

RESISTÊNCIA E MÓDULO DE ELASTICIDADE DE CONCRETOS USADOS NO
RIO DE JANEIRO

Fábio Wendell da Graça Nunes

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS
PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM
ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:

Prof^a. Lídia da Conceição Domingues Shehata, Ph.D.

Prof^a. Ibrahim Abd El Malik Shehata, Ph.D.

Prof. Ivan Ramalho de Almeida, D.Sc.

Prof. Giuseppe Barbosa Guimarães, Ph.D.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

MAIO DE 2005

NUNES, FÁBIO WENDELL DA
GRAÇA.

Avaliação da resistência e do
módulo de elasticidade de concretos
usados no Rio de Janeiro. [Rio de
Janeiro] 2005

XVI, 110 p. 29,7 cm
(COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia
Civil, 2005)

Tese - Universidade Federal do
Rio de Janeiro, COPPE

1. Resistência do concreto
2. Módulo de elasticidade do
concreto
3. Concreto dosado em central
I. COPPE/UFRJ II.Título (série)

Dedico este trabalho aos meus pais Wanderlan e Fátima, a meus irmãos Flávio e Michelle, pela convivência, apoio, confiança e carinho sempre demonstrados.

Agradecimentos

Aos professores Lídia Shehata e Ibrahim Shehata pela atenção, esclarecimentos e sugestões durante este trabalho.

Aos meus pais José Wanderlan e Maria de Fátima, aos meus irmãos Flávio Wesley e Michelle, aos meus tios Antônio Carlos, José Airton e Edilúcia, à minha avó Vandeth, aos meus primos Fábio Lima e Vinícius e aos amigos Thiago Mendes e Thiago Cardoso, pelo carinho, confiança e apoio constante.

À minha namorada Lídia Ludovice pelo incentivo, compreensão e companheirismo, dando-me força para seguir adiante, principalmente nos momentos que estive ausente.

Aos meus amigos, Laurindo Lobão e Sérgio Oliveira pela convivência e companheirismo durante estes dois anos e aos vários colegas que fiz na COPPE, em especial a Fábio Jarandilla, Ederli Marangon, Maurício Dornellas, João Filho, Euler Wagner e Sidiclei Formagini.

Aos funcionários do laboratório de estruturas da COPPE, em especial a Santiago, José Maria e Manoel, pelos serviços prestados na execução dos ensaios.

Ao Sr. José e a Sra. Neuza pela receptividade nesta cidade.

À Esther Salazar pela contribuição na análise estatística dos meus dados.

Às concreteiras Concretex, Engemix, Intermix, Lafarge, Redimix e à Holcim do Brasil pela doação dos concretos para realização deste trabalho.

Ao IME pela realização de alguns ensaios em seu laboratório.

Ao CNPQ e à CAPES pelo apoio financeiro.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

RESISTÊNCIA E MÓDULO DE ELASTICIDADE DE CONCRETOS USADOS NO RIO DE JANEIRO.

Fábio Wendell da Graça Nunes.

Maio/2005

Orientadores: Lídia da Conceição Domingues Shehata

Programa: Engenharia Civil

A pesquisa aqui descrita objetivou investigar a adequação e o grau de aproximação das expressões da NBR 6118:2003 para avaliar a resistência à compressão do concreto numa certa idade a partir dessa resistência aos 28 dias, e o módulo de elasticidade tangente inicial a partir da resistência à compressão. O estudo foi dividido em duas etapas e incluiu apenas concretos dosados em central. Na primeira, foram moldados corpos de provas de concretos fornecidos por diferentes concreteiras para obras do Rio de Janeiro. Estes concretos, em geral, tinham f_{ck} nominal de 25 MPa ou 30 MPa. Já na segunda etapa, os corpos de provas foram moldados com concretos produzidos nos laboratórios de dois grupos de concreteiras, com os materiais normalmente por elas empregados. Nestes concretos, variaram-se a relação água-cimento e a característica petrográfica do agregado graúdo. Os ensaios de resistência à compressão e de módulo de elasticidade foram realizados em corpos de prova cilíndricos com diâmetro de 15 cm e altura de 30 cm, nas idades de 3, 7, 14, 28 e 90 dias. Neste trabalho apresentam-se os resultados desses ensaios e da análise dos mesmos, que possibilitam aos projetistas de estruturas de concreto fazerem uma avaliação mais realista das propriedades dos concretos em uso no Rio de Janeiro.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

STRENGTH AND MODULUS OF ELASTICITY OF CONCRETES USED IN RIO
DE JANEIRO.

Fábio Wendell da Graça Nunes.

Maio/2005

Advisor: Lúdia da Conceição Domingues Shehata

Department: Civil Engineering

The research described herein aimed to investigate the adequacy and degree of approximation of the expressions of NBR6118:2003 for evaluating the concrete compressive strength at a given age from this strength at 28 days, and the initial tangent modulus of elasticity from the compressive strength. The study was divided into two parts and included only ready mixed concrete. In the first, the standard cylindrical test specimens were made of concretes delivered by different plants to building construction sites in Rio de Janeiro. These concretes, in general, had nominal f_{ck} value of 25 MPa or 30 MPa. In the second part, the cylindrical specimens were cast with concretes mixed in the laboratories of two ready mixed concrete producers and made of materials normally used by them. The variables of these concretes were the water-cement ratio and the petrographic characteristic of the coarse aggregate. The compression and modulus of elasticity tests were carried out at the ages of 3, 7, 14, 28 and 90 days. The results of these tests and of their analysis are presented. They will allow designers to evaluate more realistically the properties of the concretes used in Rio de Janeiro.

ÍNDICE DO TEXTO

1	INTRODUÇÃO.....	1
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	3
2.1	INTRODUÇÃO.....	3
2.2	PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	3
2.2.1	CARACTERÍSTICAS E PROPORÇÕES DOS MATERIAIS CONSTITUINTES	5
2.2.1.1	RELAÇÃO ÁGUA-CIMENTO	5
2.2.1.2	FINURA E TIPO DE CIMENTO	7
2.2.1.3	AR INCORPORADO.....	13
2.2.1.4	FORMA, TEXTURA, DIMENSÃO MÁXIMA DO AGREGADO...	14
2.2.1.5	NATUREZA DO AGREGADO GRAÚDO	18
2.2.1.6	GRANULOMETRIA DO AGREGADO	20
2.2.1.7	QUALIDADE DA ÁGUA DE AMASSAMENTO	21
2.2.1.8	ADITIVOS QUÍMICOS	22
2.2.1.9	ADITIVOS MINERAIS.....	22
2.2.1.10	RELAÇÃO AGREGADO-CIMENTO	23
2.2.2	CONDIÇÕES DE CURA.....	24
2.2.2.1	TEMPO.....	24
2.2.2.2	UMIDADE	24
2.2.2.3	TEMPERATURA.....	25
2.2.2.3.1	CONCRETO MOLDADO E CURADO À MESMA TEMPERATURA.....	26
2.2.2.3.2	CONCRETO LANÇADO E CURADO A DIFERENTES TEMPERATURAS	26
2.2.3	PARÂMETROS DE ENSAIO	28
2.2.3.1	CAPEAMENTO DOS CORPOS DE PROVA	28
2.2.3.2	DIMENSÕES DO CORPO DE PROVA	29
2.2.3.3	UMIDADE DO CORPO DE PROVA, TEMPERATURA DE ENSAIO E VELOCIDADE DE CARREGAMENTO.....	31

2.3	EXPRESSÕES PARA AVALIAR f_{cmj}/f_{cm}	31
2.4	RELAÇÃO TENSÃO – DEFORMAÇÃO NA COMPRESSÃO	33
2.5	PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM O MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO.....	36
2.5.1	RELAÇÃO ÁGUA-CIMENTO	37
2.5.2	CONSUMO DE CIMENTO.....	38
2.5.3	ADITIVOS QUÍMICOS	39
2.5.4	ADITIVOS MINERAIS.....	40
2.5.5	DIMENSÃO MÁXIMA DO AGREGADO.....	40
2.5.6	FRAÇÃO VOLUMÉTRICA DO AGREGADO GRAÚDO	42
2.5.7	POROSIDADE E MÓDULO DE ELASTICIDADE DO AGREGADO ..	43
2.5.8	NATUREZA DO AGREGADO	43
2.5.9	CONDIÇÕES DE CURA.....	44
2.5.10	PARÂMETROS DE ENSAIO	44
2.5.10.1	UMIDADE DO CORPO DE PROVA	44
2.5.10.2	VELOCIDADE DE CARREGAMENTO.....	44
2.5.10.3	TENSÃO	44
2.6	ENSAIO PARA DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE	45
2.7	EXPRESSÕES PARA AVALIAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE	46
2.7.1	TEÓRICAS.....	46
2.7.2	EMPÍRICAS.....	47
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	50
3.1	INTRODUÇÃO.....	50
3.2	MATERIAIS UTILIZADOS.....	50
3.2.1	PRIMEIRA FASE	50
3.2.2	SEGUNDA FASE	51
3.3	MOLDAGEM E CURA DOS CORPOS DE PROVA.....	54
3.4	ENSAIOS REALIZADOS	55
3.4.1	ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	55

3.4.1.1	PROCEDIMENTO ADOTADO PARA CÁLCULO DE f_{cmj}	57
3.4.2	ENSAIO PARA OBTENÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE INICIAL.....	58
3.5	RESULTADOS OBTIDOS.....	64
3.5.1	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO.....	64
3.5.2	MÓDULO DE ELASTICIDADE.....	71
3.5.3	CURVA TENSÃO - DEFORMAÇÃO.....	78
3.6	CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	80
4	ANÁLISE DE RESULTADOS.....	81
4.1	INTRODUÇÃO.....	81
4.2	EVOLUÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO COM O TEMPO.....	81
4.3	RELAÇÃO f_{cmj}/f_{cm}	83
4.4	EVOLUÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE COM O TEMPO.....	88
4.5	RELAÇÃO E_{cij}/E_{ci}	90
4.6	CONCRETO DE OBRA e CONCRETO DE LABORATÓRIO.....	94
4.7	RELAÇÃO E_{cs}/E_{ci}	95
4.8	RELAÇÃO ENTRE f_{cmj} e A/C.....	95
4.9	RELAÇÃO f_{cmj}/f_{cm} e E_{cij}/E_{ci}	97
4.10	RELAÇÃO ENTRE E_{cij} E f_{cmj}	97
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	105

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Fatores que afetam a resistência à compressão, METHA e MONTEIRO (1993).	4
Figura 2.2 - Influência da relação a/c na resistência à compressão, METHA e MONTEIRO (1993).	7
Figura 2.3 - Influência da relação a/c na resistência à compressão, NEVILLE (1997). ...	7
Figura 2.4 – Influência da superfície específica do cimento sobre a resistência do concreto, NEVILLE (1997).	8
Figura 2.5 – Influência da relação a/c, do tipo de cimento (classificação ASTM, ver Tabela 2.2) e do ar incorporado sobre a resistência do concreto, METHA e MONTEIRO (1993).	9
Figura 2.6 – Influência do tipo de cimento (classificação ASTM, ver Tabela 2.2) sobre a resistência do concreto em função da idade, NEVILLE (1997).	10
Figura 2.7 - Influência do tipo de cimento (classificação ASTM, ver Tabela 2.2) sobre a resistência do concreto em função da idade, NEVILLE (1997).	10
Figura 2.8 – Influência do tipo de cimento para diversas relações água-cimento, EVANGELISTA (2002) (continua).	12
Figura 2.9 – Influência do ar incorporado sobre a resistência do concreto, METHA e MONTEIRO (1993)	14
Figura 2.10 – Influência da dimensão máxima do agregado sobre a resistência do concreto, METHA e MONTEIRO (1993).	16
Figura 2.11 - Influência da dimensão máxima do agregado sobre a resistência do concreto, EVANGELISTA (2002).	17
Figura 2.12 – Influência do tipo de agregado sobre a resistência dos concretos, EVANGELISTA (2002) (continua).	19
Figura 2.13 - Influência do abatimento do concreto sobre a resistência à compressão, METHA e MONTEIRO (1993)	21
Figura 2.14 – Influência do teor de agregado sobre a resistência do concreto, NEVILLE (1997)	24
Figura 2.15 - Influência do tipo e do tempo de cura sobre a resistência do concreto, METHA e MONTEIRO (1993)	25

Figura 2.16 - Concretos moldados e curados à mesma temperatura, COUTINHO (1994)	26
Figura 2.17 - Resistência de concretos lançados a temperatura diferentes, mas curados a 21°C, METHA E MONTEIRO (1993)	27
Figura 2.18 – Resistência do concreto lançado a temperatura de 21°C e curado a temperatura igual e menor que a de lançamento, COUTINHO(1994)	28
Figura 2.19 - Influência do diâmetro do corpo de prova sobre a resistência do concreto quando a relação altura-diâmetro é igual a 2, COUTINHO (1994)	30
Figura 2.20 - Influência da variação da relação altura-diâmetro sobre a resistência do concreto, COUTINHO (1994)	30
Figura 2.21 – Ciclos de carregamento e descarregamento em ensaio de módulo de elasticidade tangente na origem	33
Figura 2.22 - Comportamento típico tensão – deformação da pasta de cimento, agregado e concreto, NEVILLE (1997)	34
Figura 2.23 - Representação esquemática do comportamento do concreto sob compressão uniaxial, METHA e MONTEIRO (1993)	35
Figura 2.24 - Relação tensão – deformação de corpos de prova com resistência variada, NEVILLE (1997)	35
Figura 2.25 - Representação dos módulos tangente inicial e secante	36
Figura 2.26 - Fatores que afetam o módulo de elasticidade, METHA e MONTEIRO, (1993)	37
Figura 2.27 - Influência da relação água-cimento sobre o módulo de elasticidade, MELO NETO e HELENE (2002)	38
Figura 2.28 - Influência do consumo de cimento sobre o módulo de elasticidade de concretos com relação água-cimento constantes, MELO NETO e HELENE (2002)	39
Figura 2.29 - Influência do consumo de cimento sobre o módulo de elasticidade de concretos com abatimento do tronco de cone constantes, MELO NETO e HELENE (2002)	39
Figura 2.30 - Influência do tamanho do agregado e adição de microsilica no módulo de elasticidade do concreto, BARBOSA (1999)	41
Figura 2.31 - Influência do teor de agregado sobre o módulo de elasticidade do concreto, MELO NETO e HELENE (2002)	42

