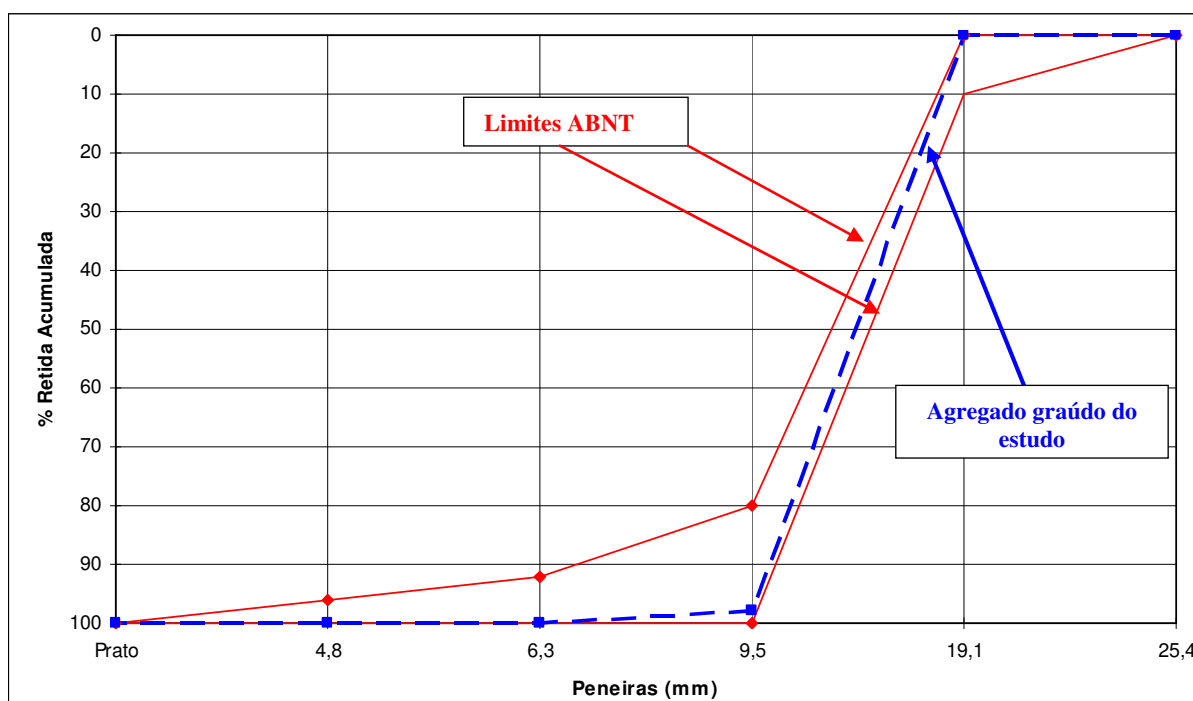


Figura 3.9 – Resultado do ensaio de caracterização granulométrica do agregado graúdo de dolomito de Patos de Minas.

Com dimensão máxima característica de 19 mm e módulo de finura igual a 6,98 (NBR 7211:2005), esse agregado é classificado comercialmente como sendo uma brita 1. A massa unitária de 1,48 kg/dm³ faz com que seja classificado como normal quanto ao peso.

3.2.3.6- Agregado de basalto da região de Uberlândia

A tabela 3.9 e a figura 3.10 apresentam os resultados dos ensaios de caracterização do agregado de basalto da região de Uberlândia.

Tabela 3.9 - Caracterização do agregado de basalto da região de Uberlândia

Ensaio	Resultados Obtidos	Valores Permitidos	Norma
Massa específica (kg/dm ³)	2,84	-	NM 52
Massa unitária (kg/dm ³)	1,50	-	NBR 7251
Dimensão máxima (mm)	25	-	NM 248
Módulo de Finura	7,01	-	NM 248
Absorção (%)	0,33	-	NBR 9777
Teor de argila (%)	0,05	< 3,0%	NBR 7218
Material pulverulento (%)	0,94	< 1,0%	NBR 7219

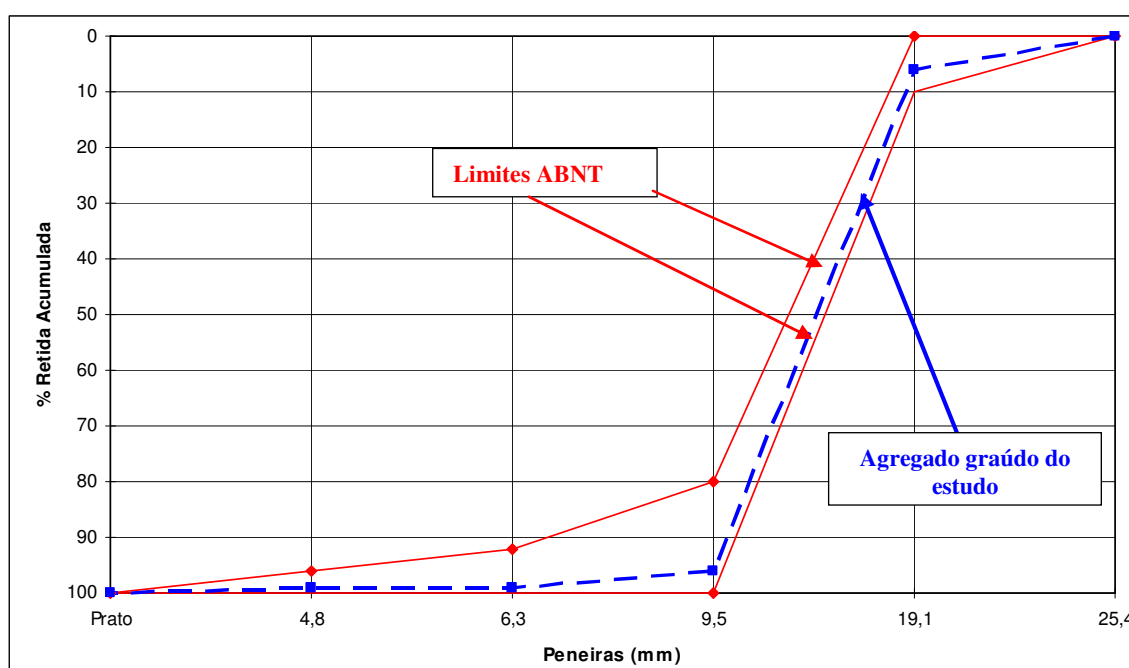


Figura 3.10 - Resultado do ensaio de caracterização granulométrica do agregado de basalto de Uberlândia.

Com dimensão máxima característica de 25 mm e módulo de finura igual a 7,01 (NBR 7211:2005), esse agregado é classificado comercialmente como sendo uma brita 1. A massa unitária de 1,50 kg/dm³ faz com que seja classificado como normal quanto ao peso.

3.2.4- Aditivo

O aditivo utilizado, a base de lignina sulfonada, foi o Mastermix 330 N, aditivo plastificante polifuncional de pega normal. As características fornecidas pelo fabricante são mostradas na tabela 3.10.

Tabela 3.10 – Características do aditivo

Característica	Valor do Lote
Aspecto	Líquido
Densidade (g/cm ³)	1,085 a 1,125 g/cm ³
pH	7 a 9
Base Química	Lignina sulfonada
Sólidos (%)	25,5 a 27,5
Cor	Castanho escuro

3.2.5- Água

A água utilizada foi fornecida pela concessionária local (COPASA), apresentando-se dentro dos limites normais de potabilidade.

3.3 – DOSAGEM DO CONCRETO

Como dito anteriormente, os concretos analisados foram especificados segundo as classes de agressividade ambiental prescritas pela NBR 6118:2003. A classe escolhida foi a classe de agressividade II e para ela o concreto deve ter uma resistência característica à compressão (f_{ck}) mínima de 25,0 MPa e uma relação água/cimento $\leq 0,60$. Estes foram os parâmetros básicos utilizados na produção dos diferentes concretos.

Como ponto de partida para a dosagem dos concretos, utilizou-se um traço, para concreto bombeável, comumente empregado por uma concreteira da região de Belo Horizonte, usando-se os materiais (cimento CPIII 40 RS, agregado de calcário, areia artificial quartzosa e aditivo) que efetivamente fizeram parte do estudo. Este traço preliminar tinha a

seguinte proporção em peso: 1: 2,646: 3,263 (cimento: areia: brita); consumo de cimento de 308 Kg/m³ e relação água/cimento igual a 0,60. Para garantir a sua bombeabilidade empregou-se o aditivo plastificante e retardador Mastermix 330 N na proporção de 2,5 litros/m³. Este traço foi fabricado com o objetivo de certificar a dosagem, de testar a metodologia de produção do concreto, bem como de realização dos ensaios, verificando-se inclusive o atendimento da resistência característica à compressão especificada aos 28 dias. Com esta dosagem, o valor de resistência característica obtido foi plenamente satisfeito.

Como o objetivo principal do trabalho é a verificação da influencia dos diferentes tipos de agregados graúdos no módulo de deformação do concreto, procurou-se manter as dosagens dos concretos fabricados com os outros tipos de agregados, o mais próximo possível do traço com agregado de calcário de Belo Horizonte. Para atingir este fim, foi mantido constante o módulo de finura do traço. Desta forma, a sistemática adotada foi:

- Cálculo do “m” para a proporção de dosagem: 1: m : a/c

$$m = 2,646 + 3,263 = 5,91$$

$$\text{Quantidade de agregado miúdo} = 2,646 \cdot 308 = 815 \text{ Kg}$$

$$\text{Quantidade de agregado graúdo} = 3,263 \cdot 308 = 1005 \text{ Kg}$$

$$\text{Proporção de agregado miúdo} = \left(\frac{2,646}{5,91} \right) \cdot 100 = 44,75\%$$

$$\text{Proporção de agregado graúdo} = \left(\frac{3,263}{5,91} \right) \cdot 100 = 55,25\%$$

$$\text{Proporção do traço: } 1 : 5,91 : 0,60$$

- Módulo de Finura (MF) do traço

$$MF = (\% \text{ agr. miúdo} \times MF_{\text{agr.miúdo}}) + (\% \text{ agr.graúdo} \times MF_{\text{agr.graúdo}})$$

Com os valores do módulo de finura do agregado miúdo igual a 2,73 (tabela 3.3) e do agregado graúdo de calcário de Belo Horizonte igual a 7,11 (tabela 3.4) temos:

$$MF = (0,4475 \times 2,73) + (0,5525 \times 7,11) = 5,15$$

Com este valor constante para o módulo de finura de todos os traços, as demais dosagens foram ajustadas, corrigindo-se apenas os quantitativos do agregado miúdo e do agregado graúdo. Como exemplo, para o agregado graúdo de basalto da região de Uberlândia, a proporção do traço foi determinada da seguinte forma:

$$5,15 = (\%agr. \text{ miúdo} \times 2,73) + [(1 - \%agr. \text{ miúdo}) \times 7,01]$$

$$\text{Percentual de agregado miúdo} = 43,46 \%$$

$$\text{Percentual de agregado graúdo} = 56,54 \%$$

$$\text{Proporção de agregado miúdo} = \left(\frac{43,46}{100} \right) \cdot 5,91 = 2,568$$

$$\text{Proporção de agregado graúdo} = \left(\frac{56,54}{100} \right) \cdot 5,91 = 3,341$$

$$\text{Quantidade de agregado miúdo} = 2,568 \cdot 308 = 791 \text{ Kg}$$

$$\text{Quantidade de agregado graúdo} = 3,341 \cdot 308 = 1029 \text{ Kg}$$

Com base nesta sistemática, a tabela 3.11 apresenta as características básicas dos traços dos concretos fabricados e analisados. A denominação de cada traço é função da resistência característica (C25), seguida do tipo de agregado graúdo utilizado (CA, para calcário, GN, para gnaíse, BA para basalto e DO para dolomito) e da região de origem do mesmo: BHZ para Belo Horizonte, MCL para Montes Claros, PAS para Passos, PAT para Patos de Minas, GUA para Guaxupé e UBER para Uberlândia. As proporções dos componentes estão em peso e seguem o formato cimento: areia: brita.

Tabela 3.11 – Nomenclatura e dosagens dos traços de concreto

Denominação do traço	Tipo de agregado graúdo	Consumo de Cimento (Kg/m ³)	Fator a/c	Aditivo (l/m ³)	Proporção
C25-CA-BHZ	calcário	308	0,60	2,5	1 : 2,646 : 3,263
C25-CA-MCL	calcário	308	0,60	2,5	1 : 2,441 : 3,416
C25-GN-PAS	gnaisse	308	0,60	2,5	1 : 2,483 : 3,377
C25-GN-GUA	gnaisse	308	0,60	2,5	1 : 2,464 : 3,407
C25-DO-PAT	dolomito	308	0,60	2,5	1 : 2,523 : 3,328
C25-BA-UBER	basalto	308	0,60	2,5	1 : 2,568 : 3,341

3.4 – FABRICAÇÃO DO CONCRETO

Em função do teor de absorção de todos os agregados graúdos estudados ser muito baixo, não se adotou o procedimento de imergir esses agregados em água por pelo menos 24 horas antes da mistura do concreto.

Antes da pesagem dos materiais para a fabricação de cada traço, o teor de umidade da areia foi avaliado e com este valor corrigiu-se a quantidade de água da mistura. Em seguida foi feita a pesagem de todos os materiais (cimento, areia, agregado graúdo e água) em uma balança eletrônica com precisão de 0,01 Kg. A quantidade de aditivo foi sempre medida em um béquer graduado. Para cada traço analisado, foram fabricados aproximadamente 100 litros de concreto.

A mistura dos materiais foi feita em betoneira BCKQ com capacidade de 320 litros, adotando-se a seguinte seqüência:

- 1- Adição do agregado graúdo e com a betoneira em funcionamento, colocação de metade da água de amassamento;
- 2- Adição do agregado miúdo e mistura dos materiais por aproximadamente 1 minuto, adicionando-se em seguida 40% da água de amassamento;
- 3- Colocação do cimento e mistura dos materiais por aproximadamente 1 minuto;
- 4- Com a betoneira ainda em funcionamento, colocava-se o aditivo dissolvido no restante da água de amassamento e continuava-se a mistura por mais 5 minutos.

Uma parte da mistura era, em seguida, retirada para realização do ensaio de abatimento, do tronco de cone, conforme as prescrições da NBR 7223:1998. Após a determinação do abatimento, o material utilizado foi inserido novamente na betoneira e misturado por mais 2 minutos.

3.5 – MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA

Para a execução dos ensaios foram utilizados corpos-de-prova cilíndricos com dimensões 10 x 20 cm. Para cada traço foram moldados 50 corpos-de-prova. O adensamento do concreto foi feito de forma manual, em duas camadas e 12 golpes por camada, conforme a NBR 5738:2004. O acabamento da face superior dos corpos-de-prova foi feito por alisamento da superfície. Em seguida o concreto foi coberto com sacos de linhagem bastante umedecidos por 72 horas.

3.6 – CURA DO CONCRETO

Os corpos de prova permaneceram umedecidos por três dias, sendo então desformados, identificados e levados à câmara úmida, onde permaneceram até a data dos respectivos ensaios. De lá, saíram para serem capeados com pasta de enxofre para uniformização da sua superfície.

3.7 – ENSAIOS DO CONCRETO ENDURECIDO

Os ensaios de resistência à compressão e módulo de deformação secante a uma tensão indicada foram realizados nas idades de 3, 7, 14, 21, 28 dias após a fabricação do concreto. Utilizou-se para estes ensaios uma máquina de ensaio modelo HD com capacidade de 2000 kN (figuras 3.11 e 3.12), fabricada pela Contenco Indústria e Comércio Ltda. Esta prensa foi calibrada pelo Centro Tecnológico de Minas Gerais - CETEC, certificado número 120623, de 18 de fevereiro de 2008; ela está localizada no Laboratório de Concreto da Companhia Energética de Minas Gerais – CEMIG.



Figura 3.11 – Prensa utilizada nos ensaios do concreto endurecido



Figura 3.12 – Equipamentos utilizados nos ensaios do concreto endurecido

3.7.1- Ensaio de resistência à compressão

Os ensaios de resistência à compressão em corpos cilíndricos de 10 x 20 cm foram realizados de acordo com a NBR 5739: 1994. Para cada idade foram utilizados 6 corpos-de-prova. Destes, três foram inicialmente ensaiados e calculados a média dos resultados para determinação da tensão $\sigma_n = 0,4 f_c$ para a realização do ensaio de módulo de

deformação a uma tensão indicada. Após a realização dos ensaios de determinação do módulo de deformação, cada corpo-de-prova foi levado à ruptura.

Foi adotada, como resistência à compressão do concreto a média aritmética dos valores obtidos para os seis corpos-de-prova ensaiados em cada idade. Quando estes seis valores apresentaram um coeficiente de variação maior que 10%, foi excluído o valor inferior, por ser este o que mais se afastou da média. Após esta exclusão, os cálculos foram refeitos para verificar se o coeficiente de variação estava abaixo de 10%. Dos 30 corpos-de-prova analisados não foi necessário a retirada de nenhum dos valores obtidos.

3.7.2- Ensaio para determinação do módulo de deformação

Para o ensaio do módulo de deformação, de acordo com a NBR 8522:2003, são necessários 5 corpos de prova cilíndricos, com 150 mm de diâmetro (d) e 300 mm de altura (L) ou que atenda à condição $L/d = 2$, sendo que o diâmetro deva ser no mínimo 4 vezes o tamanho máximo do agregado graúdo. Dentre esses corpos-de-prova, em no mínimo dois, deve ser avaliada a resistência à compressão (de acordo com o que define a NBR 5739:2007), a fim de se determinar a carga a ser aplicada no ensaio do módulo de deformação. Neste estudo foram empregados três corpos-de-prova para a determinação do nível de tensão a ser aplicado.

Os corpos-de-prova foram centralizados na prensa e os medidores de deformação foram fixados de forma que os pontos de medição ficassem equidistantes dos extremos do corpo de prova. A base de medida das deformações deve ser no mínimo igual a $2/3$ do diâmetro do corpo de prova e no máximo igual a esse diâmetro.

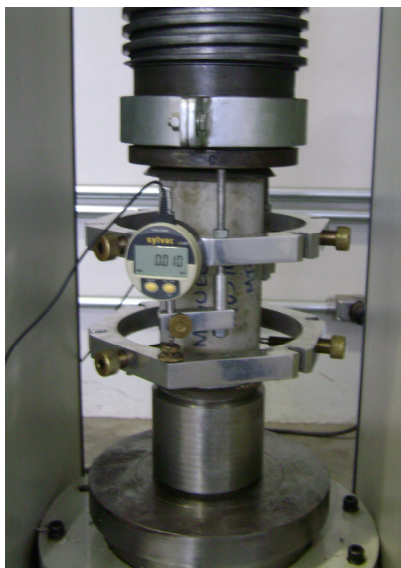


Figura 3.13 – Equipamento utilizado no ensaio de módulo de deformação.

Durante a determinação do módulo de deformação secante, após o posicionamento dos corpos-de-prova, foi feita, uma compatibilização da deformação das bases de medida. Esta compatibilização consistiu em aplicar uma carga de até, no máximo, 20 % da carga prevista para ruptura do concreto e verificar as deformações registradas pelos medidores. Caso a diferença entre as deformações lidas nesses medidores fosse maior que 20 % da maior das leituras feitas, descarregava-se o corpo-de-prova e ajustava-se de girando o corpo-de-prova. Este procedimento foi ser repetido até que a diferença entre as deformações lidas não fosse maior que 20 % da maior deformação. Terminada esta etapa da compatibilização das deformações, aplicava-se um carregamento crescente à velocidade $(0,25 \pm 0,05)$ MPa/s com pausa de 60 segundos nas tensões de 0,5 MPa e σ_n para leitura das respectivas deformações em no máximo 30 segundos.

Após o término das leituras de força e deformação, os corpos- de- prova foram carregados até sua ruptura. Se a resistência efetiva à compressão do corpo-de-prova diferisse da resistência medida anteriormente em mais de 20%, os resultados deste corpo-de-prova eram descartados.

O módulo de deformação secante, E_{cs} , a uma tensão indicada, em gigapascals, é dado pela equação abaixo:

$$E_{cs} = \frac{\sigma_n - \sigma_a}{\epsilon_n - \epsilon_a} \cdot 10^{-3}, \quad (\text{Equação 3.1})$$

onde

σ_n é a tensão maior, em MPa;

σ_a é a tensão básica, igual a 0,5 MPa;

ϵ_n é a deformação específica média correspondente à tensão maior σ_n ; e

ϵ_a é a deformação específica média correspondente à tensão básica σ_a .

Neste estudo a tensão maior considerada foi de 40 % da resistência efetiva do concreto determinada em cada idade de ensaio.

4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 - INTRODUÇÃO

O propósito do presente capítulo é apresentar e analisar os resultados dos ensaios das propriedades mecânicas dos diversos concretos fabricados. Primeiramente foram analisados os resultados de resistência à compressão e módulo de deformação secante dos concretos produzidos com agregados de mesma origem mineralógica: calcário (Belo Horizonte e Montes Claros), gnaiss (Passos e Guaxupé), basalto (Uberlândia) e dolomito (Patos de Minas). Em seguida é feito um estudo comparativo dos valores medidos das propriedades dos concretos fabricados com agregados de diferentes mineralogias. Ao final foi apresentada uma análise comparativa dos resultados obtidos em relação às prescrições normativas (NBR 6118/2003, ACI 318/2005, EUROCODE 2/2004 e CEB 1990) quanto a resistência à compressão e módulo de deformação, bem como às equações que relacionam estas duas propriedades.

4.2 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.2.1 – Agregados Graúdos de Calcário

A resistência à compressão e o módulo de deformação dos concretos fabricados com agregados graúdos de calcário são analisados neste item. Esses agregados são provenientes de Belo Horizonte e Montes Claros.

A denominação de cada traço é função da resistência característica (**C25**), seguida do tipo de agregado graúdo utilizado (**CA**), para calcário e da região de origem do mesmo: **BHZ** para Belo Horizonte e **MCL** para Montes Claros.

4.2.1.1 – Resistência à compressão

A tabela 4.1 apresenta os resultados encontrados para os ensaios de resistência à compressão, que podem ser visualizados na figura 4.1.

Tabela 4.1 – Resultados do ensaio de resistência à compressão dos concretos fabricados com agregados de calcário.

Traço		Resistência à Compressão (MPa)				
		3 dias	7 dias	14 dias	21 dias	28 dias
C25-CA-BHZ	f_{cm}^1	13,0	26,9	32,4	32,9	34,6
	σ_{sd}^2	0,42	1,82	1,52	2,47	1,59
C25-CA-MCL	f_{cm}	13,5	26,1	27,7	34,2	33,9
	σ_{sd}	1,11	1,15	2,29	1,11	1,87

1 – Valor médio da resistência à compressão (6 cp's)

2 – Desvio padrão (6 cp's)

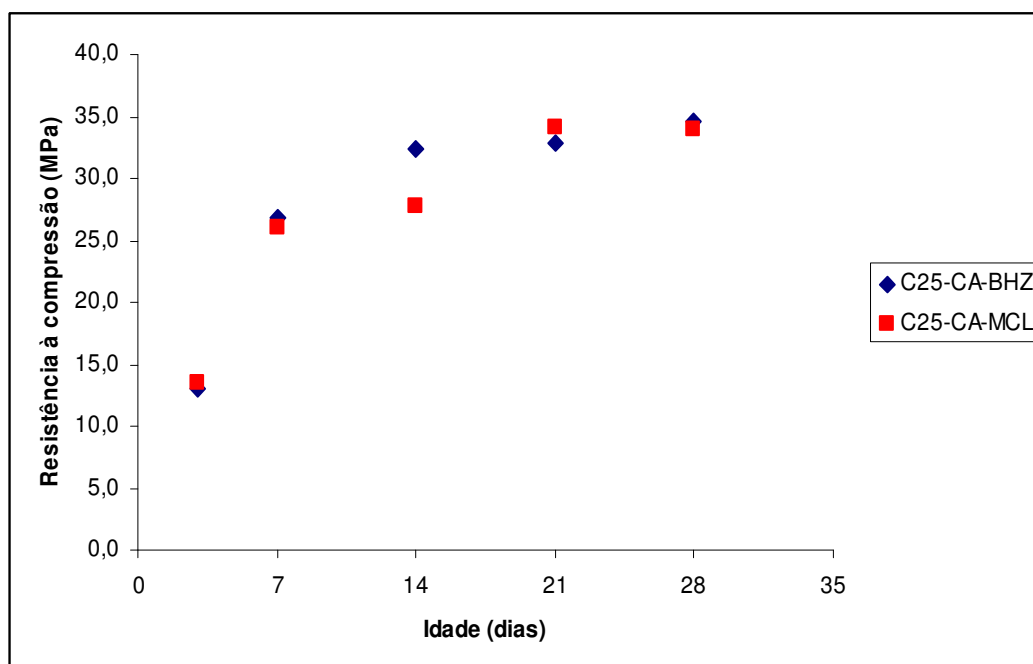


Figura 4.1 - Evolução da resistência à compressão ao longo do tempo para os concretos fabricados com agregados de calcário.

Os valores encontrados para a resistência característica à compressão especificada de 25 MPa foi plenamente satisfeita. Se utilizarmos a relação $f_{ck} = f_{cm} - 1,65 \sigma_{sd}$ para a idade de 28 dias, os valores obtidos são iguais a 32,0 MPa e 30,8 MPa para Belo Horizonte e Montes Claros respectivamente.

A análise dos resultados revelou valores de resistência à compressão e de desvio padrão muito próximos entre os concretos com agregado graúdo de calcário de Belo Horizonte e Montes Claros. A exceção foi a idade de 14 dias onde esta última apresentou valor significativamente menor. Estes resultados indicam que não houve diferença na resistência à compressão dos concretos produzidos com agregados de calcário empregados independentemente de sua procedência: Belo Horizonte ou Montes Claros.

4.2.1.2 – Módulo de deformação

A tabela 4.2 apresenta os resultados encontrados para os ensaios de módulo de deformação, que podem ser visualizados na figura 4.2.

Tabela 4.2 – Resultados do ensaio de módulo de deformação dos concretos fabricados com agregados de calcário.

Traço		Módulo de Deformação (MPa)				
		3 dias	7 dias	14 dias	21 dias	28 dias
C25-CA-BHZ	E_{csm}^1	20164	28396	32510	32710	34374
	σ^2	1376	1522	2416	2038	1252
C25-CA-MCL	E_{csm}	22081	31932	35148	36716	37288
	σ^2	897	60	1878	886	370

¹ – Valor médio do módulo de deformação (3 cp's)

² – Desvio padrão (3 cp's)

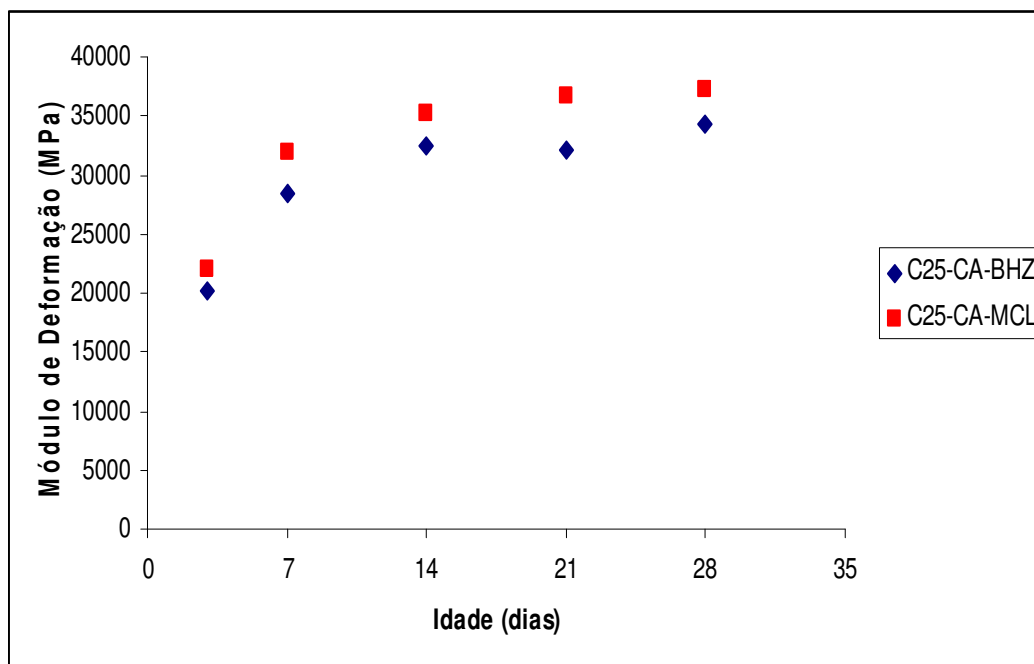


Figura 4.2 - Evolução do módulo de deformação ao longo do tempo para os concretos fabricados com agregados de calcário.

Podemos observar que o concreto produzido com agregado de calcário de Montes Claros apresentou módulo de deformação 10% maior, em média, com relação ao concreto com agregado de calcário de Belo Horizonte. Esses resultados revelam que houve diferença no módulo de deformação para os concretos produzidos com agregados de calcário. Esta diferença pode ser explicada pelo menor tamanho (dimensão máxima de 19 mm) e pela melhor distribuição granulométrica, dentro dos limites da norma NBR 7211, do agregado de calcário de Montes Claros. É importante frisar que quanto menor o tamanho do agregado, maior será sua área superficial, tendo como consequência uma melhor distribuição das tensões na zona de transição pasta-agregado.

4.2.2 – Agregados Graúdos de Gnaise

A resistência à compressão e o módulo de deformação dos concretos fabricados com agregados graúdos de gnaise são analisados neste item. Esses agregados são provenientes de Passos e Guaxupé. A denominação de cada traço é função da resistência característica (C25), seguida do tipo de agregado graúdo utilizado (GN), para gnaise e da região de origem do mesmo: **PAS** para Passos e **GUA** para Guaxupé.

4.2.2.1 – Resistência à compressão

A tabela 4.3 apresenta os resultados encontrados para os ensaios de resistência à compressão que podem ser visualizados na figura 4.3.

Tabela 4.3 – Resultados do ensaio de resistência à compressão dos concretos fabricados com agregados de gnaise.

Traço		Resistência à Compressão (MPa)				
		3 dias	7 dias	14 dias	21 dias	28 dias
C25-GN-PAS	f_{cm}^1	9,8	24,4	31,4	33,2	32,9
	σ_{sd}^2	0,82	1,33	2,20	2,46	2,78
C25-GN-GUA	f_{cm}	8,8	25,8	34,6	35,6	39,7
	σ_{sd}	0,62	2,03	2,29	2,29	2,96

1 – Valor médio da resistência à compressão (6 cp's)

2 – Desvio padrão (6 cp's)

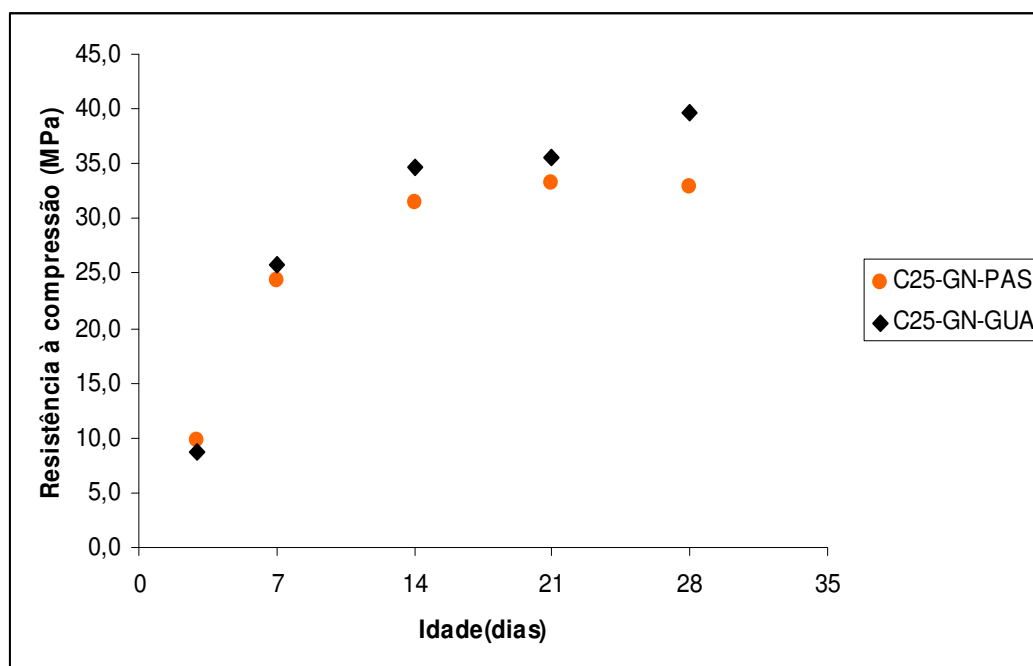


Figura 4.3 - Evolução da resistência à compressão ao longo do tempo para os concretos fabricados com agregados de gnaise.