Figura 2.32 - Influência do teor de agregado sobre o módulo de elasticidade do concreto, MELO NETO e HELENE (2002).	42
Figura 2.33 - Ciclos de carregamento do concreto para determinação de E_{ci} segundo a NBR 8522:2003.	46
Figura 3.1 - Ensaio de resistência à compressão de concreto, realizado no LABEST.	56
Figura 3.2 - Ensaio de resistência à compressão de concreto, realizado no IME.	56
Figura 3.3 - Ruptura de corpo de prova.	57
Figura 3.4 – Valores médios utilizados na correção dos valores de E_{ci} obtidos na primeira fase usando “compressômetro”	60
Figura 3.5 - Ensaio de módulo de elasticidade realizado com compressômetro.	61
Figura 3.6 - Ensaio de módulo realizado com “compressômetro” e com extensômetros elétricos.	62
Figura 3.7 - Ensaio de módulo de elasticidade realizado com extensômetro mecânico.	62
Figura 3.8 - Ensaio de módulo de elasticidade realizado com extensômetro mecânico e extensômetros elétricos.	63
Figura 3.9 - Ensaio de módulo de elasticidade realizado com extensômetro mecânico e extensômetros elétricos.	63
Figura 3.10 – Resistência à compressão em função da idade dos concretos da primeira fase, grupos 1, 2 e 3, respectivamente.	66
Figura 3.11 - Resistência à compressão em função da idade dos concretos da segunda fase, grupos A, B e C, respectivamente.	67
Figura 3.12 – Relação f_{cmj}/f_{cm} em função da idade dos concretos da primeira fase, grupos 1, 2 e 3, respectivamente.	68
Figura 3.13 - Relação f_{cmj}/f_{cm} em função da idade dos concretos da segunda fase, grupos A, B e C, respectivamente.	69
Figura 3.14 – Resistência à compressão em função da relação a/c, para diferentes idades, dos concretos da segunda fase, grupos A, B e C, respectivamente.	70
Figura 3.15 – Módulo de elasticidade em função da idade dos concretos da primeira fase, grupos 1, 2 e 3, respectivamente.	73
Figura 3.16 – Módulo de elasticidade em função da idade dos concretos da segunda fase, grupos A, B e C, respectivamente.	74
Figura 3.17 - Relação E_{cij}/E_{ci} em função da idade dos concretos da primeira fase, grupos 1, 2 e 3 respectivamente.	76

Figura 3.18 - Relação E_{cij}/E_{ci} em função da idade dos concretos da segunda fase, grupos A, B e C, respectivamente.	76
Figura 3.19 – Módulo de elasticidade em função da relação a/c , para diferentes idades, dos concretos da segunda fase, grupos A, B e C, respectivamente.	77
Figura 3.20 – Trecho inicial da curva tensão – deformação.....	78
Figura 3.21 - Medição das deformações com extensômetros elétricos de resistência para o traçado da curva tensão-deformação.	78
Figura 3.22 - Curvas tensão – deformação dos concretos do grupo A, com $a/c = 0,60$, $0,55$, $0,50$, $0,45$ e $0,40$	79
Figura 3.23 - Curvas tensão – deformação dos concretos do grupo C, com $a/c = 0,60$, $0,55$, $0,50$, $0,45$ e $0,40$	79
Figura 4.1 - Evolução da resistência à compressão com a idade para os concretos da segunda fase (continua).	83
Figura 4.2 - Relação f_{cmj}/f_{cm} em função da idade (continua).	84
Figura 4.3 - Evolução do módulo de elasticidade com a da idade para os concretos da segunda fase (continua).	88
Figura 4.4 - Relação E_{cij}/E_{ci} em função da idade (continua).	90
Figura 4.5 - Evolução da resistência à compressão com a idade para concretos da mesma concreteira.	94
Figura 4.6 – Relação entre f_{cm} e a/c	96
Figura 4.7 - Relação entre f_{ck} e a/c	97
Figura 4.8 – Comparação da evolução de f_{cmj}/f_{cm} com E_{cij}/E_{ci} para todos os concretos..	97
Figura 4.9 - Relação entre E_{cij} e f_{cmj} dos concretos (continua).	100
Figura 4.10 - Comparação entre as expressões ajustadas com $\beta = 1/2$ e $\beta = 1/3$ (continua).	103
Figura 4.11 – Comparação entre a equação 4.12 e a de TIZATO e SHEHATA (1987).	104

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Resistência relativa aproximada do concreto segundo o tipo de cimento, METHA e MONTEIRO (1993)	11
Tabela 2.2 – Equivalência entre classificação de cimentos segundo a ASTM e a ABNT (informação obtida de cimenteira).....	11
Tabela 2.3 - Influência da dimensão máxima e do tipo do agregado sobre a resistência à compressão do concreto, PEREIRA NETO E DJANIKIAN (1996).....	15
Tabela 2.4 - Influência da dimensão máxima do agregado e do uso de sílica ativa.....	18
Tabela 2.5 - Influência do metacaulim e da sílica ativa sobre a resistência à compressão do concreto, HELENE (2002)	23
Tabela 2.6- Influência do Metacaulim e sílica ativa sobre o módulo de elasticidade, HELENE (2002).....	40
Tabela 2.7 - Influência do tipo e do tamanho do agregado no módulo de elasticidade do concreto, PEREIRA NETO e DJANIKIAN (1996).....	41
Tabela 2.8 - Equações para estimar do módulo de elasticidade (E_c e f_c em MPa).....	48
Tabela 3.1 - Identificação dos concretos utilizados na primeira fase.....	51
Tabela 3.2 - Composição por m^3 dos concretos fornecidos pela concreteira A.....	52
Tabela 3.3 - Composição por m^3 dos concretos fornecidos pela concreteira B.....	52
Tabela 3.4 - Composição por m^3 dos concretos fornecidos pela concreteira B.....	53
Tabela 3.5 – Volume de agregados, argamassa seca e agregado graúdo dos concretos.....	54
Tabela 3.6 - Exemplo do procedimento adotado para determinar f_{cmj}	58
Tabela 3.7 – Relação entre os valores de módulo de elasticidade encontrados no concreto 1 usando extensômetro elétrico e “compressômetro”.....	59
Tabela 3.8 - Relação entre os valores de módulo de elasticidade encontrados no concreto 2 usando extensômetro elétrico e “compressômetro”.....	59
Tabela 3.9- Valores médios utilizados na correção dos valores de E_{ci} obtidos na primeira fase usando “compressômetro”.....	59
Tabela 3.10 - Relação entre valores de módulo de elasticidade de concretos da segunda fase encontrados utilizando-se extensômetros elétricos e mecânico.....	61
Tabela 3.11 - Valores de f_{cmj} e f_{cmj}/f_{cm} de todos os concretos.....	65
Tabela 3.12 - Resultados de E_{cij} e E_{cij}/E_{ci} de todos os concretos.....	72
Tabela 3.13 – Faixa de variação dos resultados dos concretos.....	80

Tabela 4.1 - Valores de E_{cs} e E_{ci} obtidos a partir da curva tensão-deformação ajustada.	95
Tabela 4.2 - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto, NBR 6118:2003.....	96
Tabela 4.3 - Equações ajustadas aos dados experimentais de f_{cmj} e E_{cij}	99

LISTA DE SÍMBOLOS

a/c	Relação água-cimento.
d	Dimensão máxima do agregado miúdo.
D	Dimensão máxima do agregado.
E_1	Módulo de elasticidade da argamassa.
E_2	Módulo de elasticidade do agregado graúdo.
E_{cs}	Módulo de elasticidade secante.
E_{cij}	Módulo de elasticidade tangente inicial na idade de j dias
E_{ci}	Módulo de elasticidade tangente inicial na idade de 28 dias.
f_c	Resistência do concreto à compressão obtida em corpos de prova.
f_{cmj}	Resistência do concreto à compressão média na idade de j dias.
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão aos 28 dias.
f_{cm}	Resistência do concreto à compressão média aos 28 dias.
g_1	Volume relativo de argamassa.
g_2	Volume relativo de agregado graúdo.

1 INTRODUÇÃO

A resistência à compressão e o abatimento do tronco de cone são as propriedades do concreto que são quase sempre controlada em obras, servindo de parâmetro de avaliação da sua qualidade. Durante o projeto de estruturas, as outras propriedades necessárias são estimadas a partir da resistência à compressão e o módulo de elasticidade é uma delas.

Os fatores que afetam a porosidade do concreto influem tanto na resistência quanto no módulo de elasticidade do concreto, embora não os afetem no mesmo grau.

No capítulo 2 é realizada uma revisão bibliográfica sobre os principais fatores que influenciam a resistência à compressão e o módulo de elasticidade do concreto, divididos em três partes:

- Características e proporções dos materiais constituintes;
- Condições de cura;
- Parâmetros de ensaio.

Nesse capítulo apresentam-se também expressões teóricas e empíricas existentes na literatura para determinação do módulo de elasticidade em diferentes idades e para avaliação da resistência à compressão numa dada idade a partir da resistência aos 28 dias.

O capítulo 3 descreve o estudo experimental realizado, que foi dividido em duas etapas. Na primeira, foram feitos ensaios de resistência à compressão e de módulo de elasticidade tangente inicial de corpos de prova moldados com concretos fornecidos para diferentes obras por cinco concreteiras da cidade do Rio de Janeiro, nas idades de 3, 7, 14, 28 e 90 dias. Na segunda etapa, os corpos de prova ensaiados foram moldados nos laboratórios de duas concreteiras, variando-se a relação água-cimento (0,60, 0,55, 0,50, 0,45 e 0,40) para ter-se concretos com uma faixa de resistência mais ampla. Estes corpos de prova foram ensaiados nas idades de 3, 7, 14 e 28 dias. Também nesta fase, umas das concreteiras produziu dois grupos de concretos, um para cada agregado graúdo britado típico do Rio de Janeiro (de rocha mãe de gnaisse e de sienito). Ao todo, foram analisados 23 tipos diferentes de concretos, tendo-se realizado 400 ensaios de resistência à compressão e 200 de módulo de elasticidade.

No capítulo 4, é realizada a análise dos resultados dos ensaios. São feitas comparações da evolução da resistência à compressão e do módulo de elasticidade de concretos com a mesma relação água-cimento e também de f_{cmj}/f_{cm} e E_{cij}/E_{ci} . Estas relações comparadas com as dadas por equações de normas apresentadas no capítulo 2. Verifica-se que resistências à compressão características mínimas do concreto devem ser especificadas pelos projetistas para que sejam atendidas as relações água-cimento máximas estipuladas pela NBR 6118:2003 para as classes de agressividade II e III.

No momento, no Rio de Janeiro, para estas resistências estão sendo adotados os valores de 25 MPa e 30 MPa, respectivamente.

Apresenta-se expressão para avaliar o módulo de elasticidade do concreto que representa melhor as características dos concretos empregados no Rio de Janeiro do que a da NBR 6118:2003. Verificou-se que esta expressão superavalia o módulo de elasticidade dos concretos

Por fim, no capítulo, 5 são apresentadas as conclusões deste trabalho e sugestões para investigações futuras.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 INTRODUÇÃO

Geralmente a resistência à compressão do concreto é a propriedade mais importante deste material, embora, em alguns casos, outras características como durabilidade, módulo de elasticidade e permeabilidade possam ser mais importantes. Essa é sempre especificada em projetos de estruturas e serve de parâmetro para avaliar a qualidade do concreto. Embora em diferentes proporções, outras propriedades dependem dos mesmos parâmetros que a resistência. Além disto, comparada com as demais propriedades, a resistência é relativamente fácil de ser determinada a partir de ensaios.

A seguir são comentados os parâmetros que influenciam a resistência à compressão e o módulo de elasticidade do concreto. Também são apresentadas expressões para avaliar f_{cmj}/f_{cm} e expressões teóricas e empíricas para avaliar o módulo de elasticidade e E_{cij}/E_{ci} .

2.2 PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

A resistência à compressão depende da porosidade da pasta, do agregado e da zona de transição agregado–pasta, ou seja, da resistência dessas 3 fases. Os fatores que afetam a porosidade do concreto são fatores que influem na resistência do concreto. Também existem fatores que afetam a resistência do concreto à compressão determinada por meio de ensaios. Eles podem ser separados em três categorias, como mostra a Figura 2.1.

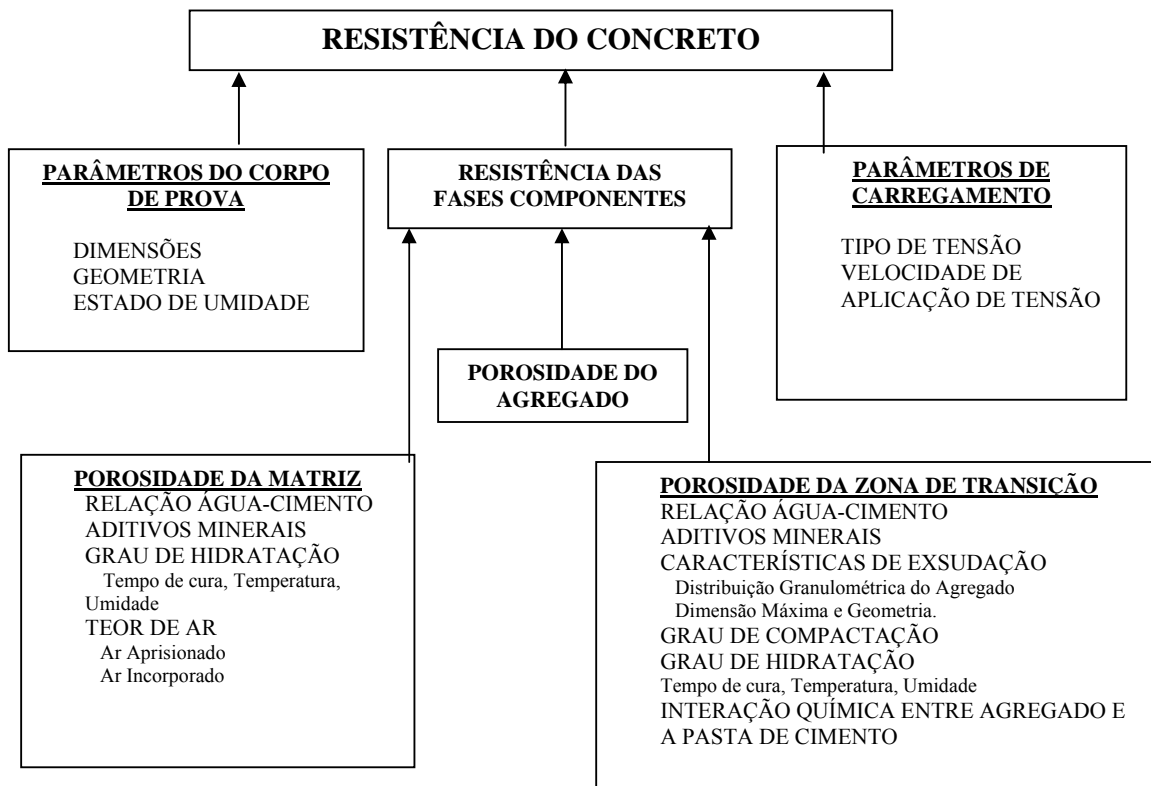


Figura 2.1 - Fatores que afetam a resistência à compressão, METHA e MONTEIRO (1993).

a) Características e proporções dos materiais constituintes

- Relação água-cimento
- Finura e tipo de cimento
- Ar incorporado
- Forma, textura, dimensão máxima do agregado
- Natureza do agregado graúdo
- Granulometria do agregado
- Qualidade da água de amassamento
- Aditivos químicos
- Aditivos 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
- Umidade do corpo de prova, temperatura de ensaio e velocidade de carregamento.
- Capeamento dos corpos de prova

2.2.1 CARACTERÍSTICAS E PROPORÇÕES DOS MATERIAIS CONSTITUINTES**2.2.1.1 RELAÇÃO ÁGUA-CIMENTO**

Quando o concreto está plenamente adensado, segundo a lei de Abrams, sua resistência é inversamente proporcional à relação água-cimento(a/c):

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

onde:

K_1 e K_2 são constantes empíricas.

Segundo Neville (1997), a lei de Abrams é semelhante à de René Feret no fato de que ambas relacionam a resistência do concreto com os volumes de água e de cimento. A regra de Feret tem a seguinte forma:

$$f_c = K \left(\frac{c}{c + a + v} \right)^2 \quad (2.2)$$

onde:

f_c é a resistência do concreto.

c é a proporção volumétrica de cimento.

a é a proporção volumétrica de água.

v é a proporção volumétrica de ar.

K é uma constante.

As Figura 2.2 e 2.3 representam a influência da relação água-cimento sobre a resistência à compressão do concreto.

Na Figura 2.3, observa-se que, a menos que o concreto seja plenamente adensado, a relação entre f_c e a/c depende também do adensamento. Para o concreto plenamente adensado, à medida que aumenta a relação a/c diminui a resistência à compressão.

Segundo NATIONAL SAND AND GRAVEL ASSOCIATION (1959), apud NEVILLE (1997), misturas com uma relação água-cimento muito baixa e um teor de cimento muito alto (provavelmente mais do que 530 kg/m^3) exibem uma redução de resistência quando se usam agregados com grande tamanho. Assim, em idades mais avançadas, neste tipo de mistura, uma relação água-cimento menor pode não resultar em uma resistência mais alta.

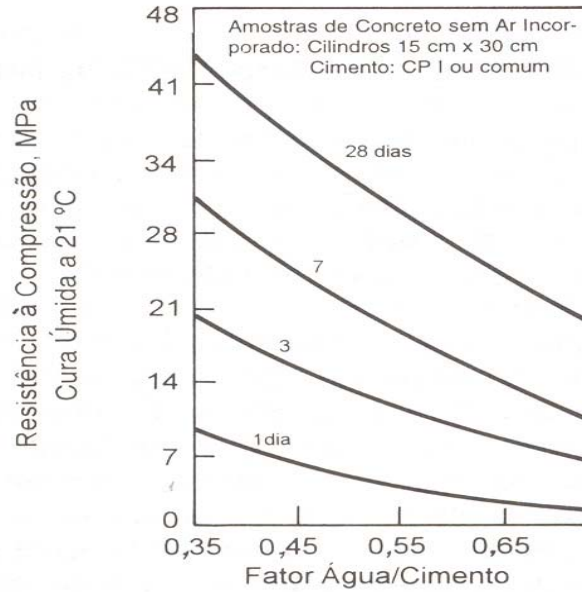


Figura 2.2 - Influência da relação a/c na resistência à compressão, METHA e MONTEIRO (1993).

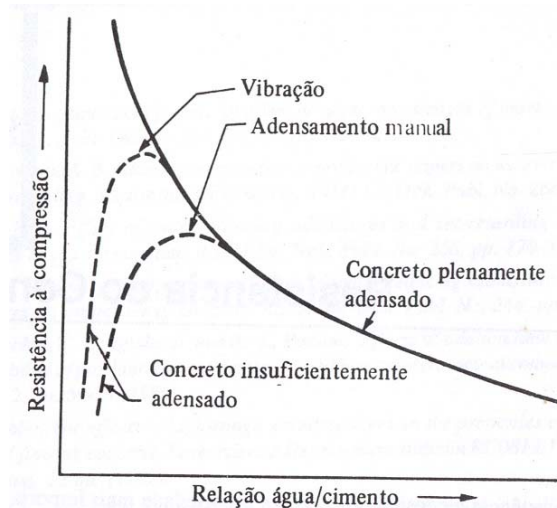


Figura 2.3 - Influência da relação a/c na resistência à compressão, NEVILLE (1997).

2.2.1.2 FINURA E TIPO DE CIMENTO

De acordo com PRICE (1951), apud NEVILLE (1997), a velocidade de hidratação depende da finura das partículas de cimento e, para uma evolução rápida da resistência é necessária uma maior finura, como mostra a Figura 2.4. Entretanto, a resistência a longo prazo é muito pouco influenciada pelo aumento da área específica.

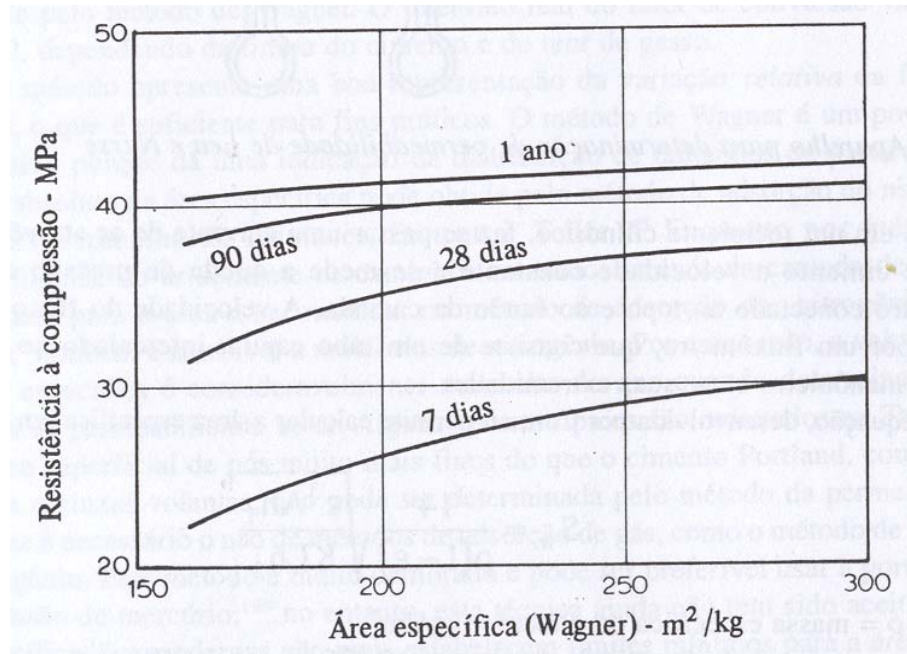


Figura 2.4 – Influência da superfície específica do cimento sobre a resistência do concreto, NEVILLE (1997).

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1968), apud METHA e MONTEIRO (1993), desenvolveu estudo sobre o efeito da relação água-cimento e dos tipos de cimento sobre misturas de concreto com e sem ar incorporado, cujos resultados encontram-se na Figura 2.5.

Observando esta figura, conclui-se que o concreto com cimento do tipo III (alta resistência inicial) apresenta uma faixa com valores de resistência maiores que o com cimento do tipo I. Isto foi observado tanto para os concretos com ar incorporado como para os sem ar incorporado.

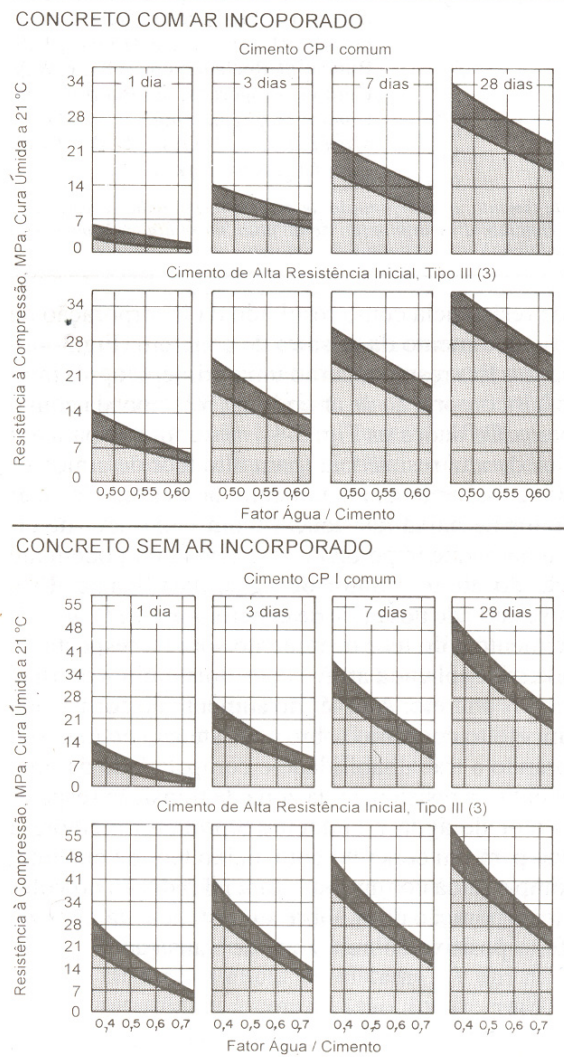


Figura 2.5 – Influência da relação a/c, do tipo de cimento (classificação ASTM, ver Tabela 2.2) e do ar incorporado sobre a resistência do concreto, METHA e MONTEIRO (1993).

Segundo U.S. BUREAU OF RECLAMATION (1965), apud NEVILLE (1997), a tendência geral é de que concretos de cimentos com velocidade de endurecimento menor tenham resistência final ligeiramente maior (ver Figura 2.6). U.S. BUREAU OF RECLAMATION (1965) encontrou resultados semelhantes aos de GONNERMAN AND LERCH (1951), apud NEVILLE (1997), para idades de até 28 dias, como mostra a Figura 2.7.

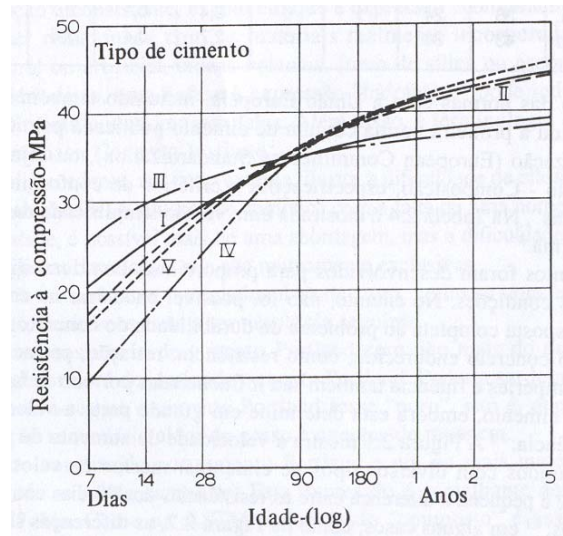


Figura 2.6 – Influência do tipo de cimento (classificação ASTM, ver Tabela 2.2) sobre a resistência do concreto em função da idade, NEVILLE (1997).