Para os valores encontrados, a resistência característica à compressão especificada em 25 MPa, foi plenamente satisfeita. Ao utilizarmos a relação $f_{ck} = f_{cm} - 1,65 \sigma_{sd}$ para a

idade de 28 dias, os valores obtidos são iguais a 28,3 MPa e 34,8 MPa para Passos e Guaxupé, respectivamente.

Analisando os resultados, podemos observar que o concreto com agregado graúdo de gnaise de Guaxupé foi o que apresentou a maior resistência à compressão. O concreto com agregado de Passos apresentou a menor resistência em todas as idades, exceto aos 3 dias. Aos 28 dias, o concreto com agregado de Guaxupé apresentou valor significativamente maior em relação ao de Passos.

Analisando concretos com agregados de gnaise, cimento CP III 40 RS (consumo de 308 Kg/m³) e fator a/c 0,60, NUNES (2005) chegou a resultados muito próximos dos encontrados neste estudo. A figura 4.4 ilustra esta comparação.

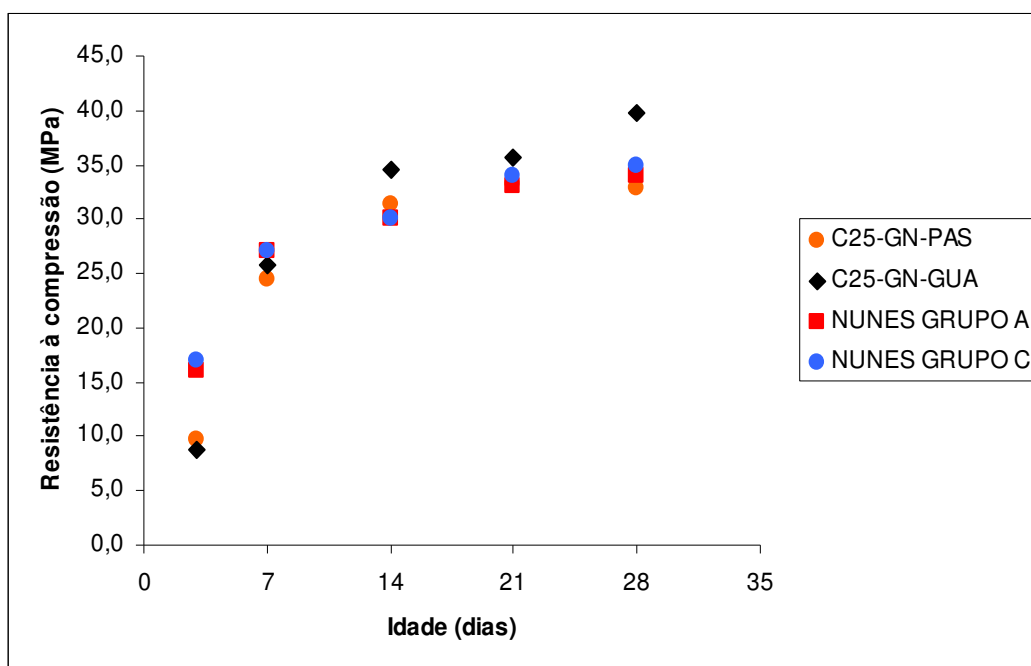


Figura 4.4 – Gráfico comparativo dos resultados obtidos no presente estudo com os encontrados por NUNES (2005).

4.2.2.2 – Módulo de deformação

A tabela 4.4 apresenta os resultados encontrados para os ensaios de módulo de deformação, que podem ser visualizados na figura 4.5.

Tabela 4.4 – Resultados do ensaio de módulo de deformação dos concretos fabricados com agregados de gnaiss.

Traço		Módulo de Deformação (MPa)				
		3 dias	7 dias	14 dias	21 dias	28 dias
C25-GN-PAS	E_{csm}^1	17775	26232	28598	28891	31581
	σ^2	1046	873	543	913	2458
C25-GN-GUA	E_{csm}^1	17510	28738	32057	33545	35710
	σ^2	640	2729	1502	319	1610

¹ – Valor médio do módulo de deformação (3 cp's)

² – Desvio padrão (3 cp's)

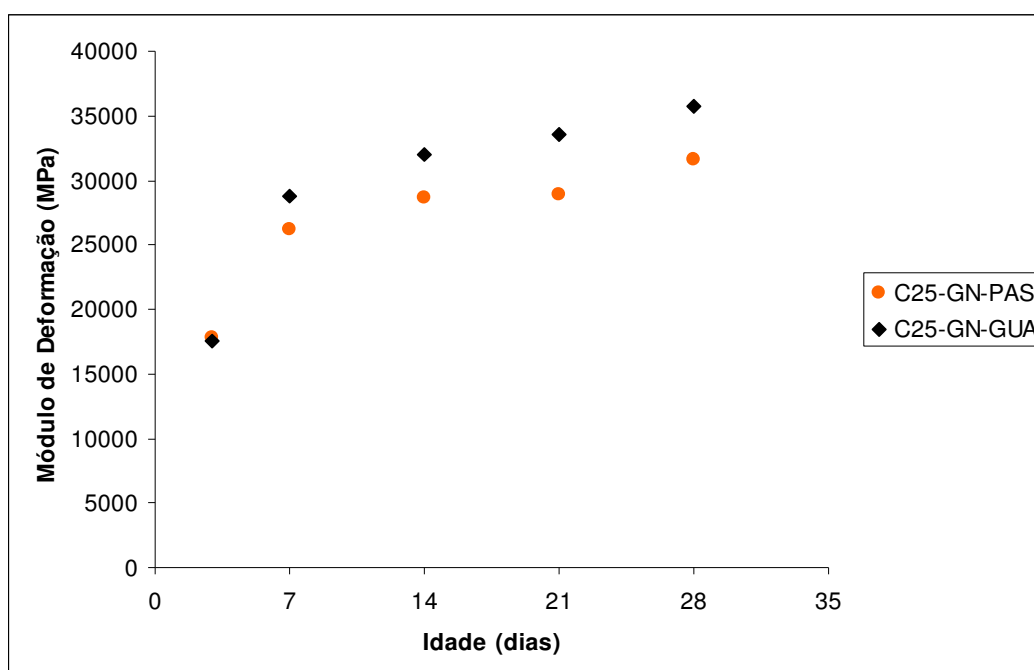


Figura 4.5 - Evolução do módulo de deformação ao longo do tempo para os concretos fabricados com agregados de gnaiss.

Os valores obtidos para o módulo de deformação para os concretos com agregados de Guaxupé, a exemplo dos resultados de ensaios de resistência à compressão, foram maiores em relação ao concreto com agregado de Passos. Esses resultados demonstram que houve diferença no módulo de deformação para concretos produzidos com agregados de gnaiss. Apesar desses agregados apresentarem curvas granulométricas muito parecidas, mesmo tamanho máximo, mesmo módulo de finura e mesma mineralogia, eles têm procedência distinta o que por sua vez pode levar a diferentes valores de propriedades mecânicas da rocha da qual eles foram obtidos. Esta diferença nas propriedades da rocha de origem pode ser a causa dos valores distintos de módulo de deformação encontrados no concreto. Em estudos realizados no Laboratório de Furnas (1997), diferenças de até 60% foram encontradas no módulo de elasticidade de rochas de gnaiss de diferentes procedências.

4.2.3 – Agregados Graúdos de Basalto

A resistência à compressão e o módulo de deformação dos concretos fabricados com agregados graúdos de basalto são analisados neste item. Esse agregado é proveniente de Uberlândia. A denominação do traço é função da resistência característica (**C25**), seguida do tipo de agregado graúdo utilizado (**BA**), para basalto e da região de origem do mesmo: **UBER** para Uberlândia.

4.2.3.1 – Resistência à compressão

A tabela 4.5 apresenta os resultados encontrados para os ensaios de resistência à compressão que podem ser visualizados na figura 4.6

Tabela 4.5 – Resultados do ensaio de resistência à compressão do concreto fabricado com agregado de basalto.

Traço		Resistência à Compressão (MPa)				
		3 dias	7 dias	14 dias	21 dias	28 dias
C25-BA-UBER	f_{cm}^1	14,3	25,0	30,6	32,7	32,6
	σ_{sd}^2	0,55	0,41	1,91	1,86	1,80

¹ – Valor médio da resistência à compressão (6 cp's)

² – Desvio padrão (6 cp's)

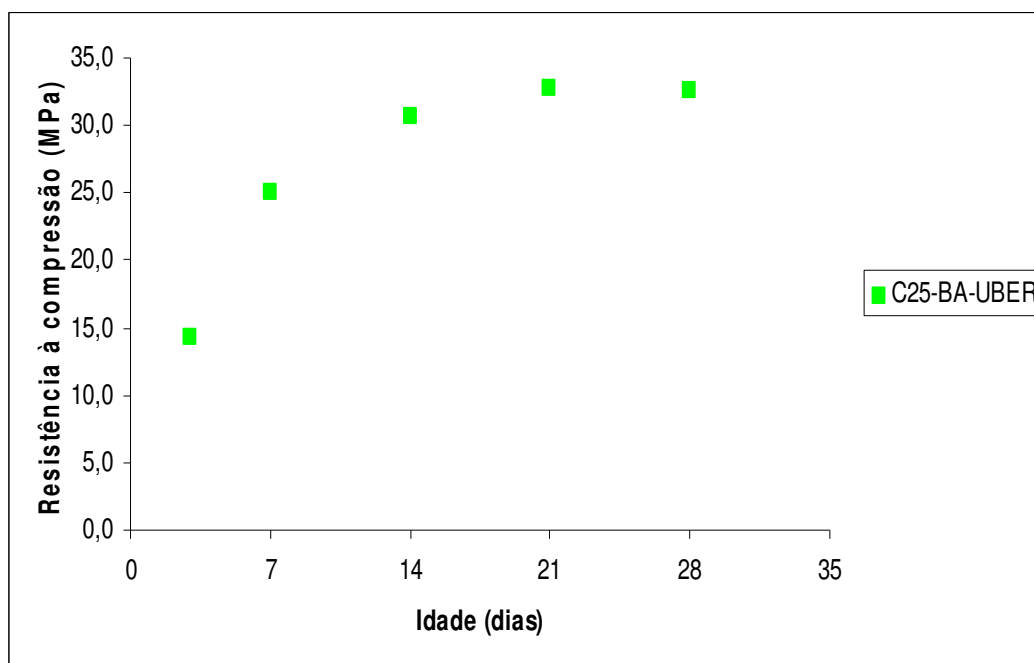


Figura 4.6 - Evolução da resistência à compressão ao longo do tempo para os concretos fabricados com agregados de basalto.

Para os valores encontrados, a resistência característica à compressão especificada em 25 MPa foi plenamente satisfeita. Ao utilizarmos a relação $f_{ck} = f_{cm} - 1,65 \sigma_{sd}$ para a idade de 28 dias, os valores obtidos são iguais a 29,7 MPa.

4.2.3.2 – Módulo de deformação

A tabela 4.6 apresenta os resultados encontrados para os ensaios de módulo de deformação, que podem ser visualizados na figura 4.7.

Tabela 4.6 – Resultados do ensaio de módulo de deformação do concreto fabricado com agregado de basalto.

Traço		Módulo de Deformação (MPa)				
		3 dias	7 dias	14 dias	21 dias	28 dias
C25-BA-UBER	E_{csm}^1	22944	33536	36698	39457	39918
	σ^2	1524	554	1382	577	809

¹ – Valor médio do módulo de deformação(3 cp's)

² – Desvio padrão(3 cp's)

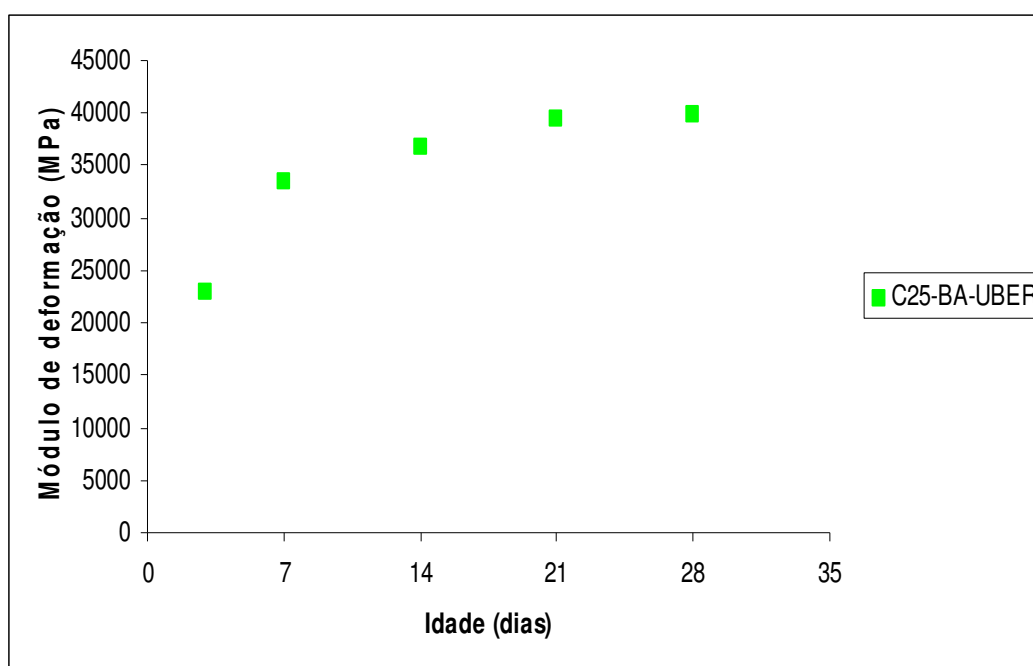


Figura 4.7 - Evolução do módulo de deformação ao longo do tempo para os concretos fabricados com agregados de basalto.

4.2.4 – Agregados Graúdos de Dolomito

A resistência à compressão e o módulo de deformação dos concretos fabricados com agregados graúdos de dolomito são analisados neste item. Esse agregado é proveniente de Patos de Minas. A denominação do traço é função da resistência característica (**C25**), seguida do tipo de agregado graúdo utilizado (**DO**), para dolomito e da região de origem do mesmo: **PAT** para Patos de Minas.

4.2.4.1 – Resistência à compressão

A tabela 4.7 apresenta os resultados encontrados para os ensaios de resistência à compressão que podem ser visualizados na figura 4.8.

Tabela 4.7 – Resultados do ensaio de resistência à compressão do concreto fabricado com agregado de dolomito.