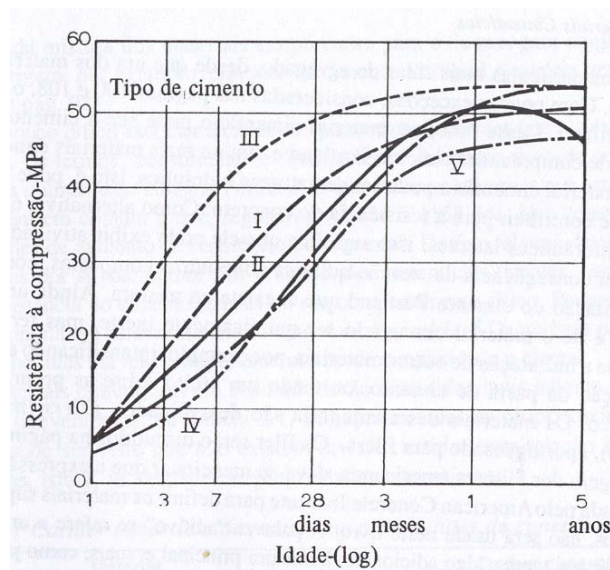


Figura 2.7 - Influência do tipo de cimento (classificação ASTM, ver Tabela 2.2) sobre a resistência do concreto em função da idade, NEVILLE (1997).

Entretanto, segundo a Tabela 2.1 (METHA e MONTEIRO, 1993), a influência do tipo de cimento somente ocorre para baixas idades.

Tabela 2.1 – Resistência relativa aproximada do concreto segundo o tipo de cimento, METHA e MONTEIRO (1993)

Tipo de portland	Natureza	Resistência à compressão (porcentagem em relação ao tipo I ou concreto de cimento Portland comum)			
		1 dia	7 dias	28 dias	90 dias
Cimento ASTM					
I	Normal ou 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

A Tabela 2.2 dá a equivalência entre os tipos de cimento segundo a ASTM, que constam nas Figura 2.5 a 2.7 e a ABNT.

Tabela 2.2 – Equivalência entre classificação de cimentos segundo a ASTM e a ABNT (informação obtida de cimenteira).

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

De acordo com EVANGELISTA(2002), em condições de cura normalizadas, o cimento portland de alta resistência inicial hidrata-se mais rapidamente que os demais tipos de cimento portland. A Figura 2.8 mostra as diferenças de resistência entre os concretos das séries M1 e M4, com cimentos CP III e CP V, respectivamente. Estas séries apresentam mesmos volumes de agregados graúdos e água, o mesmo tipo e dimensão máxima do agregado graúdo e o mesmo abatimento de tronco de cone. Em todas as idades, exceto para os concretos com relação $a/c = 0,50$ e $0,45$, as resistências são maiores para os concretos de cimento CP V; e as maiores diferenças entre as resistências dos concretos de CPV e de CP III são para a idade de 3 dias.

Segundo análise estatística de EVANGELISTA (2002), o tipo de cimento influencia significativamente a resistência à compressão do concreto.

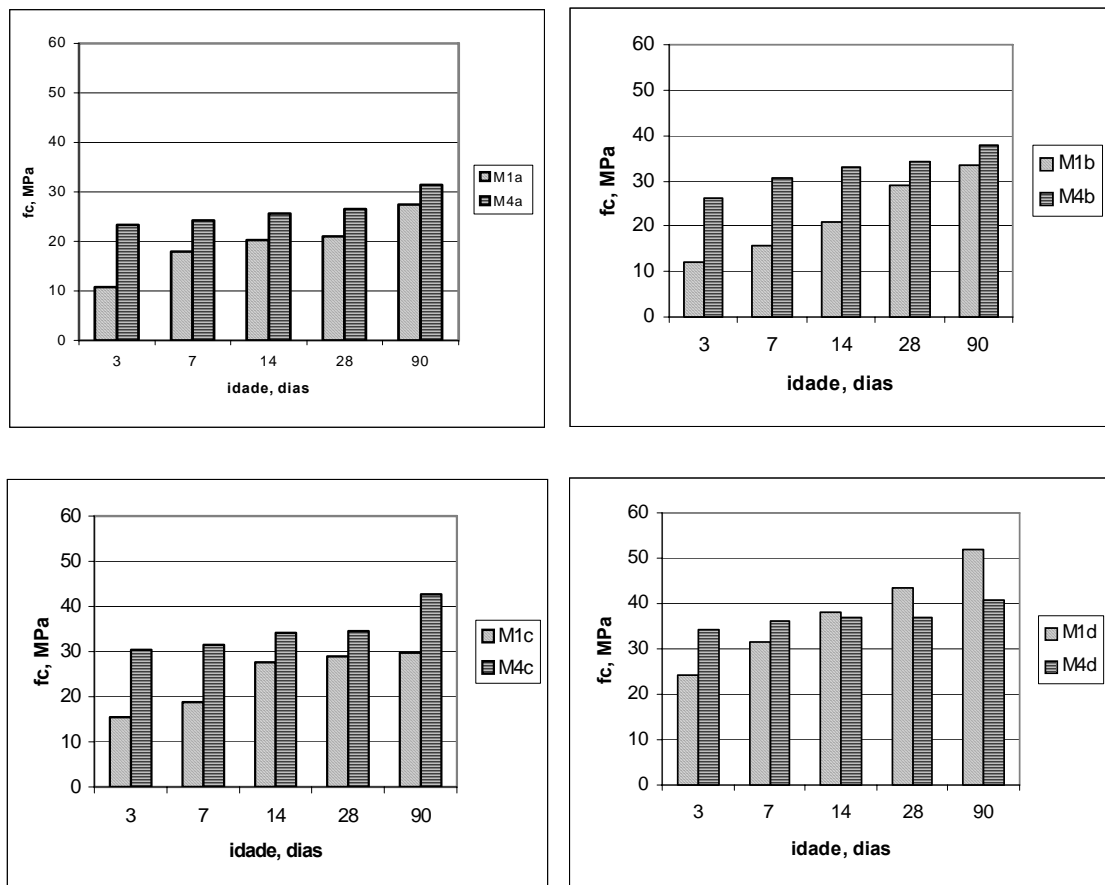


Figura 2.8 – Influência do tipo de cimento para diversas relações água-cimento, EVANGELISTA (2002) (continua).

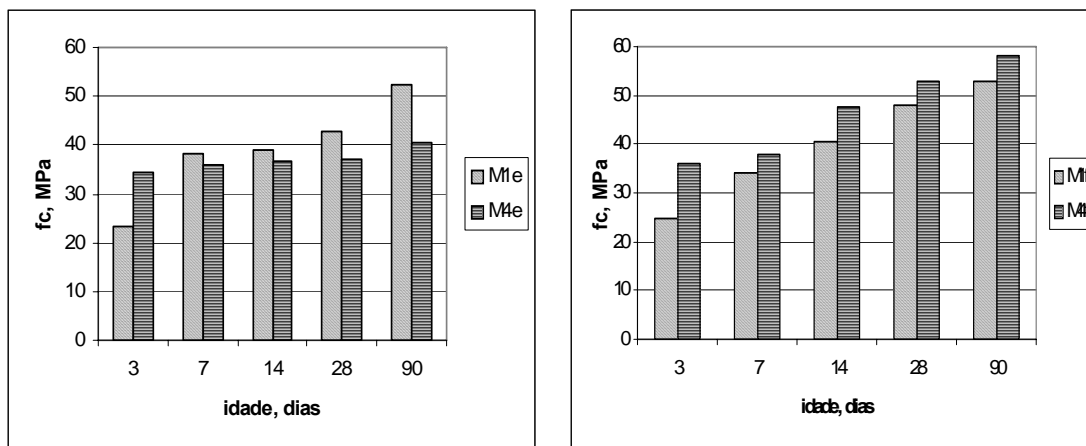


Figura 2.8 – Influência do tipo de cimento para diversas relações água-cimento, EVANGELISTA (2002) (continuação).

2.2.1.3 AR INCORPORADO

Na maioria dos casos, é a relação água-cimento que determina a porosidade da pasta de cimento para um dado grau de hidratação; entretanto, quando ar é incorporado ao concreto, ele tem o efeito de aumentar a porosidade e reduzir a resistência.

A influência do ar incorporado sobre a resistência à compressão do concreto é representada na Figura 2.9 (U.S. BUREAU OF RECLAMATION, 1981), apud METHA e MONTEIRO (1993). Esta figura mostra que, para uma dada relação água-cimento, concretos com alto teor de cimento sofrem uma perda considerável de resistência com o aumento da quantidade de ar incorporado, enquanto que concretos de baixa resistência (menos teor de cimento) tendem a sofrer menor perda de resistência ou nenhuma.

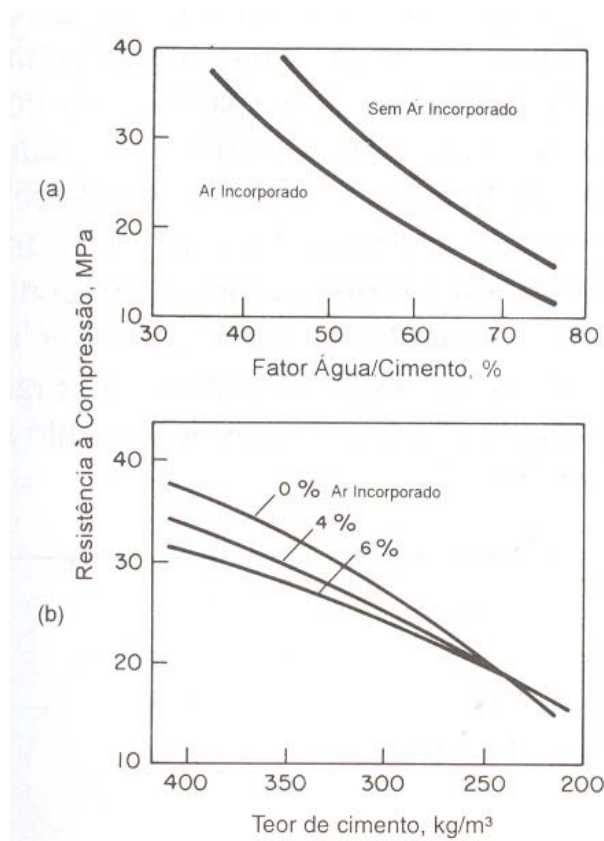


Figura 2.9 – Influência do ar incorporado sobre a resistência do concreto, METHA e MONTEIRO (1993)

2.2.1.4 FORMA, TEXTURA, DIMENSÃO MÁXIMA DO AGREGADO

A resistência do agregado não é normalmente um fator determinante da resistência do concreto convencional porque, à exceção dos concretos leves e de alta resistência, os agregados são bem mais resistentes que a matriz e a zona de transição. Mas existem outras características dos agregados além da resistência, como o tamanho, forma, textura da superfície e granulometria que influem na resistência do concreto.

A forma e a textura superficial do agregado têm considerável influência sobre a resistência do concreto, sendo a resistência à tração mais afetada que a resistência à compressão. Segundo METHA e MONTEIRO (1993), a textura e a forma influenciam mais a resistência à compressão dos concretos nas primeiras idades. De acordo com NEVILLE (1997), o efeito da forma e da textura é mais significativo em concretos de alta resistência. Mantendo-se a mineralogia do agregado, os concretos com agregado de

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

O aumento da dimensão máxima do agregado, mantendo-se a mineralogia do mesmo, pode ter dois efeitos opostos sobre a resistência do concreto. Para um 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 contêm agregados menores.

Por outro lado, concretos com agregados grandes tendem a apresentar zonas de transição mais fracas, onde se formam mais microfissuras. O efeito disto varia com a relação água-cimento do concreto, como mostra a Figura 2.10.

PEREIRA NETO E DJANIKIAN (1996) ensaiaram concretos com diferentes tipos de agregados, consumo de cimento de 550 kg/m^3 , 5% de aditivo em relação à massa de cimento para obtenção de concretos com abatimento do tronco de cone superior a 200 mm. Eles observaram que o aumento da dimensão do agregado, em geral, levou à diminuição aumento do valor de resistência, porém houve casos em que isto não ocorreu, como mostra a Tabela 2.3.

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

		fc (MPa)		
		9,5mm	19mm	25mm
Granito	14 dias	75,33	72,35	69,97
Gnaisse		69,88	71,95	72,17
Basalto		73,42	73,09	62,15
Diabásio		75,24	75,25	75,07
Calcário			70,69	70,66
Granito		28 dias	76,54	86,32
Gnaisse	86,05		88,91	75,45
Basalto	81,67		84,69	83,80
Diabásio	87,93		87,86	75,34
Calcário			75,85	74,62
Granito	56 dias		90,90	92,40
Gnaisse		99,70	96,50	98,74
Basalto		91,70	90,20	86,20
Diabásio		103,70	103,70	92,00
Calcário			82,40	88,10

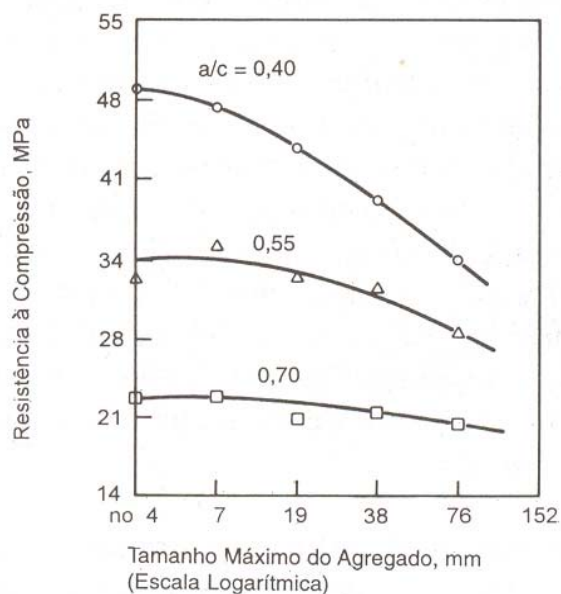


Figura 2.10 – Influência da dimensão máxima do agregado sobre a resistência do concreto, METHA e MONTEIRO (1993).

EVANGELISTA (2002) estudou a influência da dimensão máxima do agregado graúdo sobre a resistência à compressão. Foi mantida a mesma proporção volumétrica dos agregados graúdos e água, o mesmo tipo de cimento e o mesmo abatimento de tronco de cone, e utilizaram-se agregados britados de gnaiss com dimensão máxima de 19 mm (M1) e 9,5mm (M2). Segundo a análise estatística feita por EVANGELISTA, não houve influência significativa das dimensões máximas do agregado usadas na resistência à compressão dos concretos investigados. A Figura 2.11 mostra que as maiores diferenças entre as resistências dos concretos com agregados de diferentes dimensões máximas ocorreram nos concretos com menor valor de a/c.

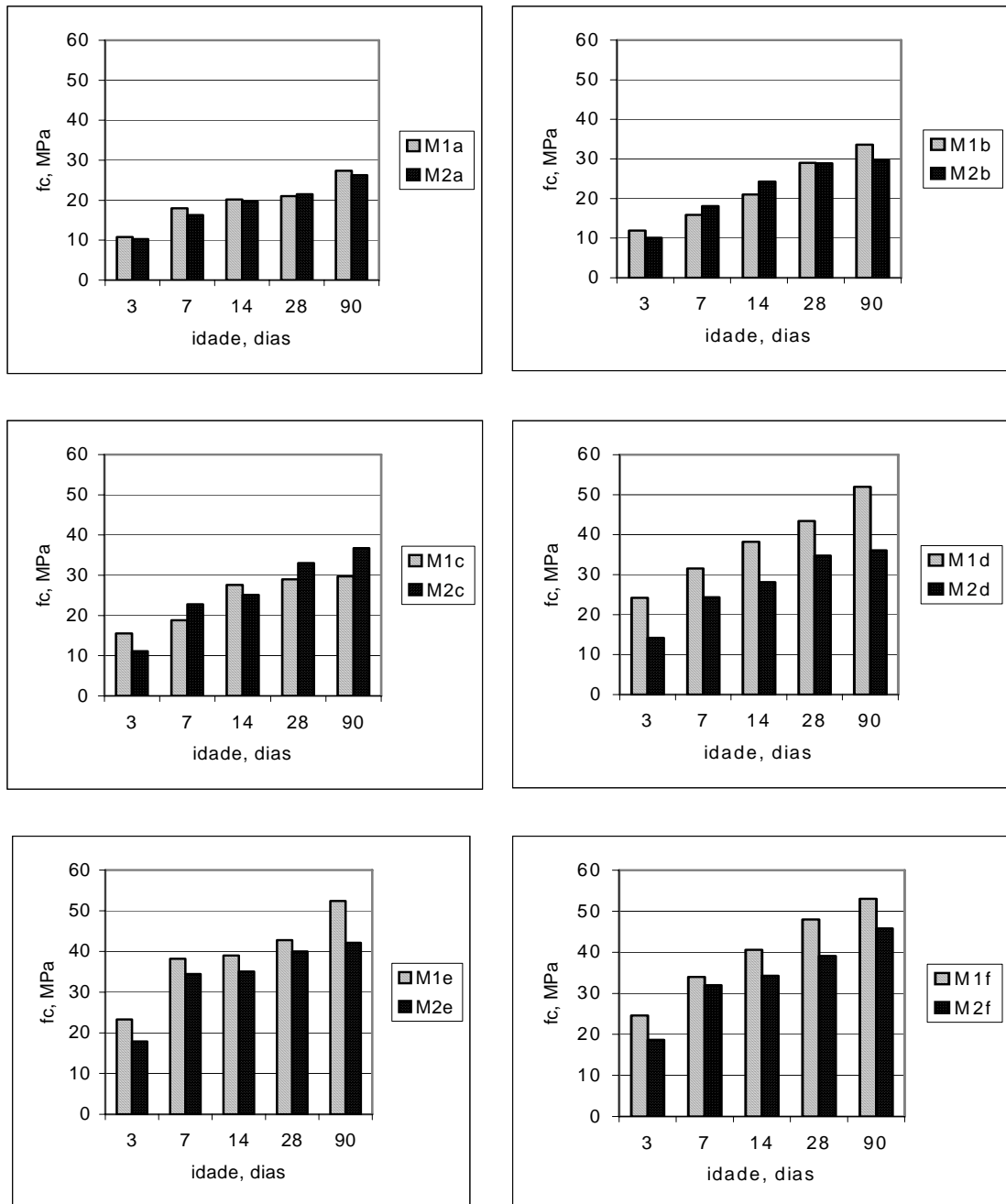


Figura 2.11 - Influência da dimensão máxima do agregado sobre a resistência do concreto, EVANGELISTA (2002).

BARBOSA et al (1999) estudaram concretos com e sem adição de sílica (10% da massa de cimento), com diferentes dimensões máximas de agregados e superplastificante. Como pode ser observado na Tabela 2.4, os concretos com e sem sílica com agregado de dimensão máxima de 19,5 mm tiveram valores de resistência à compressão maiores do que os com dimensão de 9,5mm em todas as idades.

Tabela 2.4 - Influência da dimensão máxima do agregado e do uso de sílica ativa.

Idade (Dias)	SBP	SBG	MBP	MBG
	f_c (MPa)	f_c (MPa)	f_c (MPa)	f_c (MPa)
3	54,45	64,56	54,62	71,99
7	60,14	70,90	67,52	83,56
28	73,91	84,31	88,07	103,49
60	64,17	77,43	81,19	88,74
90	74,24	89,62	82,64	106,46

SBP – $D_{max} = 9,5$ mm, sem sílica.

MBG – $D_{max} = 19,5$ mm, com sílica.

SBG – $D_{max} = 19,5$ mm, sem sílica.

MBP – $D_{max} = 9,5$ mm, com sílica.

2.2.1.5 NATUREZA DO AGREGADO GRAÚDO

Segundo FRANKLIN AND KING (1971), apud NEVILLE (1997), que investigaram concretos com mesmo traço onde se variou a natureza do agregado, a influência do tipo de agregado graúdo sobre a resistência do concreto depende da relação água-cimento. Para relações água-cimento menores que 0,40, verificou-se que os concretos com agregados britados tiveram resistência até 38% maiores que o concreto com seixo. Já para a relação água-cimento de 0,50 a diferença das resistências dos dois concretos diminuiu e, para a relação água-cimento igual a 0,65, não se notou diferença entre as resistências de concretos feitos com pedra britada e seixo.

Os resultados do estudo de GOMES et al (1996) indicaram que a resistência à compressão limite do concreto está relacionada com a rocha de origem do agregado. Entre os agregados usuais do Rio de Janeiro, o traquito britado foi o que mais se adequou à produção de concretos com elevada resistência.

De acordo com GONÇALVES et al (1994), que ensaiaram concretos com mesma percentagem volumétrica de seus componentes nos quais variaram-se os tipos de

agregados, os maiores valores de resistência à compressão foram obtidos para o concreto com agregados de rochas de resistências mais elevadas.

Segundo SILVA (1997), que investigou concretos com agregados do tipo calcário, granulito e seixo rolado com uma relação água-cimento de 0,32, 10% de sílica ativa e abatimento de 200mm, verificou que o concreto que teve maior valor de resistência à compressão foi o com brita de granulito e o com seixo rolado foi o que teve menor resistência à compressão.

EVANGELISTA (2002) também estudou a influência do tipo de agregado graúdo sobre a resistência à compressão. Foi mantida a mesma proporção volumétrica de água, o mesmo tipo de cimento e dimensão máxima do agregado graúdo e o mesmo abatimento de tronco de cone, e variados os agregados graúdos: brita de gnaiss (M1), brita de traquito (M3) e argila expandida (M5). Em todas as idades, os concretos com argila expandida apresentaram os menores valores de resistência. A análise estatística feita mostrou que os agregados britados usados não tiveram influência significativa na resistência à compressão, mas a argila expandida teve. A Figura 2.12 mostra os resultados obtidos nesse estudo.

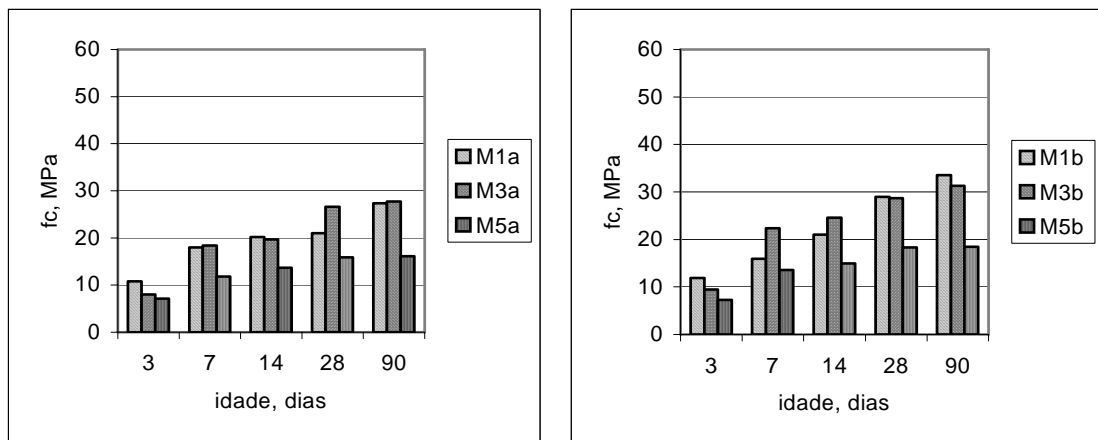


Figura 2.12 – Influência do tipo de agregado sobre a resistência dos concretos, EVANGELISTA (2002) (continua).

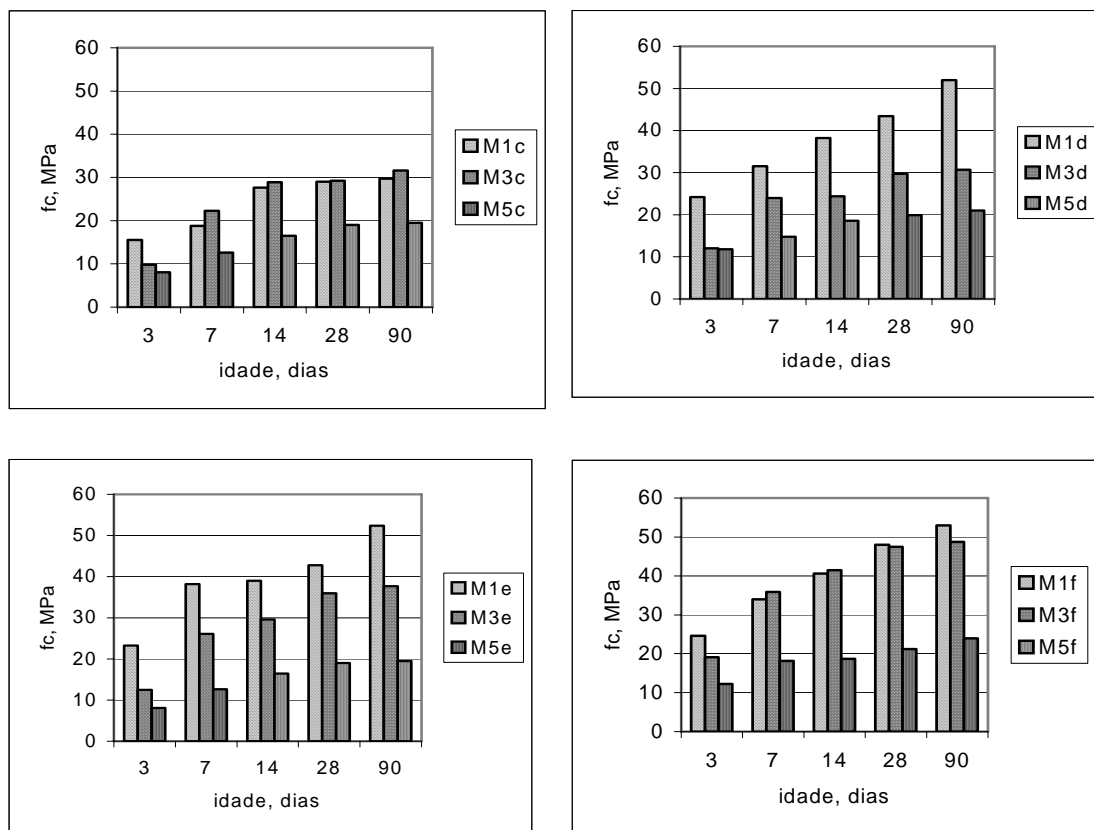


Figura 2.12 – Influência do tipo de agregado sobre a resistência dos concretos, EVANGELISTA (2002) (continuação).

2.2.1.6 GRANULOMETRIA DO AGREGADO

Uma mudança na granulometria do agregado, sem mudança na dimensão máxima do agregado gráudo e na a relação água-cimento, pode influenciar a resistência do concreto se houver alteração na consistência e nas características de exsudação da mistura, de acordo com METHA e MONTEIRO (1993).

De acordo com os resultados obtidos por estudantes da University of Califórnia, representados na Figura 2.13 apud METHA e MONTEIRO (1993), para uma relação água-cimento constante de 0,60, quando a proporção agregado gráudo-miúdo e o teor de cimento na mistura do concreto foram progressivamente elevados para aumentar o abatimento no tronco de cone, houve redução na resistência média à compressão aos 7 dias.