Traço		Resistência à Compressão (MPa)				
		3 dias	7 dias	14 dias	21 dias	28 dias
C25-DO-PAT	f_{cm}^1	12,4	28,8	38,6	38,7	39,4
	σ_{sd}^2	0,48	2,05	1,72	3,19	2,30

¹ – Valor médio da resistência à compressão (6 cp's)

² – Desvio padrão (6 cp's)

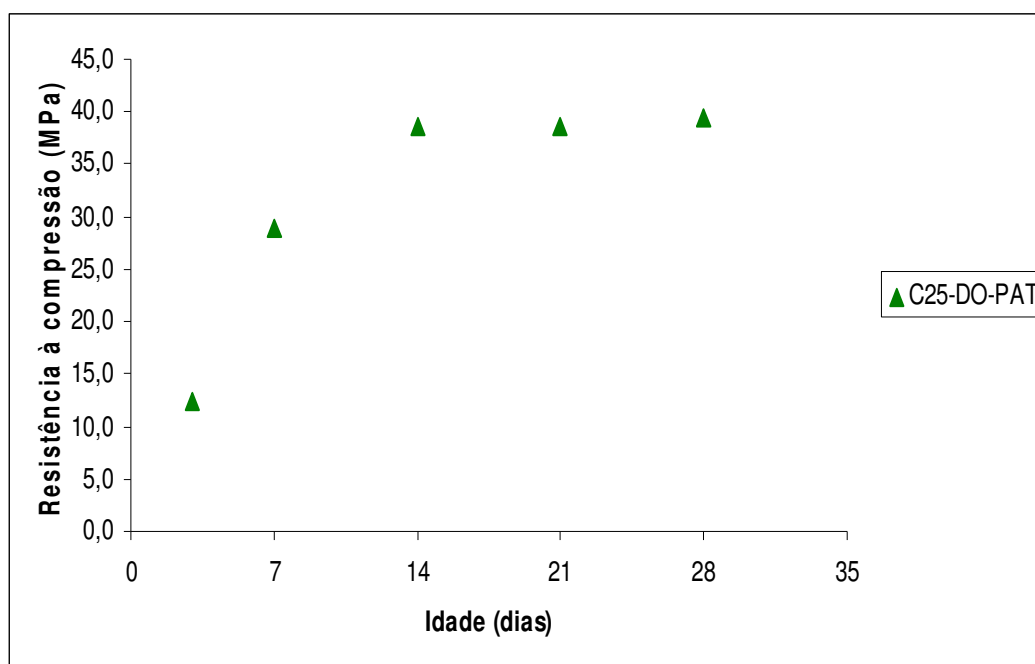


Figura 4.8 – Evolução da resistência à compressão ao longo do tempo para os concretos fabricados com agregados de dolomito

Para os valores encontrados, a resistência característica à compressão especificada em 25 Mpa, foi plenamente satisfeita. Ao utilizarmos a relação $f_{ck} = f_{cm} - 1,65 \sigma_{sd}$ para a idade de 28 dias, os valores obtidos são iguais a 35,6 Mpa.

4.2.4.2 – Módulo de deformação

A tabela 4.8 apresenta os resultados encontrados para os ensaios de módulo de deformação, que podem ser visualizados na figura 4.9.

Tabela 4.8 – Resultados do ensaio de módulo de deformação do concreto fabricado com agregado de dolomito.

Traço		Módulo de Deformação (MPa)				
		3 dias	7 dias	14 dias	21 dias	28 dias
C25-DO-PAT	E_{csm}^1	26287	34979	38612	39488	39925
	σ^2	970	776	3025	4207	3865

¹ – Valor médio do módulo de deformação (3 cp's)

² – Desvio padrão (3 cp's)

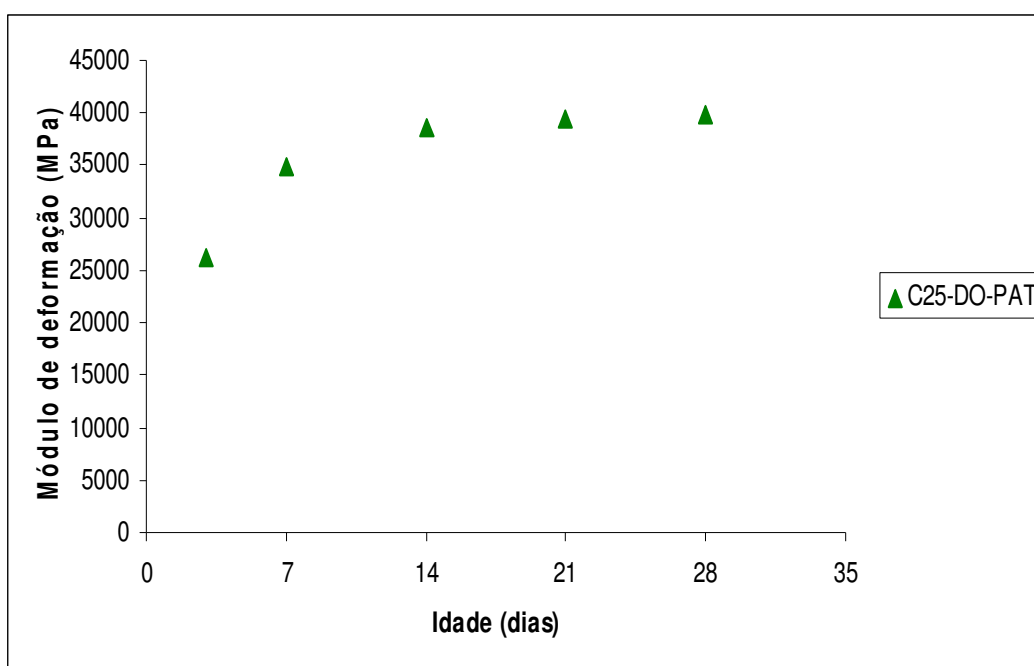


Figura 4.9 - Evolução do módulo de deformação ao longo do tempo para os concretos fabricados com agregados de dolomito

4.3–ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE CONCRETOS FABRICADOS COM AGREGADOS DE DIFERENTES ORIGENS MINERALÓGICAS

Neste item faz-se a análise dos resultados obtidos para resistência à compressão e módulo de deformação dos concretos fabricados com os diferentes tipos de agregados utilizados. Foram utilizados para a comparação os agregados: calcário (Belo Horizonte), gnaisse (Guaxupé), basalto (Uberlândia) e dolomito (Patos de Minas). A denominação empregada segue o padrão exposto no item anterior.

4.3.1 – Resistência à compressão

A tabela 4.9 apresenta os resultados encontrados que podem ser visualizados na figura 4.10.

Tabela 4.9 – Resultados do ensaio de resistência à compressão dos concretos fabricados com agregados de diferentes origens mineralógicas

Traço		Resistência à Compressão (MPa)				
		3 dias	7 dias	14 dias	21 dias	28 dias
C25-CA-BHZ	f_{cm}	13,0	26,9	32,4	32,9	34,6
C25-GN-GUA	f_{cm}	8,8	25,8	34,6	35,6	39,7
C25-DO-PAT	f_{cm}	12,4	28,8	38,6	38,7	39,4
C25-BA-UBER	f_{cm}	14,3	25,0	30,6	32,7	32,6

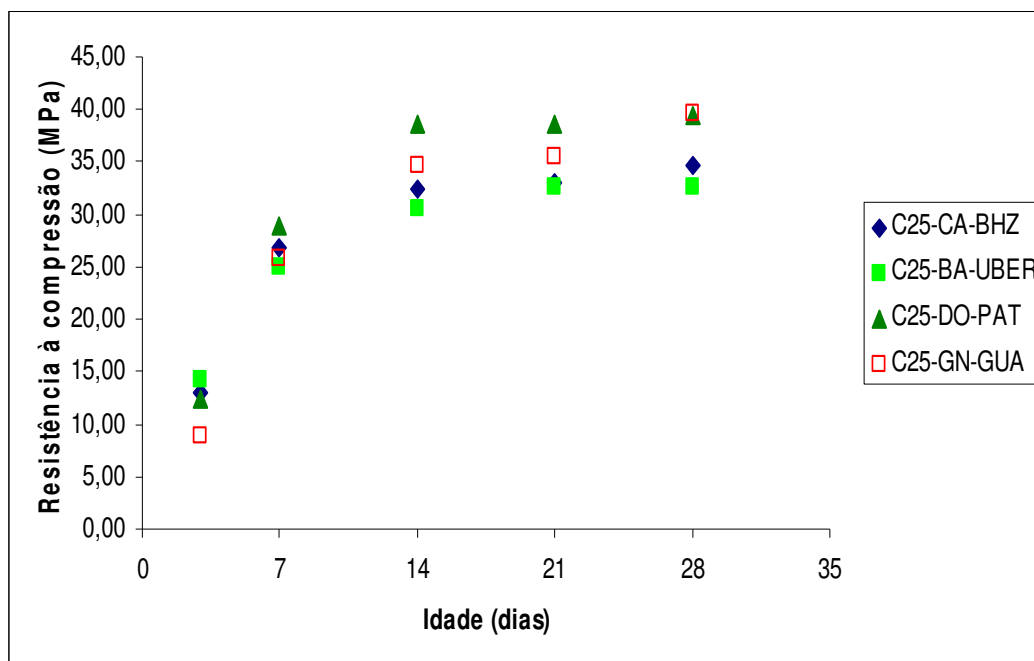


Figura 4.10 – Comparação da resistência à compressão entre concretos fabricados com agregados de diferentes origens mineralógicas

A análise da tabela 4.9 e figura 4.10 revelam que houve influência do agregado na resistência à compressão dos concretos. Os resultados demonstram que, assim como no estudo de NUNES (2005), as menores diferenças entre as resistências dos concretos ocorreram na idade de 7 dias. Após esta idade, o concreto produzido com agregado de dolomito apresentou as maiores resistências, exceto aos 28 dias, quando os resultados ficaram praticamente iguais ao concreto com agregado de gnaiss de Guaxupé.

4.3.2 – Módulo de deformação

A tabela 4.10 apresenta os resultados encontrados que podem ser visualizados na figura 4.11.

Tabela 4.10 – Resultados do ensaio de resistência à compressão dos concretos fabricados com agregados de diferentes origens mineralógicas

Traço		Módulo de Deformação (MPa)				
		3 dias	7 dias	14 dias	21 dias	28 dias
C25-CA-BHZ	E_{csm}	20164	28396	32510	32710	34374
C25-GN-GUA	E_{csm}	17510	28738	32057	33545	35510
C25-DO-PAT	E_{csm}	26287	34979	38612	39488	39925
C25-BA-UBER	E_{csm}	22944	33536	36698	39457	39918

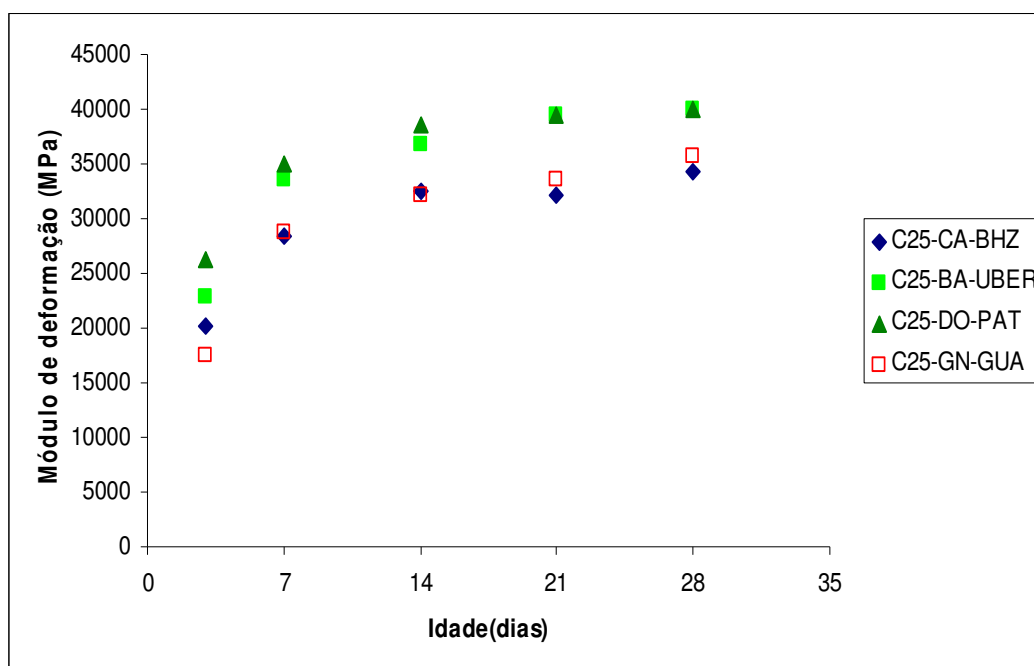


Figura 4.11 – Comparação do módulo de deformação entre concretos fabricados com agregados de diferentes origens mineralógicas

A análise dos resultados mostra que houve influência do tipo de agregado no valor do módulo de deformação. 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. Os resultados ainda mostram que aos 7 dias de idade, o módulo de deformação do concreto atingiu em média 83% do valor aos 28 dias.

JUNIOR et al (2002) estudaram concretos fabricados com fator a/c entre 0,35 e 0,70 e cinco tipos de agregados (diâmetro máximo de 19 mm): calcário, micaxisto, granulito, basalto e seixo. Estes autores observaram que o concreto dosado com agregado de basalto apresentou os maiores valores de módulo de deformação, em comparação com concretos produzidos com os demais agregados.

4.4 – ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS COM PRESCRIÇÕES DE DIVERSAS NORMAS

4.4.1- Avaliação do ganho de resistência à compressão ao longo do tempo conforme NBR 6118

A NBR 6118 (2003) apresenta no item 12.3.3 uma equação para estimativa da resistência à compressão do concreto ao longo do tempo. Esta equação é dada por:

$$f_{cj} = \exp \left\{ s \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right] \right\} f_{c28dias} \quad (\text{Equação 4.1})$$

onde:

- f_{cj} = resistência à compressão do concreto na idade de j dias;
- $f_{c 28 dias}$ = resistência à compressão do concreto na idade de 28 dias;
- s = coeficiente de crescimento da resistência em função do tipo de cimento:
 - $s = 0,20$ para cimento CP V ARI;
 - $s = 0,25$ para cimento CP I e CP II;
 - $s = 0,38$ para cimento CP III e CP IV; e
- t = idade do concreto em dias.

A figura 4.12 ilustra a análise comparativa desta equação com os resultados obtidos neste estudo. Utilizou-se para o parâmetro s da equação o valor de 0,38 correspondente ao cimento CP III.

De um modo geral, os valores de f_{cmj}/f_{cm} se mantiveram um pouco maiores que os estimados pela equação da NBR 6118, exceto na idade de três dias. Portanto, os resultados demonstram boa aproximação à curva da norma brasileira. Vale ressaltar que a idade de três dias correspondeu à data de desforma dos corpos-de-prova.