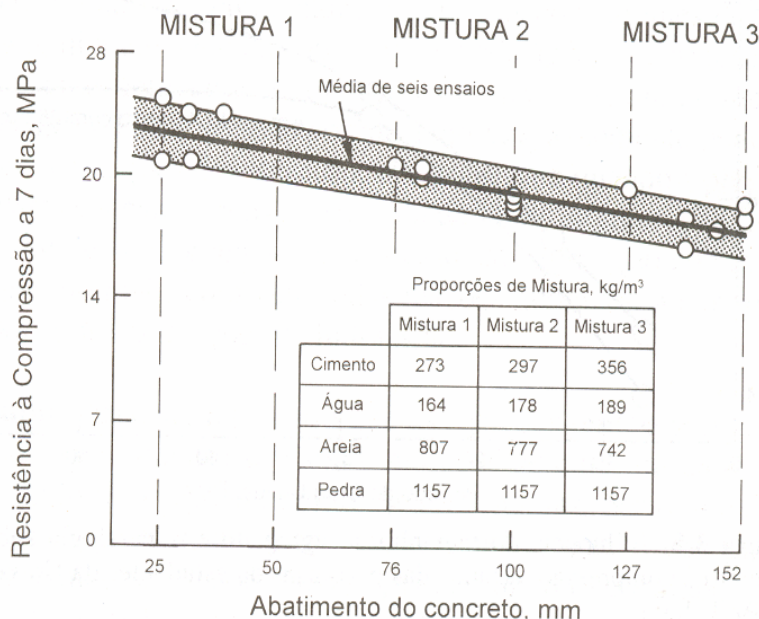


Figura 2.13 - Influência do abatimento do concreto sobre a resistência à compressão, METHA e MONTEIRO (1993)

2.2.1.7 QUALIDADE DA ÁGUA DE AMASSAMENTO

A influência da quantidade de água da mistura sobre a resistência do concreto já foi discutida no tópico 2.2.1.1. No entanto, a qualidade da água de amassamento também tem um papel importante, podendo influenciar negativamente a resistência do concreto se a água contiver impurezas.

Segundo STEINOUR (1960), apud NEVILLE (1997), algumas águas que podem ser prejudiciais ao concreto endurecido podem ser inócuas ou mesmo benéficas quando usadas no amassamento.

Em geral, se considera que a água de amassamento deve ser potável. Isto não é verdade absoluta, já que em regiões áridas a água potável pode conter excesso de cloretos. E também pode haver água imprópria para o consumo humano que não afeta a resistência do concreto. Segundo MCCOY (1956), apud NEVILLE (1997), água com pH de 6,0 a 8,0, ou possivelmente 9,0, não é potável e é adequada para o uso em concreto. Ele também concluiu que água com cor escura ou com cheiro desagradável não necessariamente contém substâncias deletérias.

O melhor método para determinar se água de desempenho desconhecido é adequada para o preparo do concreto é comparar o tempo de pega do cimento e a

resistência de corpos de prova de argamassas feitas com essa água e uma água limpa de referência. A BS 3148:1980 admite uma diferença de cerca de 10% nos resultados das argamassas e considera que a água desconhecida não deve afetar o tempo de pega do cimento a um grau inaceitável.

2.2.1.8 ADITIVOS QUÍMICOS

O aditivo químico é um produto adicionado ao concreto durante o preparo com a finalidade de obter modificações de propriedades dos concretos. O avanço tecnológico dos aditivos químicos é que possibilitaram a produção dos concretos de alta resistência e autonivelantes.

Os aditivos são classificados de acordo com sua função no concreto: aceleradores, retardadores, plastificantes, superplastificantes e outros. Os efeitos específicos dos aditivos podem variar com as propriedades e proporções dos outros materiais constituintes da mistura, havendo necessidade de se verificar sua compatibilidade principalmente com o cimento usado.

Alguns aditivos têm uma influência negativa sobre a resistência à compressão. Este é o caso dos que incorporaram ar ao concreto (ver Figura 2.5)

2.2.1.9 ADITIVOS MINERAIS

Adições minerais não têm uma contribuição positiva na resistência à compressão do concreto se não forem acompanhadas de adição química.

SILVEIRA et al (1999) estudaram a influência dos tipos de cimento, agregados graúdos e do uso de sílica ativa em concretos de diferentes níveis de resistência. Utilizaram cimentos CP II F-32 e CP III-32, agregados de cascalho e granito com dimensão máxima de 19 mm, relação água-cimento de 0,26 a 0,78. Os resultados indicaram que o emprego de sílica ativa (10% da massa de cimento) nos concretos de menor resistência produziu aumentos significativos na resistência à compressão aos 28 dias. Por outro lado, nos concretos com menor relação a/c e maior consumo de cimento, o efeito nas resistências à compressão pôde ser verificado logo nas primeiras idades.

DAL MOLIN (1995) investigou o efeito da adição de sílica ativa (10% da massa de cimento) na resistência à compressão de concretos, mantendo constante o abatimento do tronco de cone de 60 ± 10 mm e o teor de argamassa. Foi variado o consumo de

cimento de 300 a 680 kg/m³ e alcançaram-se resistências à compressão aos 28 dias entre 38 e 92 MPa. Observou-se que a taxa de crescimento da resistência à compressão foi menor nos concretos com relações água-aglomerante mais altas e que a adição de sílica ativa propiciou resistências à compressão cerca de 7% a 16% maiores do que a dos concretos de referência, sem sílica.

Segundo HELENE (2002), a adição de sílica ativa ou metacaulim contribui para o aumento da resistência à compressão em várias idades, com exceção de 1 dia de idade. Esta conclusão se baseou em estudo que englobou concretos de referência com diferentes relações agregado-cimento e concretos onde houve 8% da massa de cimento substituídos por sílica ativa ou metacaulim. Os resultados obtidos encontram-se na Tabela 2.5, onde R indica concreto de referência, M concreto com metacaulim e S concreto com sílica ativa.

Tabela 2.5 - Influência do metacaulim e da sílica ativa sobre a resistência à compressão do concreto, HELENE (2002)

Traço	1 dia	7 dias	28 dias	63 dias	91 dias
1 : 3 R	34,0	47,6	60,0	61,7	61,9
1 : 3 M	27,6	58,0	68,8	72,1	76,4
1 : 3 S	33,1	62,8	69,0	74,0	76,4
1 : 4 R	23,3	40,3	49,9	50,7	51,9
1 : 4 M	20,2	50,5	56,7	59,6	62,2
1 : 4 S	21,6	50,5	57,2	60,0	63,9
1 : 5 R	24,9	35,4	40,3	41,9	45,6
1 : 5 M	20,1	38,2	42,8	57,4	60,3
1 : 5 S	23,9	38,4	43,5	57,8	60,8

2.2.1.10 RELAÇÃO AGREGADO-CIMENTO

De acordo com STOCK AND e HANNANT (1979), apud NEVILLE (1997), quando o volume de agregado, como fração do volume total, aumenta de 0% a 20%, nota-se um decréscimo gradual da resistência à compressão, mas, quando ele varia entre 40% e 80%, a resistência aumenta (Figura 2.14).

De acordo com STURRUP et al (1984), o agregado ocupa entre 60 e 80% do volume total da mistura.

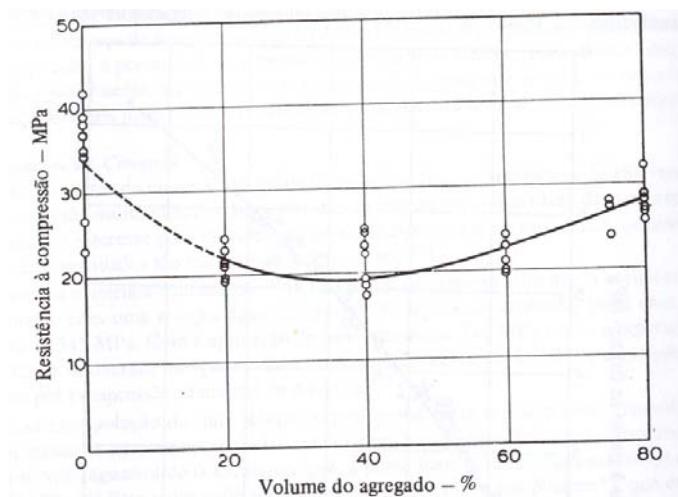


Figura 2.14 – Influência do teor de agregado sobre a resistência do concreto, NEVILLE (1997)

2.2.2 CONDIÇÕES DE CURA

Para se obter um bom concreto, o lançamento adequado de uma mistura deve ser seguido pela cura em ambiente apropriado durante as primeiras fases do endurecimento.

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. A temperatura de cura, duração de cura e a umidade influem na cura do concreto e, conseqüentemente, na sua resistência.

2.2.2.1 TEMPO

Para um dado concreto, quanto maior o período de cura úmida maior a resistência, como mostra a Figura 2.15.

2.2.2.2 UMIDADE

A cura de um concreto deixado ao ar pode levar a uma perda de 50% da resistência aos 28 dias se comparada a uma cura contínua em um ambiente úmido, como mostra a Figura 2.15. O tempo de cura só tem efeito benéfico sobre a resistência do concreto quando a cura for realizada em ambiente úmido.

EVANGELISTA (2002) ensaiou, nas idades de 14, 28 e 90 dias, grupos de concretos submetidos a dois tipos de cura: úmida até dois dias antes da idade do ensaio e úmida por 7 dias e condições do laboratório posteriormente. As relações entre as resistências à compressão dos mesmos concretos curados de maneira diferente ficaram próximos, devido ao fato de que, em ambos os tipos de cura, os corpos de prova permaneceram imersos em água por um período maior ou igual a 7 dias, quando as reações de hidratação do cimento são mais intensas.

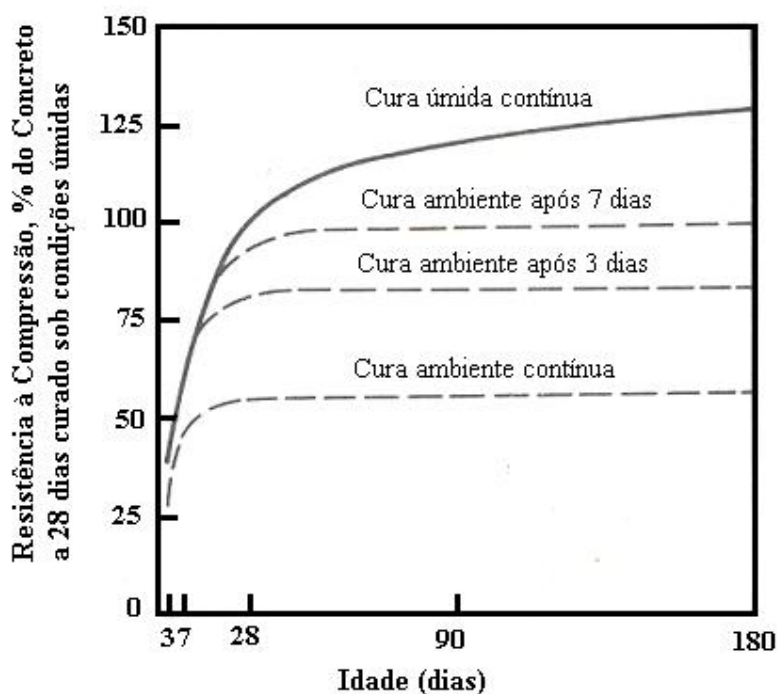


Figura 2.15 - Influência do tipo e do tempo de cura sobre a resistência do concreto, METHA e MONTEIRO (1993)

2.2.2.3 TEMPERATURA

Para concreto curado em condições úmidas, a influência da temperatura sobre a resistência depende da temperatura do lançamento e da temperatura de cura.

2.2.2.3.1 CONCRETO MOLDADO E CURADO À MESMA TEMPERATURA

Segundo COUTINHO(1994), na faixa de temperaturas de 4° a 46°C, quando o concreto é lançado e curado numa temperatura específica constante, é geralmente observado que, até os 28 dias, quanto maior a temperatura mais rápida é a hidratação do cimento e o ganho de resistência resultante, como demonstra a Figura 2.16. Para idades maiores, quando se reduzem as diferenças no grau de hidratação do cimento, tais diferenças na resistência do concreto não são mantidas.

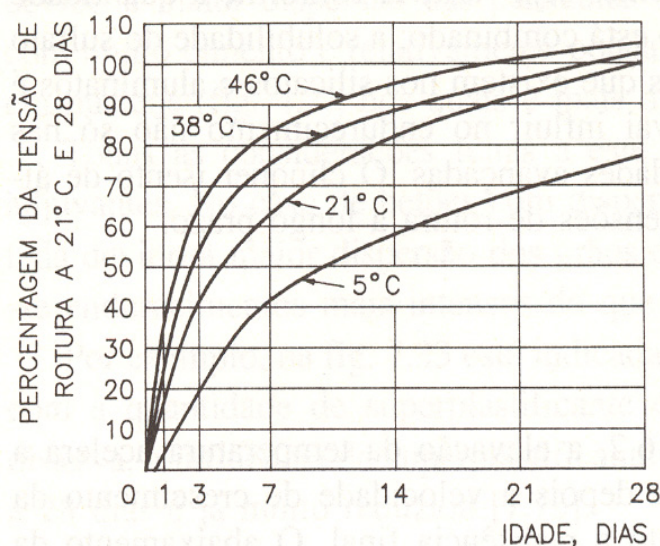


Figura 2.16 - Concretos moldados e curados à mesma temperatura, COUTINHO (1994)

2.2.2.3.2 CONCRETO LANÇADO E CURADO A DIFERENTES TEMPERATURAS

U.S. BUREAU OF RECLAMATION (1975), apud METHA e MONTEIRO(1994), analisou concretos em que a temperatura de lançamento variou entre 4 e 46° mas a cura úmida foi realizada a uma temperatura constante de 21°C. Os dados apresentados na Figura 2.17 mostram que as resistências finais do concreto lançado a uma temperatura menor que a temperatura de cura são maiores que as resistências dos concretos lançados a uma temperatura maior que a temperatura de cura.