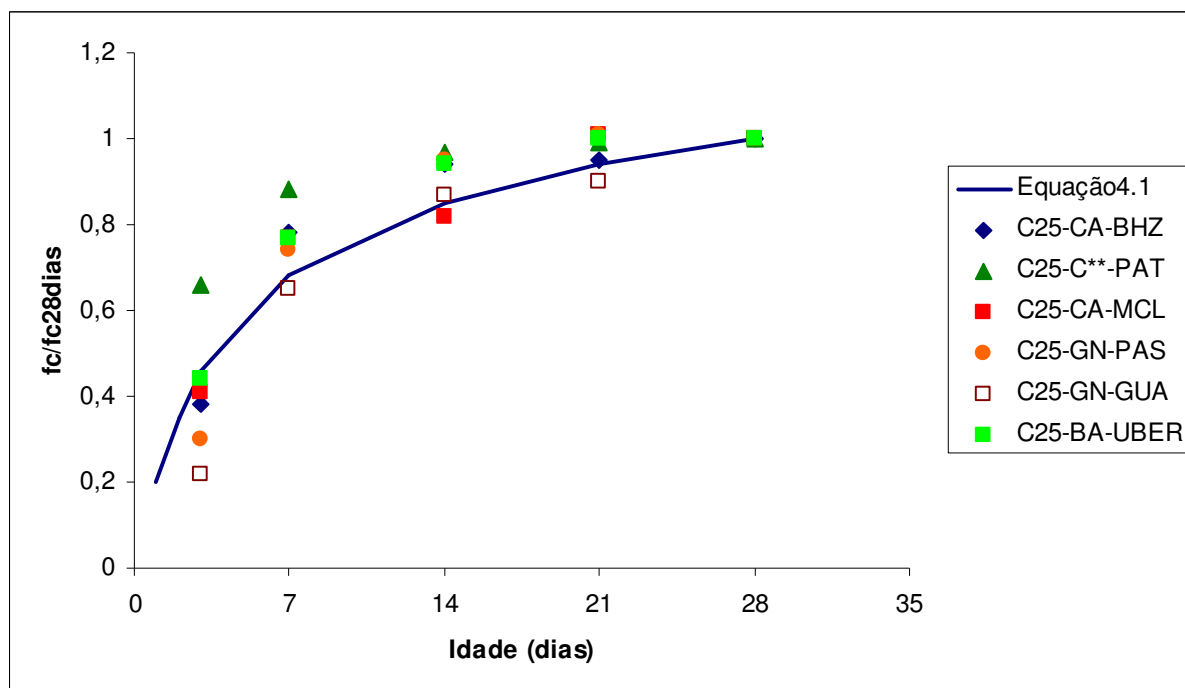


Figura 4.12 - Avaliação comparativa da evolução da resistência à compressão

4.4.2 - Análise comparativa do módulo de deformação com a equação prescrita pela NBR 6118

A NBR 6118/2003 apresenta uma expressão para avaliação do módulo de deformação em função da resistência à compressão. A equação é dada por:

$$E_{cs} = 0,85 * 5600 \sqrt{f_{ck}} . \quad (\text{Equação 4.2})$$

Os valores calculados por esta expressão foram comparados com os obtidos neste estudo. A figura 4.13 representa os valores obtidos na comparação dos valores dos módulos de deformação com os diferentes tipos de agregados.

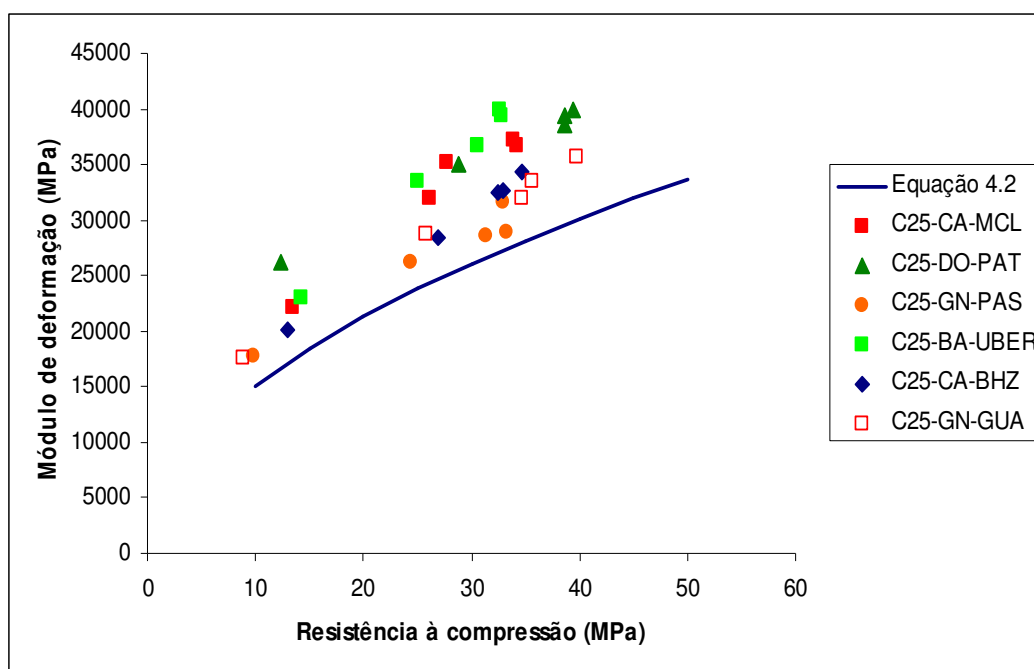


Figura 4.13 – Análise comparativa dos resultados estudados com a equação prescrita pela NBR 6118

Conforme podemos observar no gráfico, a equação da NBR 6118 é conservativa em relação aos resultados obtidos, sendo, portanto, segura. Todos os valores medidos são maiores que os previstos pela equação normativa. As maiores diferenças são para o basalto de Uberlândia e o dolomito de Patos de Minas.

As causas mais prováveis que expliquem este fato podem estar no uso da escória de alto-forno presente no cimento CP III-RS utilizado, bem como na finura do cimento de 4380 cm^2/g . O percentual de escória, que chega à aproximadamente 70% tem forte influência no valor do módulo de deformação, como também constatado em estudos de NUNES (2006). Segundo DAL MOLIN (2005), o uso de adições como a escória de alto forno aumenta a densidade da mistura com preenchimento dos vazios pelas minúsculas partículas. Isto influencia a cinética da hidratação e os tipos de produtos de hidratação formados, ou seja, a adição restringe os espaços nos quais os produtos de hidratação podem crescer, gerando um grande número de pequenos cristais ao invés de poucos cristais de grande tamanho. O somatório de todos os efeitos promove uma melhora significativa da zona de transição, refletindo num aumento de desempenho do concreto sob o ponto de vista tanto mecânico como de durabilidade.

A Prática Recomendada do IBRACON (2004) sugere uma correção na equação do módulo de deformação da NBR 6118 para se levar em conta a consistência do concreto no estado fresco e a influência dos diferentes tipos de agregado. A equação sugerida é:

$$E_{ci} = a_1 * a_2 * 0,85 * 5600 * f_{ck}^{1/2}, \quad (\text{Equação 4.3})$$

onde:

a_1 é o índice de correção do módulo do concreto em função da natureza do agregado; e

a_2 é o índice de correção do módulo do concreto em função da consistência do concreto. Neste caso foi adotado o valor de 1,0 correspondente à consistência plástica.

A Tabela 4.11 apresenta os valores do índice de correção a_1 .

Tabela 4.11 – Valores do índice de correção a_1 .

Natureza do agregado graúdo	a_1
Basalto, diabásio e calcário sedimentar denso	1,1 a 1,2
Granito e gnaisse	1,0
Calcário metamórfico e metasedimento	0,9
Arenito	0,7

A figura 4.14 mostra a análise comparativa da equação 4.3 em relação aos concretos fabricados com agregados de calcário. O valor de a_1 empregado foi de 1,1, visto que os agregados de calcário utilizados para o estudo são calcários do tipo sedimentar denso.

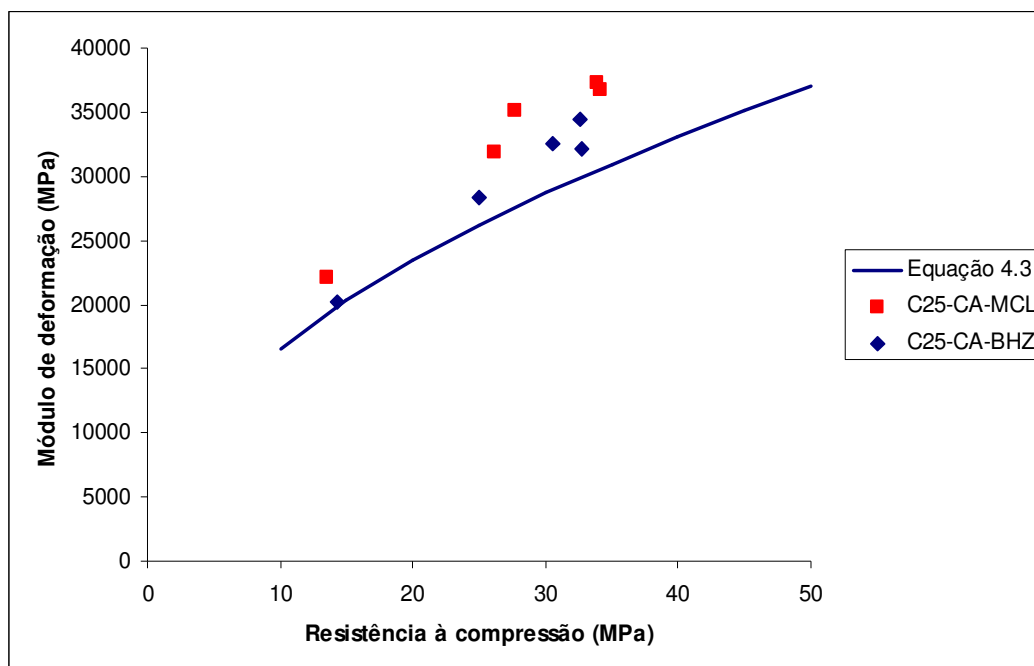


Figura 4.14- Análise comparativa dos resultados dos concretos com agregados de calcário em relação à equação 4.3 prescrita pelo IBRACON.

A análise da figura mostra que o concreto produzido com agregado de calcário da região de Belo Horizonte apresentou um comportamento mais próximo ao sugerido pela equação 4.3 do que o concreto com agregado de calcário de Montes Claros. Para este concreto, a equação proposta se mostra mais conservativa.

Para os concretos produzidos com agregado de gnaiss, o fator de correção a_1 é igual a 1,0, o que por sua vez, não acarreta correções na equação da NBR 6118/2003. O estudo comparativo (vide figura 4.13) revela que a equação normativa é segura em relação aos resultados obtidos. O concreto produzido com agregado de gnaiss de Passos é o que mais se aproximou da curva da norma.

A figura 4.15 mostra a análise comparativa da equação 4.3 em relação ao concreto fabricado com agregados de basalto. O valor de a_1 empregado foi de 1,2. Também para o concreto produzido com agregado de basalto, pode-se observar que a equação normativa é segura estimando valores inferiores aos obtidos nos ensaios.

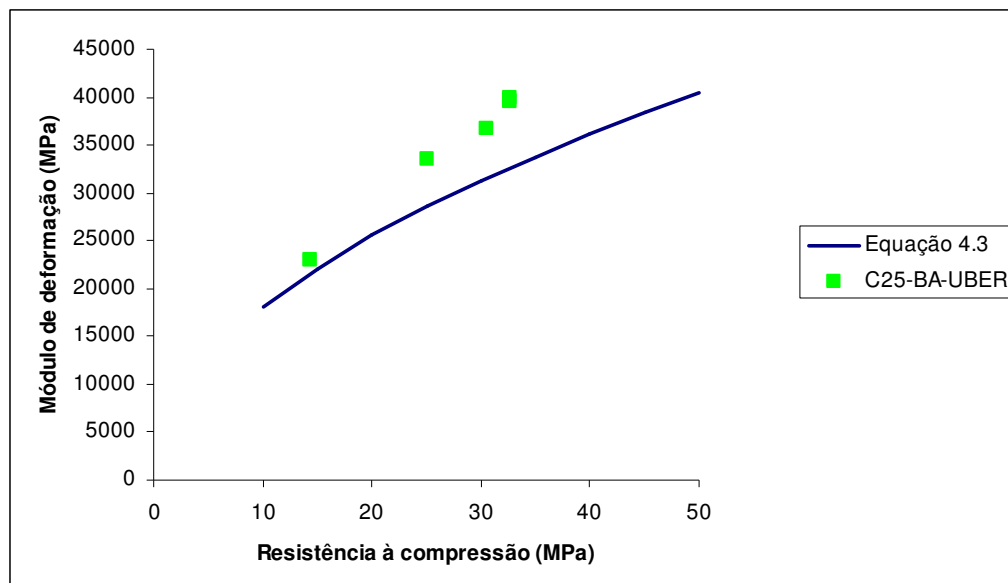


Figura 4.15- Análise comparativa dos resultados do concreto com agregado de basalto em relação à equação 4.3 prescrita pelo IBRACON.

A figura 4.16 mostra a análise comparativa da equação 4.3 em relação ao concreto fabricado com agregados de dolomito. Os agregados de dolomito não estão relacionados na tabela de classificação do IBRACON, mas segundo a norma Britânica BS 812: Parte 1:1975, o agregado dolomito é do grupo calcário: portanto, será usado o valor de 1,1 para o índice a_1 .

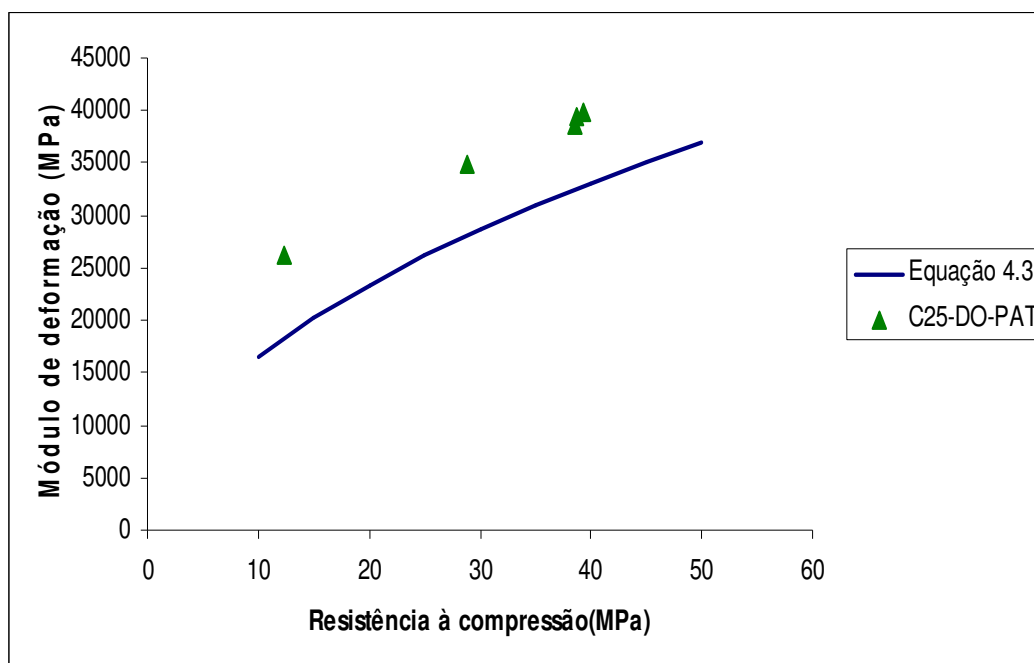


Figura 4.16- Análise comparativa dos resultados do concreto com agregado de dolomito em relação à equação 4.3 prescrita pelo IBRACON.

Também para o concreto produzido com agregado de dolomito, pode-se observar que a equação normativa é segura estimando valores inferiores aos obtidos nos ensaios.

A figura 4.17 apresenta um gráfico de resultados de ensaios realizados no laboratório de Furnas (1997) em concretos fabricados com agregados de diferentes origens mineralógicas. A curva superior representa agregados com diâmetro máximo de 19 mm e a curva inferior representa agregados com diâmetro máximo de 38 mm. Os ensaios de módulo de deformação foram feitos com extensômetro mecânico. Na figura, mostra-se também a equação 4.2 da NBR 6118/2003, bem como os resultados obtidos neste estudo.

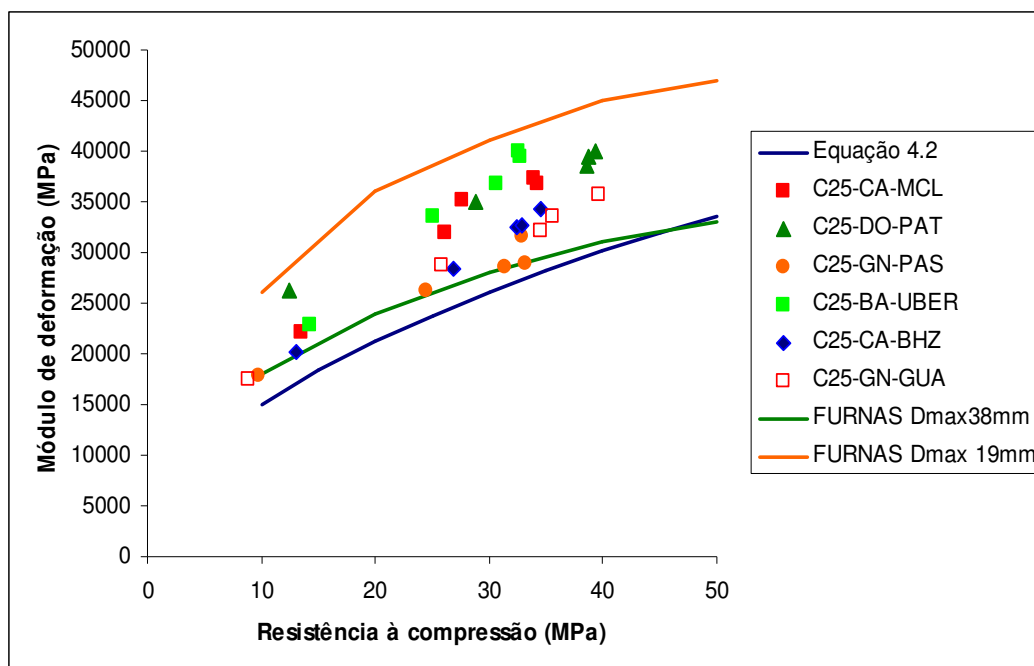


Figura 4.17- Gráfico comparativo entre o estudo realizado, a equação 4.2 da NBR 6118 e resultados de ensaios realizados nos laboratório de Furnas.