Para concretos lançados à temperatura de 21° e curados a temperatura igual ou menor que essa, a Figura 2.18 mostra que, em geral, quanto menor a temperatura de cura, menores as resistências aos 28 dias. A influência das temperaturas de lançamento e de cura sobre a resistência do concreto é muito importante, mas a temperatura de cura é mais importante do que a temperatura de lançamento, (COUTINHO, 1994).

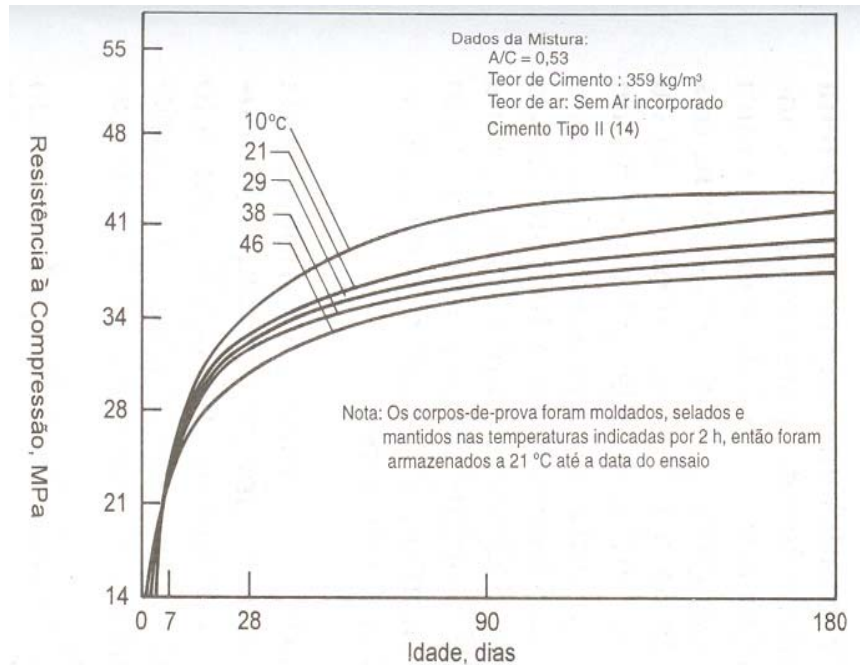


Figura 2.17 - Resistência de concretos lançados a temperatura diferentes, mas curados a 21°C, METHA E MONTEIRO (1993)

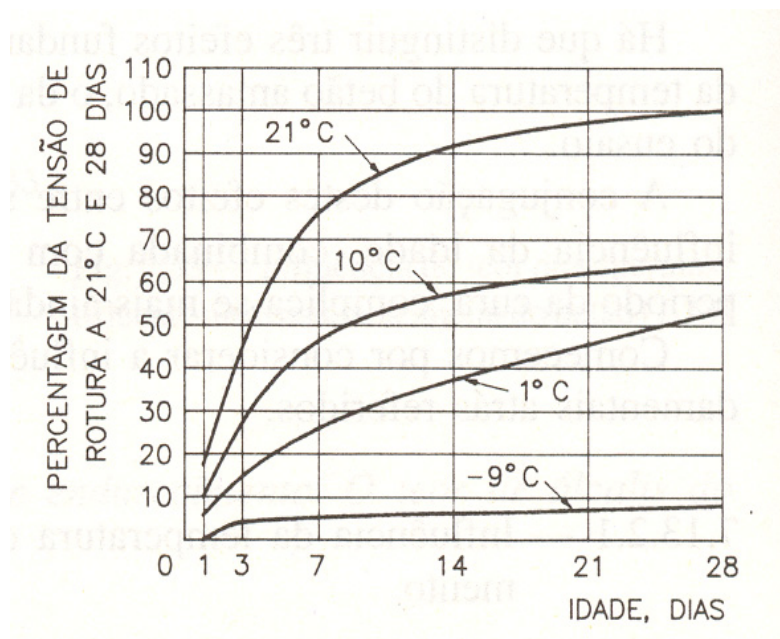


Figura 2.18 – Resistência do concreto lançado a temperatura de 21°C e curado a temperatura igual e menor que a de lançamento, COUTINHO (1994).

2.2.3 PARÂMETROS DE ENSAIO

O resultado do ensaio de resistência à compressão é influenciado por vários parâmetros. Entre eles estão: 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 do ensaio de resistência à compressão, deve ser determinado com exatidão o diâmetro do corpo de prova. Até a idade de ensaio, os corpos de prova devem ser mantidos em cura úmida.

Após a planificação das superfícies dos corpos de prova, o corpo de prova deve ser centralizado no prato inferior da prensa e em seguida carregado continuamente, com velocidade de carregamento de 0,3 MPa/s a 0,8 MPa/s até sua ruptura (NBR 5739:1994).

2.2.3.1 CAPEAMENTO DOS CORPOS DE PROVA

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 concreto ensaiado.

De acordo com WERNER (1958) e SAUCIER (1972), apud NEVILLE (1997), a influência do material de capeamento é muito maior no caso de concretos de resistência média ou alta do que no caso de concretos de baixa resistência.

2.2.3.2 DIMENSÕES DO CORPO DE PROVA

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 o 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.

Mantendo-se a razão altura-diâmetro igual a 2, a resistência diminui à medida que o diâmetro do corpo de prova aumenta, METHA e MONTEIRO (1993) e COUTINHO (1994). Isto é mostrado na Figura 2.19, que contém as resistências de corpos de prova cilíndricos de diâmetro variável e relação altura diâmetro igual a 2, em % da resistência do corpo de prova com diâmetro de 150 mm. O efeito da relação altura-diâmetro sobre a resistência à compressão do concreto pode ser visto na Figura 2.20. Quanto maior a relação altura-diâmetro do corpo de prova, menor tende a ser a resistência encontrada.

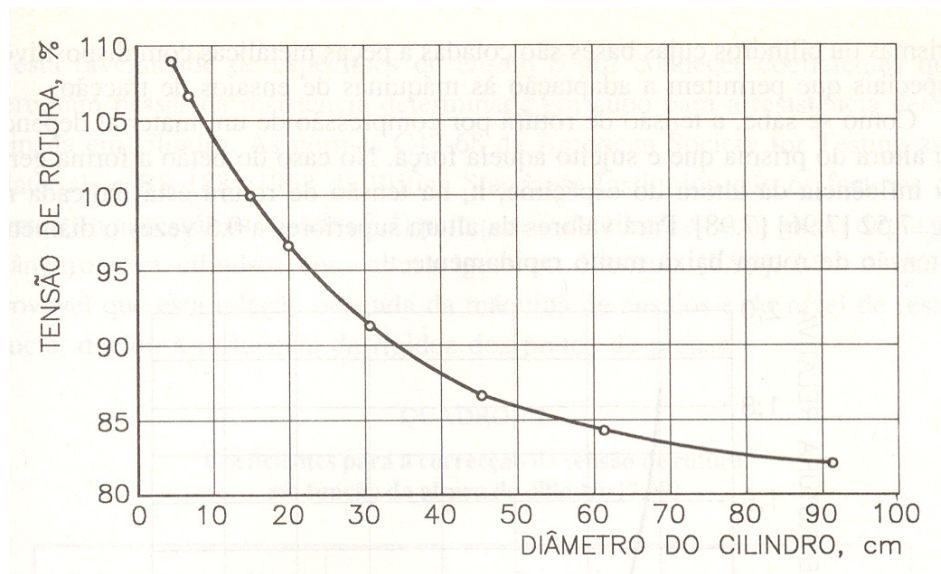


Figura 2.19 - Influência do diâmetro do corpo de prova sobre a resistência do concreto quando a relação altura-diâmetro é igual a 2, COUTINHO (1994).

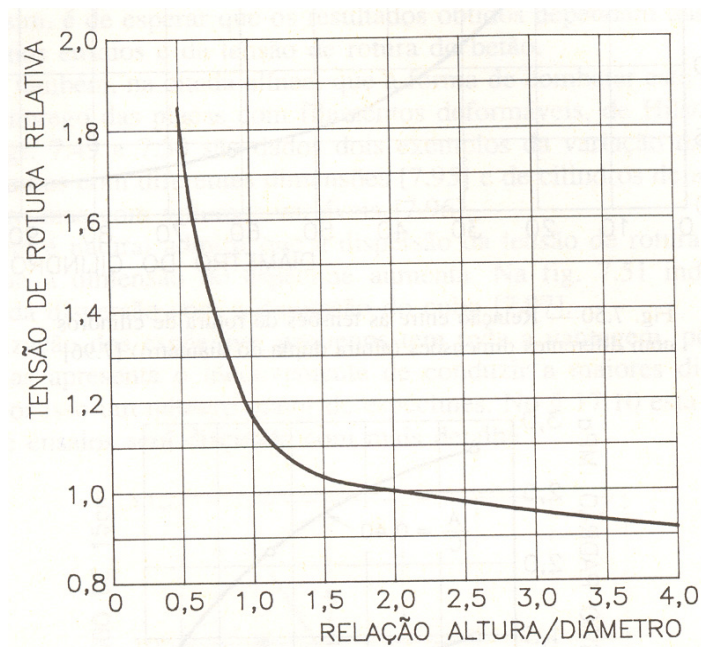


Figura 2.20 - Influência da variação da relação altura-diâmetro sobre a resistência do concreto, COUTINHO (1994)

2.2.3.3 UMIDADE DO CORPO DE PROVA, TEMPERATURA DE ENSAIO E VELOCIDADE DE CARREGAMENTO

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.

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 SHINA (1982), apud NEVILLE (1997), essa diferença pode variar de 9% a 21%. De acordo com METHA e MONTEIRO (1993), ela fica em torno de 15%.

A temperatura do corpo de prova também influi na resistência do concreto; em geral, quanto mais altas as temperaturas no momento do ensaio menores são as resistências obtidas.

2.3 EXPRESSÕES PARA AVALIAR f_{cmj}/f_{cm}

A expressão da NBR 6118:2003 para avaliação da resistência à compressão em diferentes idades a partir da resistência à compressão aos 28 dias é:

$$\frac{f_{ckj}}{f_{ck}} = e^{s(1-\sqrt{28/j})} \quad (2.3)$$

onde:

f_{ckj} é a resistência à compressão do concreto na idade “j”(dias);

f_{ck} é a resistência à compressão do concreto aos 28 dias;

s depende do tipo de cimento, igual a 0,38(CP III, CP IV); 0,25(CP I, CP II) e 0,20 (CP V).

Admitindo-se o mesmo coeficiente de variação dos concretos em idades diferentes, essa expressão também pode ser usada para estimar f_{cmj}/f_{cm} . Nas recomendações do CEB-FIP MC90 e EC2 (2001), a expressão (2.3) relaciona f_{cmj} a f_{cm} .

SHEHATA e GASPARELO (2000) fizeram comparações das relações f_{cmj}/f_{cm} experimentais obtidas por HELENE (1998) e por GOMES et al (1995) para concretos com cimento CP II E e CP V ARI, de consistência plástica ou fluída (abatimento de tronco de cone de 100 ± 10 mm e 200 ± 25 mm, respectivamente), a/c entre 0,4 e 0,6, consumo de cimento entre 300 e 540 kg/m³ e f_{cm} entre 26 e 62 MPa. Verificou-se que, na falta de ensaios, a expressão (2.3) para estimar a relação f_{cmj}/f_{cm} pode ser usada para concretos sem aditivos químicos e adições minerais, curados em condições padronizadas.

Expressões do tipo da (2.4) também têm sido usadas para avaliar f_{cmj}/f_{cm} (NILSON, 1978).

$$\frac{f_{cmj}}{f_{cm}} = \frac{j}{a + bj} \quad (2.4)$$

onde:

a e b são função do tipo de cimento e do tipo de cura.

2.4 RELAÇÃO TENSÃO – DEFORMAÇÃO NA COMPRESSÃO

Como mostra a Figura 2.21, que representa ciclos de carregamento e descarregamento em ensaio de módulo de elasticidade, o concreto não é um material de comportamento linear-elástico. Porém, para tensões menores que cerca de 40% da resistência à compressão, pode-se considerá-lo como tal.

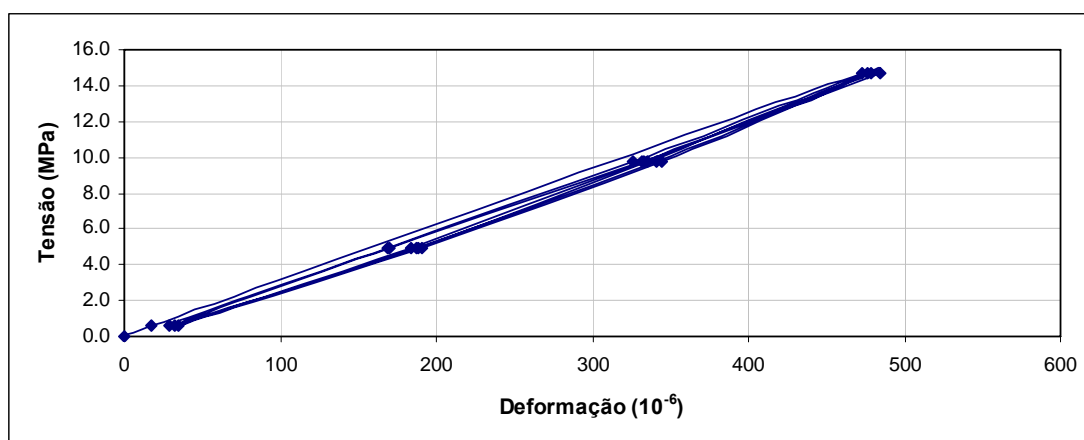


Figura 2.21 – Ciclos de carregamento e descarregamento em ensaio de módulo de elasticidade tangente na origem.