A análise da figura revela que os resultados obtidos no presente estudo estão dentro da mesma faixa encontrada nos ensaios realizados no laboratório de Furnas. Para ambos os resultados a equação normativa pode ser considerada segura.

4.4.3 – ACI 318

A norma americana ACI 318/2005 também prescreve uma expressão para avaliação do módulo de deformação em função da resistência à compressão. A equação é dada por:

$$E_{cs} = 4.700\sqrt{f_c} \quad (\text{Equação 4.4})$$

Os valores calculados por esta expressão foram comparados com os obtidos neste estudo. A figura 4.18 apresenta esta análise comparativa.

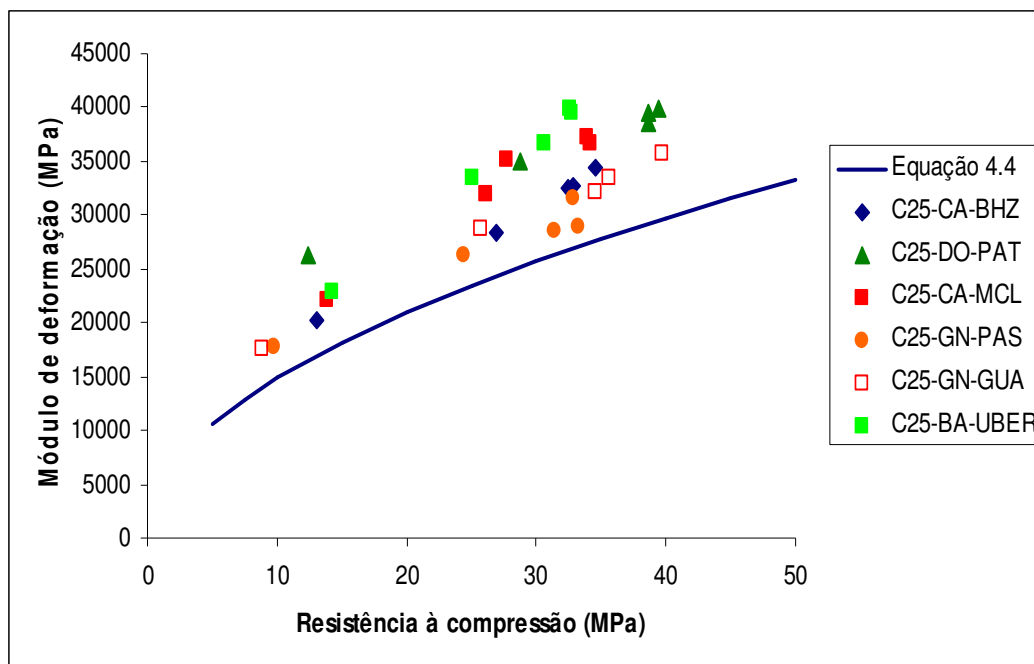


Figura 4.18 – Análise comparativa dos resultados obtidos com a equação do ACI 318

Ao analisarmos os resultados de acordo com a norma do ACI 318, também podemos observar que os valores obtidos são superiores aos estimados pela equação normativa. Portanto a equação da norma ACI 318 é conservativa, vindo em favor da segurança nos procedimentos de cálculos, no caso dos concretos estudados.

4.4.4.- EUROCODE 2:2004

O EUROCODE prescreve expressão para avaliação do módulo de deformação em função da resistência à compressão, dado pela equação:

$$E_{cs} = \alpha_e 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3}, \quad (\text{Equação 4.5})$$

onde:

f_{cm} é a resistência média à compressão do concreto igual a $f_{ck} + 8 \text{ MPa}$;

α_e é o fator de correção em função do tipo de agregado:

$\alpha_e = 0,9$ para calcário;

$\alpha_e = 1,0$ para quartzito, gnaisse e granito; e

$\alpha_e = 1,2$ para basalto.

Os valores calculados por esta expressão foram comparados com os obtidos neste estudo considerando os diferentes tipos de agregados. A figura 4.19 apresenta a comparação dos

valores dos módulos de deformação dos concretos com agregados de calcário de Belo Horizonte e Montes Claros e os valores prescritos pela equação do EUROCODE 2. Apresenta-se na figura também os resultados de módulo do concreto fabricado com dolomito de Patos de Minas.

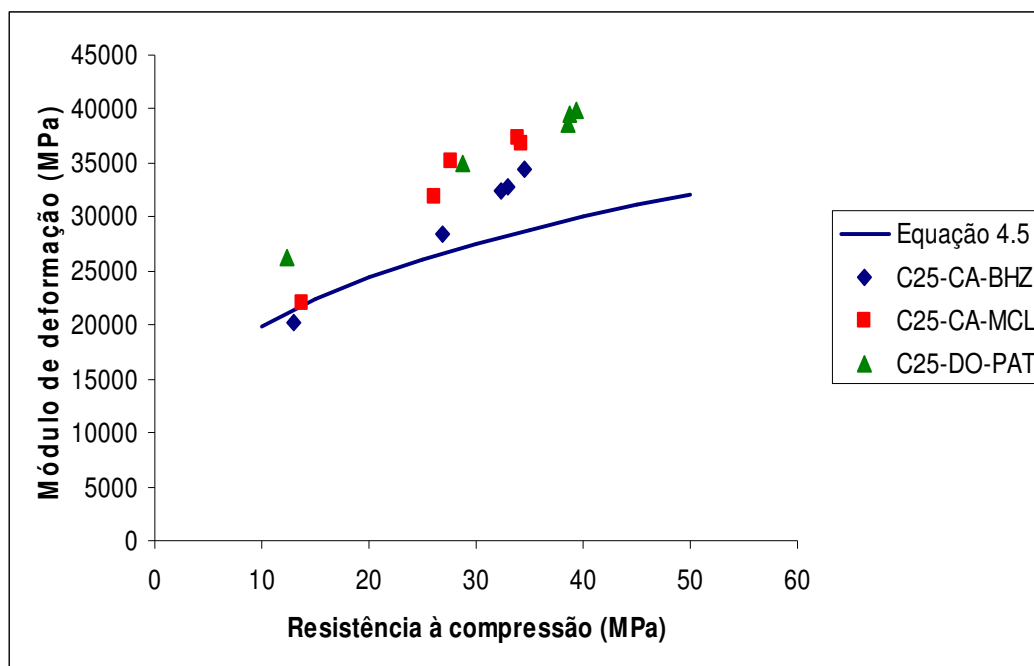


Figura 4.19 - Análise comparativa dos resultados obtidos com a equação do EUROCODE 2 para concretos com agregado de calcário e dolomito

A figura 4.19 mostra que o concreto produzido com agregado de calcário da região de Belo Horizonte apresentou um comportamento mais próximo ao sugerido pela equação do que o concreto com agregado de calcário de Montes Claros, assim como aconteceu na comparação com a equação 4.3 proposta pelo IBRACON. Para o concreto produzido com agregado de dolomito da região de Patos de Minas, inserido aqui por pertencer ao grupo calcário, a equação do EUROCODE se mostra ainda mais conservativa. Portanto, pode-se concluir que a equação normativa é segura em relação aos resultados obtidos.

A figura 4.20 apresenta a comparação dos valores dos módulos de deformação dos concretos com agregados de gnaiss de Passos e Guaxupé e os valores prescritos pela equação do EUROCODE 2.

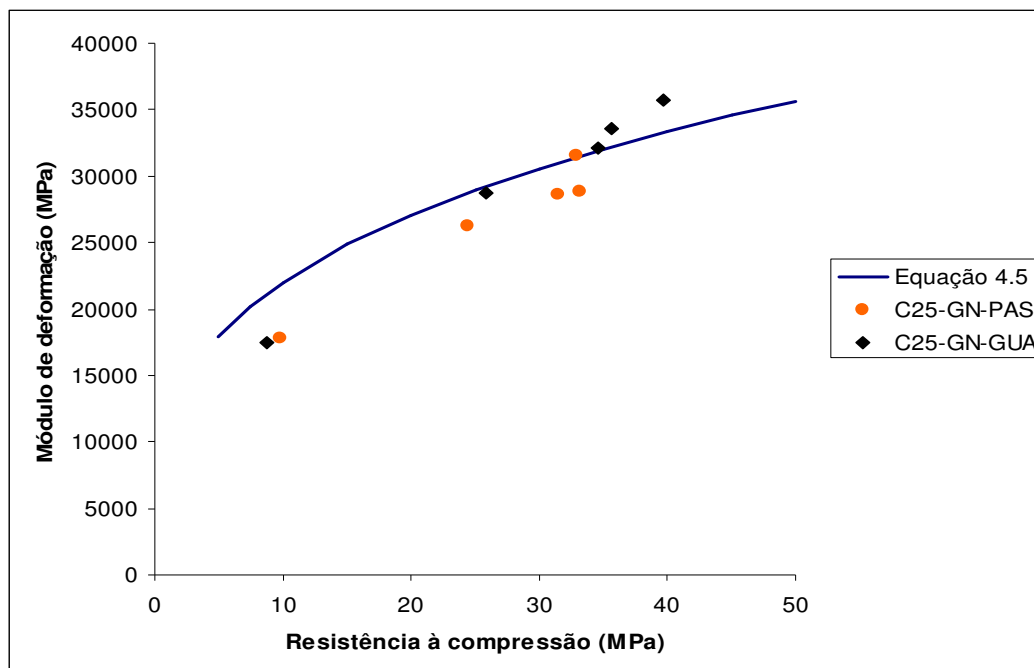


Figura 4.20 - Análise comparativa dos resultados obtidos com a equação do EUROCODE 2 para concretos com agregado de gnaiss

Na figura podemos observar que os resultados dos concretos produzidos com agregados de gnaiss de Passos e Guaxupé ficaram próximos à equação normativa do EUROCODE 2. Para Passos, a equação superestima os valores medidos de módulo correspondentes a resistências mais elevadas (em idades > 21 dias). Para o concreto produzido com agregado de Guaxupé, a equação se mostra conservativa também no caso de resistências mais altas (em idades ≥ 21 dias).

A figura 4.21 apresenta a comparação dos valores dos módulos de deformação dos concretos com agregados de basalto de Uberlândia e os valores calculados com a equação do EUROCODE 2.

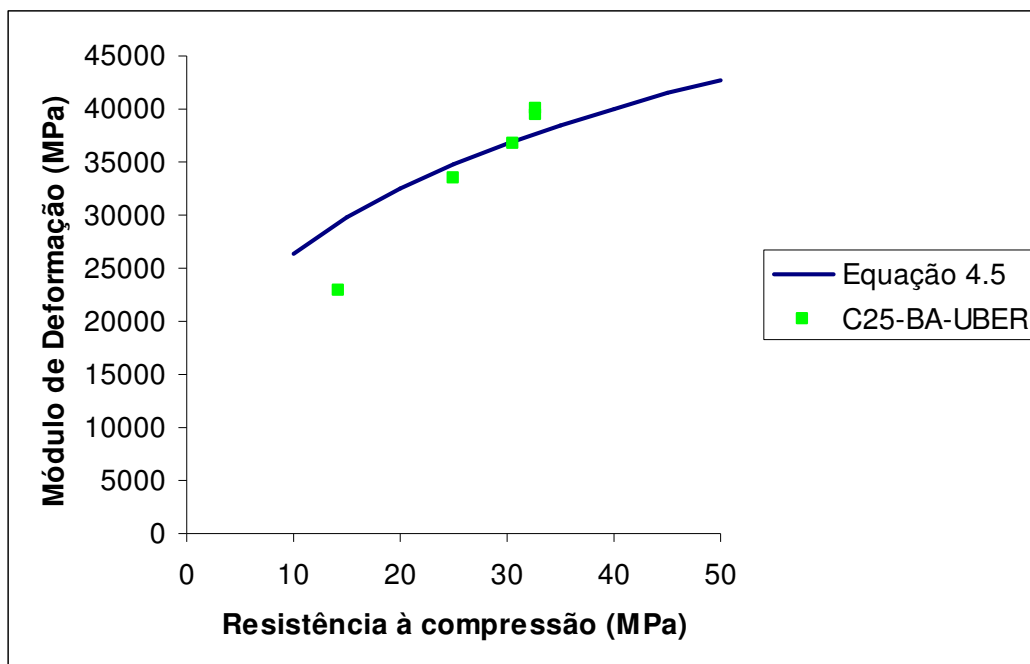


Figura 4.21 - Análise comparativa dos resultados obtidos com a equação do EUROCODE 2 para concretos com agregado de basalto

Para o concreto produzido com agregado de Uberlândia, a equação se mostra conservativa para resistências à compressão mais elevadas (em idades ≥ 21 dias). Portanto, a partir desta idade, a equação pode ser considerada segura em relação aos valores obtidos nos ensaios.

4.4.5 - CEB 1990

O Código Modelo CEB (1990) também prescreve uma expressão para avaliação do módulo de deformação estático secante em função da resistência à compressão. A equação é dada por:

$$E_{cs} = \alpha_{\beta} 18275 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{1/3}, \quad (\text{Equação 4.6})$$

onde:

f_{cm} é a resistência média à compressão do concreto igual a $f_{ck} + 8 \text{ MPa}$;

α_{β} é o fator de correção em função do tipo de agregado:

$\alpha_{\beta} = 0,9$ para calcário;

$\alpha_{\beta} = 1,0$ para quartzito, gnaiss e granito;

$\alpha_{\beta} = 1,2$ para basalto e calcário denso.

Os valores calculados por esta expressão são comparados com os obtidos neste estudo considerando os diferentes tipos de agregados. A figura 4.22 apresenta a comparação dos valores dos módulos de deformação dos concretos com agregados de calcário de Belo Horizonte e Montes Claros e os valores prescritos pela equação do CEB 1990. Apresenta-se na figura também os resultados de módulo do concreto fabricado com dolomito de Patos de Minas, visto ser este agregado da família do calcário. O valor de α_{β} empregado foi de 1,2, visto que os agregados de calcário utilizados para o estudo são calcários do tipo sedimentar denso.

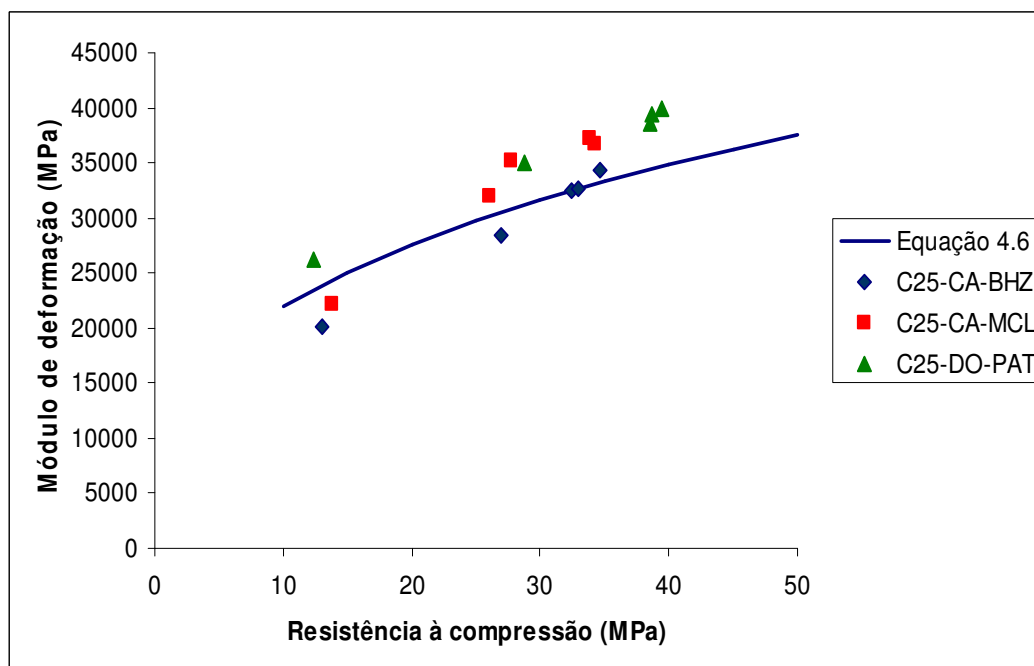


Figura 4.22 - Análise comparativa dos resultados obtidos com a equação do CEB para concretos com agregado de calcário e dolomito

Na figura, podemos observar que o concreto produzido com agregado de calcário da região de Belo Horizonte foi o que mais se aproximou da curva proposta pela CEB 1990. A análise global dos resultados indica que os valores previstos pela expressão do CEB são conservativos em relação aos valores medidos nos ensaios com concreto utilizando agregados de Montes Claros. Para o concreto produzido com agregado de dolomito de Patos de Minas, a equação também se mostra também conservativa.

A figura 4.23 apresenta a comparação dos valores dos módulos de deformação dos concretos com agregados de gnaiss de Passos e Guaxupé e os valores prescritos pela equação do CEB 1990.

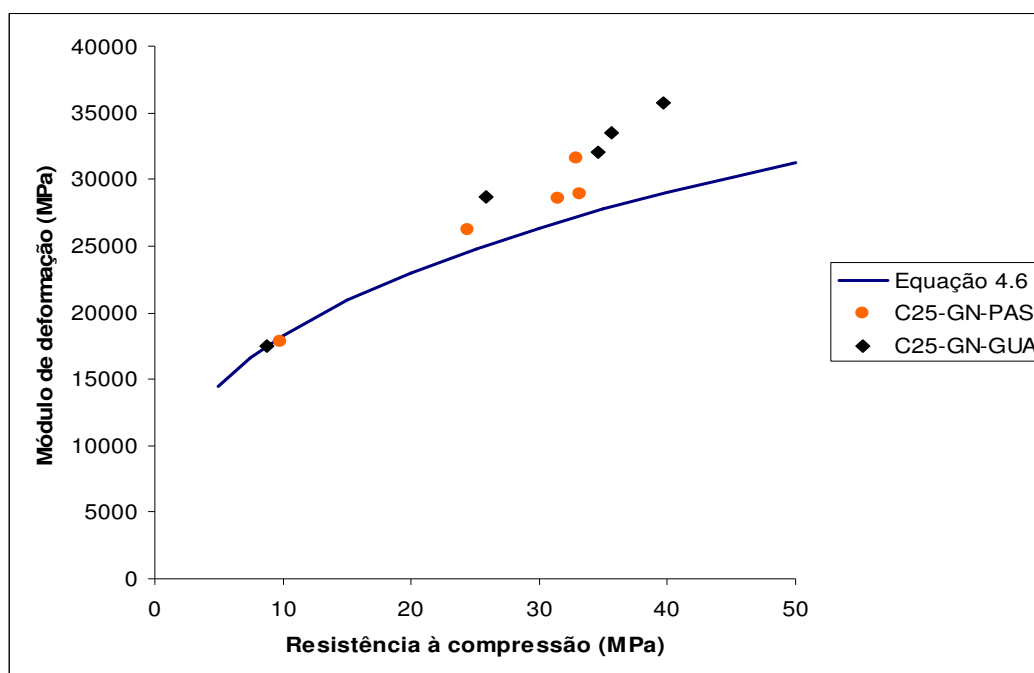


Figura 4.23 - Análise comparativa dos resultados obtidos com a equação do CEB para concretos com agregado de gnaiss

Na figura, podemos observar que a expressão do CEB subestima os valores do módulo de deformação dos concretos produzidos com agregados de gnaiss, independentemente de sua região de origem. A exceção foi para os resultados obtidos na idade de 3 dias. Neste caso, pode-se concluir também que a equação é segura.

A figura 4.24 apresenta a comparação dos valores dos módulos de deformação dos concretos com agregados de basalto de Uberlândia com os valores previstos pela equação do CEB 1990.

Para o concreto produzido com agregado de Uberlândia, a equação se mostra conservativa a partir dos 7 dias podendo então ser considerada segura em relação aos valores obtidos nos ensaios.

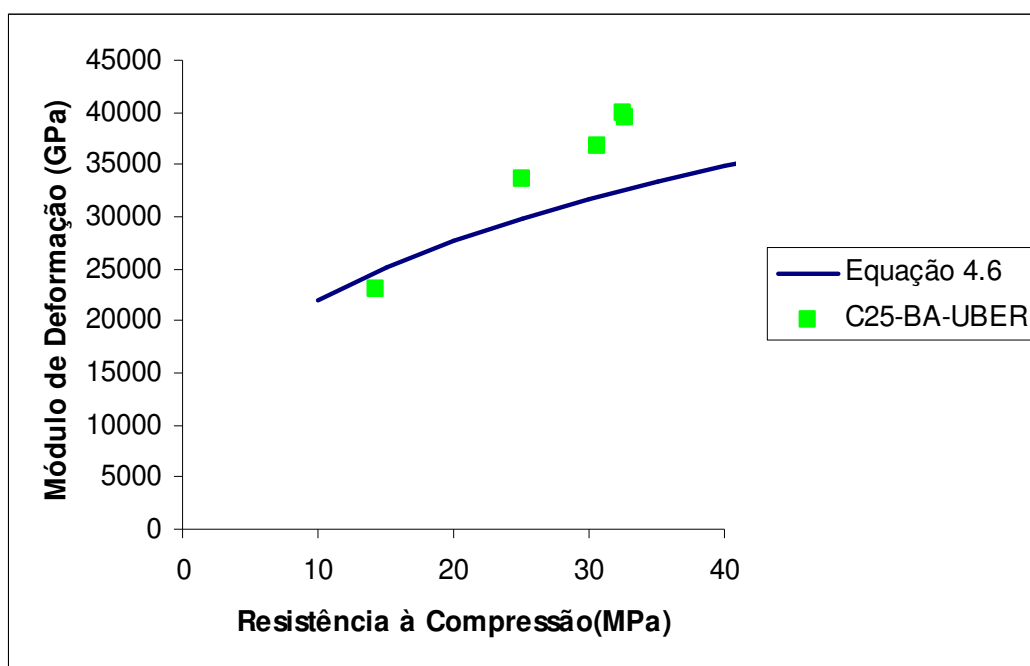


Figura 4.24 - Análise comparativa dos resultados obtidos com a equação do CEB para concretos com agregado de basalto

4.4.6 Avaliação do ganho de módulo de deformação ao longo do tempo conforme CEB 1990

O CEB (1990) apresenta uma equação para estimativa do módulo de deformação do concreto ao longo do tempo. Esta equação é dada por:

$$E_{cj} = \left\{ \exp \left[s \left(1 - \sqrt{28/t} \right) \right] \right\}^{1/2} E_{c28 \text{ dias}} , \quad (\text{Equação 4.7})$$

onde:

E_{cj} = módulo de deformação do concreto na idade de j dias;

$E_{c28 \text{ dias}}$ = módulo de deformação do concreto na idade de 28 dias;

s = coeficiente de crescimento da resistência em função do tipo de cimento;

$s = 0,20$ para cimento CP V ARI;

$s = 0,25$ para cimento CP I e CP II;

$s = 0,38$ para cimento CP III e CP IV;

t = idade do concreto em dias.

A figura 4.25 ilustra a análise comparativa desta equação com os resultados obtidos neste estudo. Utilizou-se para o parâmetro s da equação o valor de 0,38 correspondente ao cimento CP III.

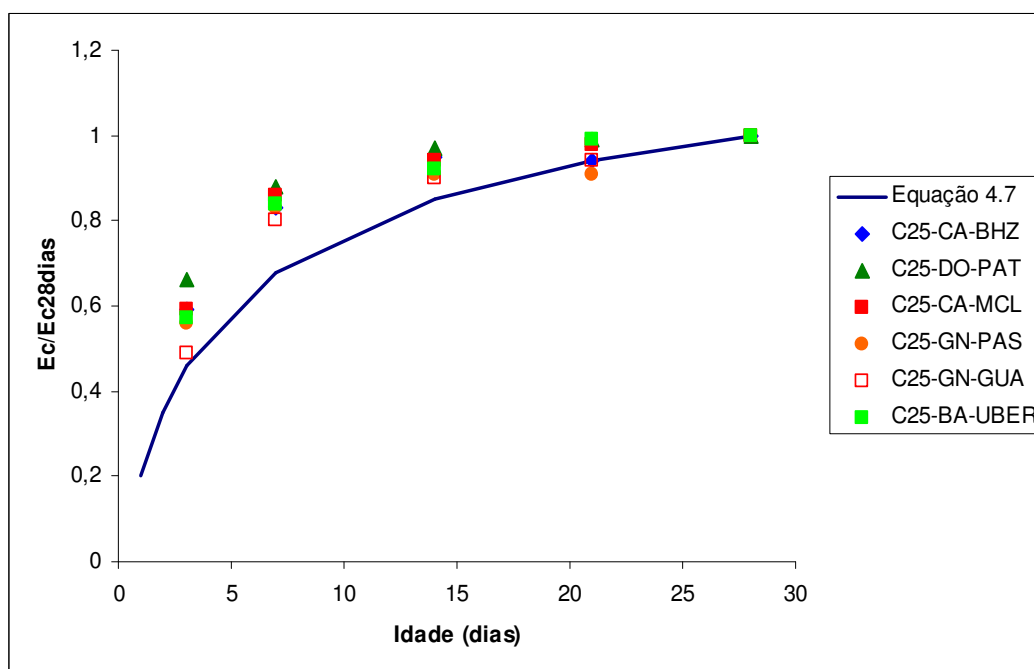


Figura 4.25 - Avaliação comparativa da evolução do módulo de deformação

De um modo geral, os valores da relação E_{cj}/E_c foram ligeiramente maiores que os estimados pela equação do CEB 1990, demonstrando que a formulação normativa foi adequada, para os concretos estudados, na avaliação dos valores de módulo ao longo do tempo.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

5.1 - INTRODUÇÃO

O principal objetivo do estudo foi avaliar a influência do agregado graúdo de diferentes origens mineralógicas nas propriedades mecânicas do concreto: resistência à compressão e módulo de deformação. Para isto foram produzidos concretos com quatro tipos de agregados: calcário, gnaiss, dolomito e basalto, perfazendo um total de seis amostras obtidas de seis cidades do Estado de Minas Gerais: duas amostras de agregado de calcário (Belo Horizonte e Montes Claros), duas amostras de agregado de gnaiss (Passos e Guaxupé), uma amostra de agregado de basalto (Uberlândia) e uma amostra de agregado de dolomito (Patos de Minas). Para que observássemos a influência do agregado graúdo, foi utilizado um único lote de cimento do tipo CP III – 40 RS, areia artificial do tipo quartzosa da região metropolitana de Belo Horizonte e um mesmo aditivo plastificante. Os concretos analisados foram especificados segundo as classes de agressividade ambiental prescritas pela NBR 6118:2003. A classe escolhida é a classe de agressividade II e para ela o concreto deve ter uma resistência característica à compressão (f_{ck}) mínima de 25,0 MPa e uma relação água/cimento $\leq 0,60$. Estes foram os parâmetros básicos utilizados na produção dos diferentes concretos. As propriedades mecânicas dos diversos concretos foram avaliadas nas idades de 3, 7, 14, 21 e 28 dias após a fabricação.

5.2 – CONCLUSÕES

As conclusões descritas neste capítulo estão intimamente ligadas às características dos concretos estudados. Com base nos resultados e análises apresentados no capítulo IV, as seguintes conclusões podem ser feitas:

- Para os concretos dosados com agregados graúdos de calcário das regiões de Belo Horizonte e Montes Claros foram encontrados valores bem próximos para resistência à compressão, mas não para módulo de deformação. O menor diâmetro máximo do agregado de Montes Claros e sua melhor distribuição granulométrica, permitindo uma melhor distribuição das tensões na zona de transição pasta-agregado, são os fatores que explicam a diferença do módulo.
- Os concretos dosados com agregado graúdo de gnaiss das regiões de Guaxupé e Passos apresentaram valores de resistência à compressão bem próximos exceto aos 28 dias. Por outro lado, os valores de módulo de deformação apresentaram diferenças significativas. Este resultado pode ser devido às diferentes propriedades da rocha mãe da qual os agregados foram obtidos.
- O concreto dosado com agregado graúdo de dolomito da região de Patos de Minas (MG) foi o que apresentou maiores valores de resistência à compressão e juntamente com o concreto dosado com agregado graúdo de basalto da região de Uberlândia maiores valores de módulo de deformação.
- Os resultados obtidos mostram que o agregado graúdo exerceu influência significativa tanto na resistência à compressão quanto no módulo de deformação dos concretos estudados.
- A análise comparativa dos valores medidos do módulo de deformação com as equações normativas da NBR 6118, do ACI 318, EUROCODE 2 e do CEB 1990 revela que estas são seguras e conservativas, estimando valores menores que os medidos para os concretos estudados.
- A proposta do IBRACON, de índices de correção do módulo de deformação do concreto em função da natureza do agregado melhorou a aproximação dos resultados com a curva normativa NBR 6118 para os concretos dosados com agregados de calcário, basalto e dolomito.

Com base nestas conclusões, devemos exigir para as obras, ensaios prévios dos materiais (cimento, areia e brita) que serão utilizados, definindo junto a laboratório idôneo a dosagem mais adequada para a referida obra, bem como, os valores das propriedades (resistência à compressão e módulo de deformação) nas diversas idades. Durante a execução, deve-se exigir também um processo de cura eficiente.

5.3 – SUGESTÕES PARA ESTUDOS FUTUROS

Para as pesquisas que estão por iniciar, sugerem-se estudos similares com outros tipos e classes de cimento, outros tipos de agregados graúdos e outras faixas de resistência à compressão. Recomenda-se nestes estudos, uma caracterização melhor das adições (escória, sílica ativa) e das propriedades mecânicas (resistência e módulo da rocha mãe) e da atividade pozolânica dos agregados graúdos. Recomenda-se ainda uma avaliação da microestrutura do concreto, principalmente na interface pasta agregado.

6 – REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. (2005). ACI 318R-95 – Building Code Requirements For Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05)

_____. **“NBRNM-12– Cimento Portland – Análise Química- Determinação do Óxido de Cálcio Livre”**, Rio de Janeiro, 2004.

_____. **“NBRNM 18-Cimento Portland - Análise química - Determinação de perda ao fogo”**, Rio de Janeiro, 2004.

_____. **“NBRNM-23 –Cimento Portland e outros Materiais em Pó-Determinação da Massa Específica”**, Rio de Janeiro, 2001.

_____. **“NBR NM 30 –Agregado miúdo- Determinação da absorção de água”**, Rio de Janeiro, 2001.

_____. **“NBR NM 43 - Determinação da pasta de consistência normal”**, Rio de Janeiro, 2003.

_____. **“NBR NM 46 – Agregados - Determinação do material fino que passa através da peneira 75 micrometro, por lavagem”**, Rio de Janeiro, 2003.

_____. **“NBRNM 52 –Agregado Miúdo- Determinação da Massa Específica e Massa Específica Aparente”**, Rio de Janeiro, 2003.

_____. **“NBRNM 65– Cimento Portland- Determinação do Tempo de Pega”**, Rio de Janeiro, 2003.

_____. **“NBRNM67- Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone”**, Rio de Janeiro, 1998.

_____. **“NBRNM76- Cimento Portland - Determinação da finura pelo método de permeabilidade ao ar (Método de Blaine)”**, Rio de Janeiro, 1998.

_____. **“NBRNM 248 – Agregados – Determinação da Composição Granulométrica”**, Rio de Janeiro, 2003.

_____. **“NBR 5738 – Concreto – Procedimentos para moldagem e cura de Corpos-de-prova”**, Rio de Janeiro, 2004.

_____. **“NBR 5739 – Concreto- Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos”**, Rio de Janeiro, 2003.

_____. **“NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto- Procedimento”**, Rio de Janeiro, 2003.

_____. **“NBR 7211 – Agregado para Concreto”**, Rio de Janeiro, 1983.

_____. **“NBR 7215– Cimento Portland- Determinação da Resistência à compressão”**, Rio de Janeiro, 1996.

_____. **“NBR 7218 – Agregados – Determinação do teor de argila m torrões e materiais friáveis”**, Rio de Janeiro, 1987.

_____. **“NBR 7251– Agregados em estado solto– Determinação da massa unitária”**, Rio de Janeiro, 1982.

_____. **“NBR 8522 –Concreto- Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação”**, Rio de Janeiro, 2003.

_____. **“NBR 11579- Cimento Portland – Determinação da finura por meio da peneira 75 micrômetros (número 200)”**, Rio de Janeiro, 1991.

_____. **“NBR 12655 – Concreto- Preparo, controle e recebimento”**, Rio de Janeiro, 1996.

_____. “NBR 14931– “Execução de estruturas de concreto – Procedimento”, Rio de Janeiro, 2003.

BARBOSA, M. P.; et al, “**A Influência do Tipo de Agregado Graúdo nos Módulos de Elasticidade e na Resistência a Tração dos Concretos de Elevado Desempenho**”, 41º Congresso Brasileiro de Concreto, IBRACON, Salvador-BA, agosto 99.

BAUER, L.A.F., “**Materiais de Construção 1**” 5ª Edição – Ed. LTC, Rio e Janeiro, 1994.

CANESSO,F.A.C.,BELUCO,J.A.,GOMES,,M.,AGUILAR,M.T.P.,CETLIN,P.R.,“**A influência da Adição da Escória granulada de Alto Forno nas Propriedades Mecânicas do Concreto**”, 47 ° Congresso Brasileiro de Concreto, IBRACON, Recife-Pe, setembro 2005.

COSTA JUNIOR, M.P.,SILVA, M.G., BOURGUIGNON,K.M.B.G., PINHEIRO,S.M.M.,SOUZA,F.L.S.,ZONDONADE,E.,COELHO,M.A.M.,MORIMOTO,T
 ”**“Influência de altos teores de escória de alto-forno em concreto: avaliação das propriedades físicas e mecânicas**”, 48 ° Congresso Brasileiro de Concreto, IBRACON, Rio de Janeiro-RJ, setembro 2006.

CUNHA, J.C.da, “**Módulo de Elasticidade do Concreto**” – Informador das Construções, Ed.1424, Belo Horizonte - MG, julho 2000

DAL MOLIN, D. C. C., “**Adições Minerais para concreto Estrutural**” - **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações**”- IBRACON, 2005, São Paulo

EVANGELHISTA, A.C.J. “**Avaliação da Resistência do concreto usando diferentes ensaios não destrutivos**”, Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação de Engenharia – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil, Rio de Janeiro, junho 2002.

EUROCODE-European Standard – **Design of concrete structures-Part 1-1:General rules and rules of buildings**

FARIAS,M.M; PALMEIRA,E.M, “**Agregados para construção Civil**” – **Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais**”- Volume 1, 1 Edição,São Paulo, 2007.

FREITAS, L. B.; JÚDICE, F, M. S.; CARNEIRO, L. A. V.; EVANGELISTA, A. C. J.;SHEHATA, L. C. D., 2001 “**Avaliação do Módulo de Elasticidade de Concretos de Alto Desempenho com Diferentes Idades**”, 43º Congresso Brasileiro de Concreto, IBRACON, Foz do Iguaçu, Agosto.

FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS, "Concretos massa, estrutural, projetado e compactado com rolo" –Ensaio e Propriedades– Ed. Pini, São Paulo, 1997

GONCALVES, J. R., ALMEIDA, I.R., SHEHATA, L. C. D., "Influência do Tipo de Agregado Graúdo nas Propriedades do Concreto de Alta Resistência", Anais, 36ª Reibrac – Instituto Brasileiro do Concreto, Porto Alegre-RS, Setembro 1994, pp.339-352.

GUIMARÃES, L.E.; SANTOS, D.R.; FIGUEIREDO, E.J.P., " Avaliação do Módulo de Deformação do concreto em diferentes idades e com diferentes relações água/cimento" Revista "A construção em Goiás" outubro de 2002.

IBRACON- "Comentários Técnicos e Exemplos de Aplicação da NB-1" Comitê Técnico Concreto Estrutural.

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-no-modulo-de-deformacao-do-concreto/> .Consulta realizada às 21:00 horas do dia 28/08/2008.

KIHARA, Y; CENTURIONE, S.L., "O cimento Portland- Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações"- IBRACON, 2005, São Paulo

MAGALHÃES, A.G., "Caracterização e Análise macro e micro estrutural de concretos fabricados com cimentos contendo escória de alto-forno" – Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia de Estruturas – Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil, 2007.

MEHTA, P. K.; e MONTEIRO, P.J.M. "Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais" – 1ª Edição – Ed. Pini, São Paulo, 1994.

MELO NETO A. A.; HELENE, Paulo R. L., 2002, "Módulo de Elasticidade: Dosagem e Avaliação de Modelos de Previsão do Módulo de Elasticidade de Concretos", 44º Congresso Brasileiro de Concreto, IBRACON, Belo Horizonte-MG, agosto.

NETO, C.S., "Agregados para concreto", Concreto: *Ensino, Pesquisa e Realizações*"- IBRACON, 2005, São Paulo

NEVILLE, A. M. , "Propriedades do Concreto" – 2ª Edição – Ed. Pini, São Paulo, 1997.

NUNES, F.W.G., "Resistência e Módulo de Elasticidade de Concretos Usados no Rio de Janeiro" – Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação de Engenharia – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil, 2005.

ONER e AKYUZ (2007) "An Experimental study on optimum usage of GGBS for the compressive strength of concrete" Turkey 2007 pp. 505-514.

PEREIRA NETO, P. M., DJANIKIAN, J. G., 1996, “**A influência do Tipo de Agregado e da Dimensão Máxima Característica nos Módulos de Elasticidade do Concreto de Alto Desempenho**”, Revista IBRACON n° 12, São Paulo-SP, Abril.

SILVA, E. F., “**Concreto de Alto Desempenho: Estudo de Propriedades Mecânicas**”, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, 166p-1997.

SILVEIRA, R. L. Et al, “**Mechanical Properties and Durability of High-Performance Concrete**”, Proceedings of 2nd CANMET/ACI – International Conference – High Performance Concrete, Performance and Quality of Concrete Structures, Gramado, Brasil, 1999 pp. 655-670.

SILVEIRA, R.L. “**Concreto de Alto Desempenho: Propriedades Mecânicas e Durabilidade**” - Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia de Estruturas – Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil, 2000.

ANEXO A – Resultados dos Ensaio

Tabela A.1- Resultados dos ensaios de resistência à compressão para os concretos produzidos com agregado de calcário de Belo Horizonte

Concreto com calcário de Belo Horizonte					
Resistência à compressão (MPa)	3 dias	7 dias	14 dias	21 dias	28 dias
CP 1	12,62	25,57	32,30	30,02	35,49
CP 2	12,85	24,86	31,25	31,56	31,69
CP 3	12,82	25,65	31,80	35,51	34,43
CP 4	12,83	27,56	34,80	31,27	35,11
CP 5	13,79	28,19	30,66	36,19	34,36
CP 6	13,17	29,55	33,43	33,10	36,34
Valor médio	13,0	26,9	32,4	32,9	34,6
Desvio padrão	0,42	1,82	1,52	2,47	1,59
Coef. de Var. (%)	3,21	6,77	4,70	7,49	4,61

Tabela A.2- Resultados dos ensaios de módulo de deformação para os concretos produzidos com agregado de calcário de Belo Horizonte

Concreto com calcário de Belo Horizonte					
Módulo de Deformação (MPa)	3 dias	7 dias	14 dias	21 dias	28 dias
CP 1	19669	29302	34991	30389	33979
CP 2	21719	29247	32373	34207	33367
CP 3	19102	26640	30166	33534	35776
Valor médio	20164	28396	32510	32710	34374
Desvio padrão	1376,4	1521,5	2415,5	2038,1	1252,2
Coef. de Var. (%)	6,8	5,4	7,4	6,2	3,6

Tabela A.3- Resultados dos ensaios de resistência à compressão para os concretos produzidos com agregado de calcário de Montes Claros

Concreto com calcário de Montes Claros					
Resistência à compressão (MPa)	3 dias	7 dias	14 dias	21 dias	28 dias
CP 1	13,29	25,76	28,51	33,06	34,43
CP 2	13,41	27,10	24,24	36,05	34,70
CP 3	13,83	23,96	26,44	34,59	31,48
CP 4	15,09	26,45	29,09	33,76	36,29
CP 5	13,59	26,96	30,85	33,17	34,67
CP 6	11,65	26,27	27,36	34,34	31,82
Valor médio	13,5	26,1	27,7	34,2	33,9
Desvio padrão	1,11	1,15	2,29	1,11	1,87
Coef. de Var. (%)	8,20	4,39	8,24	3,25	5,50

Tabela A.4- Resultados dos ensaios de módulo de deformação para os concretos produzidos com agregado de calcário de Montes Claros

Concreto com calcário de Montes Claros					
Módulo de Deformação (MPa)	3 dias	7 dias	14 dias	21 dias	28 dias
CP 1	21180	31979	33964	35700	37480
CP 2	22089	31953	37313	37122	37523
CP 3	22973	31865	34166	37326	36861
Valor médio	22081	31932	35148	36716	37288
Desvio padrão	896,7	60,0	1877,9	885,6	370,4
Coef. de Var. (%)	4,1	0,2	5,3	2,4	1,0

Tabela A.5- Resultados dos ensaios de resistência à compressão para os concretos produzidos com agregado de gnaise de Passos

Concreto com gnaise de Passos					
Resistência à compressão (MPa)	3 dias	7 dias	14 dias	21 dias	28 dias
CP 1	10,52	22,30	32,83	29,25	33,60
CP 2	9,35	23,79	31,07	35,53	27,40
CP 3	8,50	23,87	27,15	31,22	33,88
CP 4	10,74	26,04	32,72	34,67	34,30
CP 5	9,65	25,38	32,77	35,02	33,22
CP 6	10,01	24,73	32,00	33,24	35,14
Valor médio	9,8	24,4	31,4	33,2	32,9
Desvio padrão	0,82	1,33	2,20	2,46	2,78
Coef. de Var. (%)	8,35	5,44	7,00	7,43	8,46

Tabela A.6- Resultados dos ensaios de módulo de deformação para os concretos produzidos com agregado de gnaise de Passos

Concreto com gnaise de Passos					
Módulo de Deformação (MPa)	3 dias	7 dias	14 dias	21 dias	28 dias
CP 1	17894	27124	28527	28950	28980
CP 2	16675	25379	29173	29772	31899
CP 3	18756	26194	28094	27950	33865
Valor médio	17775	26232	28598	28891	31581
Desvio padrão	1045,8	873,3	543,0	912,8	2457,7
Coef. de Var. (%)	5,9	3,3	1,9	3,2	7,8

Tabela A.7- Resultados dos ensaios de resistência à compressão para os concretos produzidos com agregado de gnaiss de Guaxupé

Concreto com gnaiss de Guaxupé					
Resistência à compressão (MPa)	3 dias	7 dias	14 dias	21 dias	28 dias
CP 1	7,80	28,25	34,15	33,96	35,98
CP 2	8,41	24,96	33,48	37,46	36,12
CP 3	9,33	27,47	37,88	37,75	40,57
CP 4	9,23	26,88	36,60	32,85	43,18
CP 5	9,34	23,61	31,48	37,72	41,25
CP 6	8,92	23,51	34,01	33,74	41,12
Valor médio	8,8	25,8	34,6	35,6	39,7
Desvio padrão	0,62	2,03	2,29	2,29	2,96
Coef. de Var. (%)	7,02	7,89	6,62	6,44	7,47

Tabela A.8- Resultados dos ensaios de módulo de deformação para os concretos produzidos com agregado de gnaiss de Guaxupé

Concreto com gnaiss de Guaxupé					
Módulo de Deformação (MPa)	3 dias	7 dias	14 dias	21 dias	28 dias
CP 1	17246	25873	30383	33490	36920
CP 2	17043	31306	33286	33889	33882
CP 3	18240	29035	32500	33257	36328
Valor médio	17510	28738	32057	33545	35710
Desvio padrão	640,5	2728,7	1501,5	319,2	1610,3
Coef. de Var. (%)	3,7	9,5	4,7	1,0	4,5

Tabela A.9- Resultados dos ensaios de resistência à compressão para os concretos produzidos com agregado de dolomito de Patos de Minas

Concreto com dolomito de Patos de Minas					
Resistência à compressão (MPa)	3 dias	7 dias	14 dias	21 dias	28 dias
CP 1	12,19	27,41	39,34	42,77	37,57
CP 2	11,74	26,36	39,20	41,14	40,57
CP 3	12,05	30,91	36,44	37,89	35,78
CP 4	12,85	31,24	37,58	39,46	41,31
CP 5	12,79	29,49	41,32	33,60	41,61
CP 6	12,85	27,31	37,71	37,58	39,46
Valor médio	12,4	28,8	38,6	38,7	39,4
Desvio padrão	0,48	2,05	1,72	3,19	2,30
Coef. de Var. (%)	3,88	7,11	4,46	8,24	5,83

Tabela A.10- Resultados dos ensaios de módulo de deformação para os concretos produzidos com agregado de dolomito de Patos de Minas

Concreto com dolomito de Patos de Minas					
Módulo de Deformação (MPa)	3 dias	7 dias	14 dias	21 dias	28 dias
CP 1	25555	34114	35977	34709	38414
CP 2	25918	35617	41915	42631	44317
CP 3	27388	35205	37945	41124	37043
Valor médio	26287	34979	38612	39488	39925
Desvio padrão	970,8	776,5	3024,7	4206,9	3865,3
Coef. de Var. (%)	3,7	2,2	7,8	10,7	9,7

Tabela A.11- Resultados dos ensaios de resistência à compressão para os concretos produzidos com agregado de basalto de Uberlândia

Concreto com basalto de Uberlândia					
Resistência à compressão (MPa)	3 dias	7 dias	14 dias	21 dias	28 dias
CP 1	13,71	25,28	29,49	31,85	34,18
CP 2	14,60	24,94	30,43	32,82	31,08
CP 3	13,71	24,65	28,15	35,29	31,00
CP 4	14,84	25,25	30,19	32,64	34,94
CP 5	14,00	25,49	31,43	29,72	31,01
CP 6	14,86	24,43	33,80	33,68	33,54
Valor médio	14,3	25,0	30,6	32,7	32,6
Desvio padrão	0,55	0,41	1,91	1,86	1,80
Coef. de Var. (%)	3,82	1,63	6,26	5,70	5,53

Tabela A.12- Resultados dos ensaios de módulo de deformação para os concretos produzidos com agregado de basalto de Uberlândia

Concreto com basalto de Uberlândia					
Módulo de Deformação (MPa)	3 dias	7 dias	14 dias	21 dias	28 dias
CP 1	24403	34099	36673	39486	39461
CP 2	21363	33518	38092	40020	39441
CP 3	23065	32992	35328	38867	40853
Valor médio	22944	33536	36698	39457	39918
Desvio padrão	1523,8	554,1	1382,1	577,1	809,3
Coef. de Var. (%)	6,6	1,7	3,8	1,5	2,0