A Figura 2.22 mostra a diferença entre as curvas típicas de tensão – deformação de agregado, pasta endurecida e concreto submetidos a compressão uniaxial.

Segundo GLUCKLICH (1968), apud METHA E MONTEIRO (1993), a não linearidade da relação tensão–deformação é explicada pelo processo de microfissuração progressiva do concreto sob carga.

A Figura 2.23 mostra quatro estágios do comportamento do concreto submetido a compressão centrada. Antes da aplicação de carga, já existem microfissuras na zona de transição entre a matriz e o agregado graúdo. Para os concretos de resistência usual, abaixo de 30% da carga última, estas fissuras permanecem estáveis e a curva tensão – deformação é aproximadamente linear. Acima de 30% da carga última, à medida que a tensão aumenta, as microfissuras da zona de transição começam a aumentar em comprimento, abertura e número. Desta forma, a curva tensão–deformação começa a desviar sensivelmente de uma linha reta. Até cerca de 50% da tensão última, pode-se admitir que exista um sistema estável de microfissuras na zona de transição. Entre 50%

e 75% começam a se formar fissuras na matriz, como também a aumentar as fissuras na zona de transição, formando-se um sistema instável de fissuras, fazendo com que a curva tensão – deformação fique menos inclinada com relação ao eixo das deformações. Acima de 75% da carga última, com o aumento da tensão desenvolvem-se deformações muito grandes, indicando que o sistema de fissuras se tornou contínuo e que o colapso do material se aproxima.

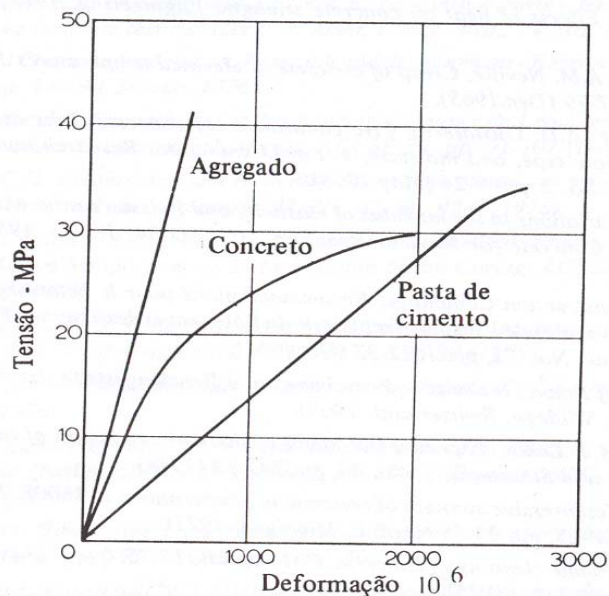


Figura 2.22 - Comportamento típico tensão – deformação da pasta de cimento, agregado e concreto, NEVILLE (1997).

De acordo com SMADI e SLATE (1989), apud NEVILLE (1997), concretos de alta resistência apresentam uma quantidade menor de fissuras do que os concretos convencionais, durante todos os estágios de carregamento; como consequência, a parte ascendente da curva tensão-deformação é mais inclinada com relação ao eixo das deformações e linear até uma fração mais alta da tensão máxima. O ramo descendente da curva também é muito inclinado, de modo que os concretos de alta resistência são mais frágeis que os comuns, como pode ser observado na Figura 2.24.

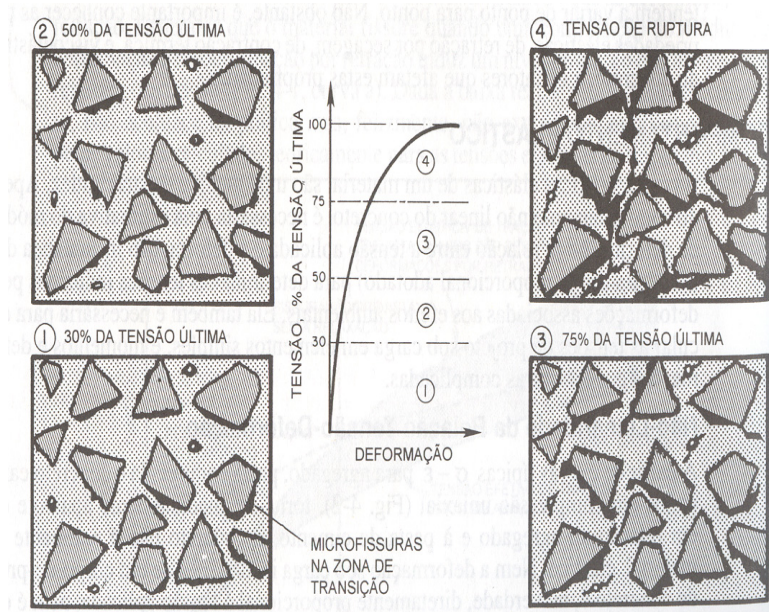


Figura 2.23 - Representação esquemática do comportamento do concreto sob compressão uniaxial, METHA e MONTEIRO (1993).

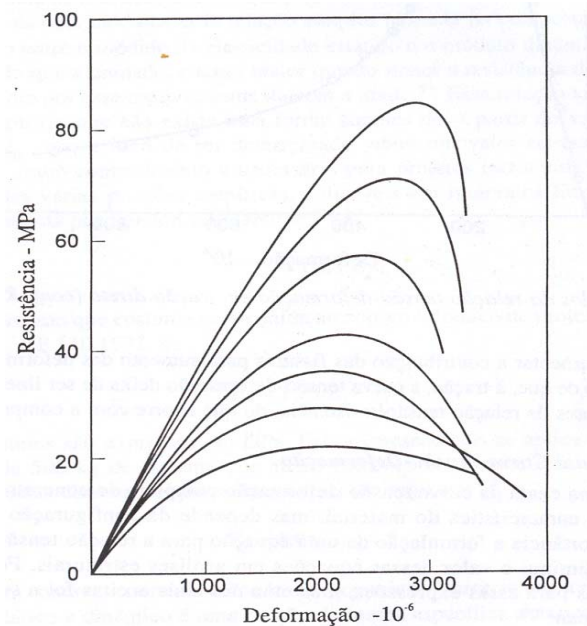


Figura 2.24 - Relação tensão – deformação de corpos de prova com resistência variada, NEVILLE (1997).

O módulo de elasticidade tangente inicial E_{ci} é o coeficiente angular da reta tangente à origem da curva tensão – deformação do concreto (Figura 2.25). O módulo secante E_{cs} é o coeficiente angular da reta que liga a origem ao ponto da curva que

corresponde a uma determinada tensão, que deve ser especificada (Figura 2.25). Em geral, esta tensão fica entre 40% e 50% da tensão de ruptura. Para os concretos de resistência usual, o valor do módulo secante é igual a cerca de 90% do valor tangente na origem.

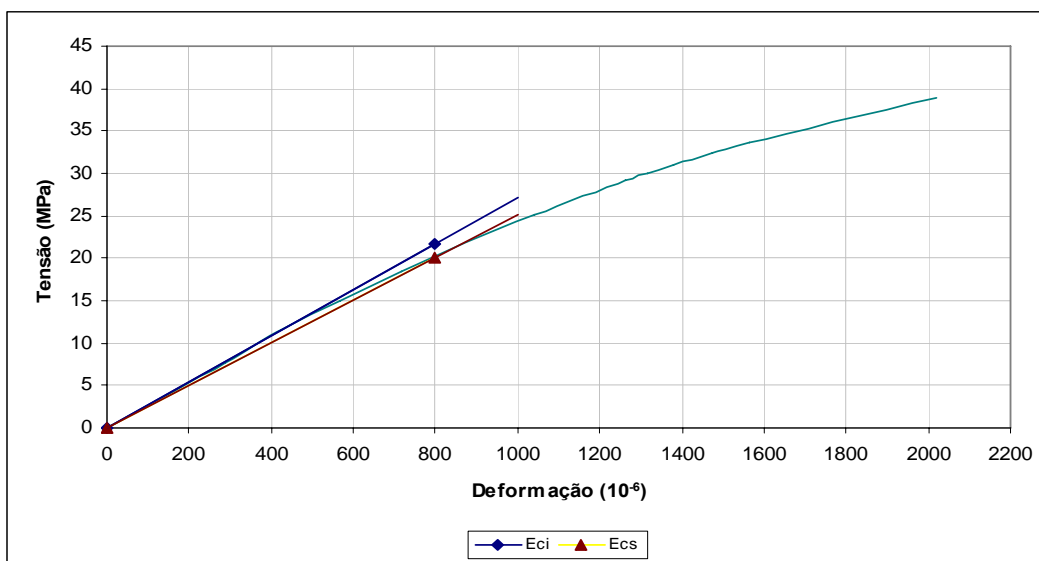


Figura 2.25 - Representação dos módulos tangente inicial e secante.

2.5 PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM O MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO

A Figura 2.26 resume os fatores que afetam o módulo de elasticidade. Estes fatores podem ser separados em três grupos.

a) Características e proporções dos materiais

- Relação água-cimento
- Consumo de cimento
- Aditivos químicos
- Aditivos 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

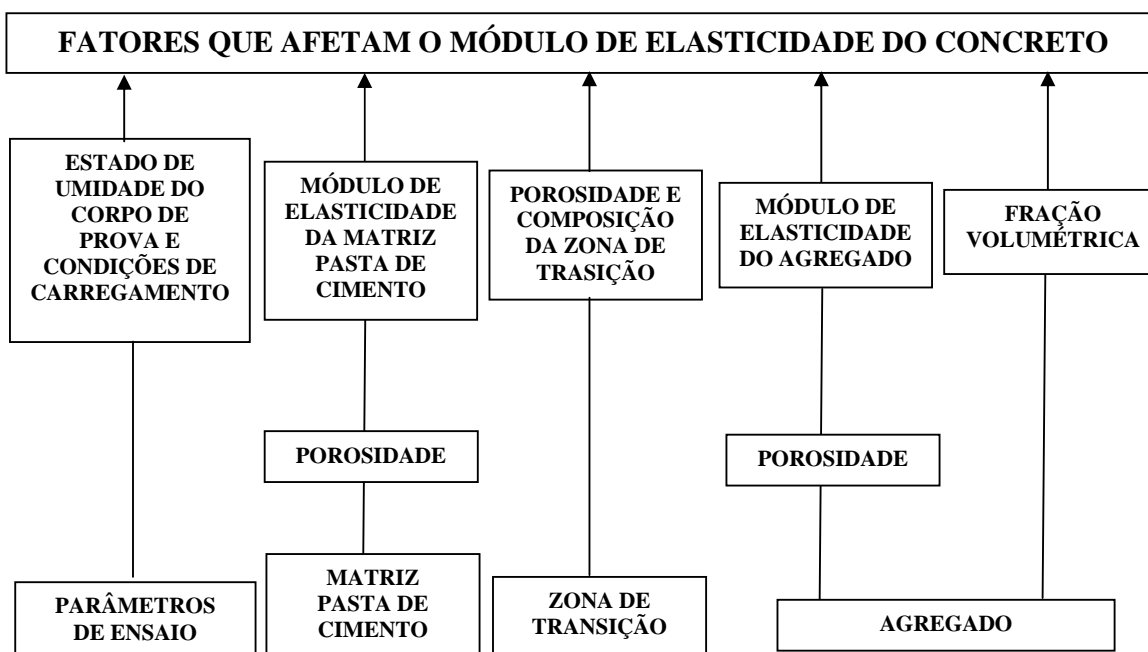


Figura 2.26 - Fatores que afetam o módulo de elasticidade, METHA e MONTEIRO, (1993).

2.5.1 RELAÇÃO ÁGUA-CIMENTO

A relação água-cimento, sendo um dos fatores que define as propriedades da pasta de cimento, afeta também o módulo de elasticidade. Assim como a resistência à compressão, à medida que se aumenta a relação água-cimento diminui-se o valor do módulo de elasticidade, mantendo-se o abatimento constante. A Figura 2.27 representa a influência da relação água-cimento sobre o módulo de elasticidade do concreto, MELO NETO e HELENE (2002).

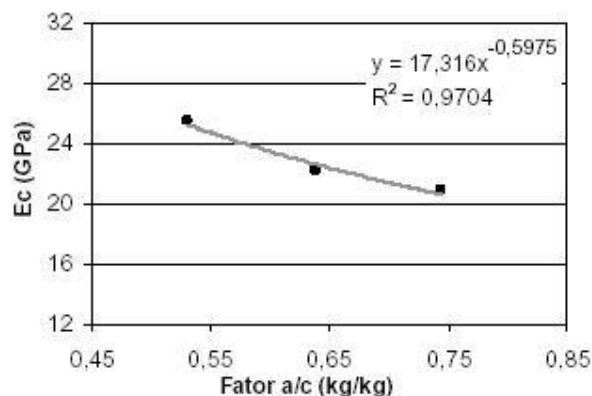


Gráfico do módulo de elasticidade versus o fator a/c (abatimento = cte)

Figura 2.27 - Influência da relação água-cimento sobre o módulo de elasticidade, MELO NETO e HELENE (2002)

2.5.2 CONSUMO DE CIMENTO

As Figura 2.28 e 2.29 mostram os dados de concretos onde se variou o consumo de cimento mantendo-se constante o abatimento do tronco de cone ou se variou o abatimento e manteve-se o consumo cimento. No caso da relação água-cimento constante, observa-se uma diminuição do módulo de elasticidade com o aumento do consumo de cimento. Isto pode ser explicado pela redução do teor de agregado que, nesses concretos, tem módulo de elasticidade maior do que o da pasta de cimento.

Esta situação se inverte quando se mantém o abatimento constante e se aumenta o consumo de cimento. Ocorre aumento do módulo de elasticidade com o aumento do consumo de cimento em razão da diminuição da relação água-cimento e aumento do módulo da pasta de cimento.

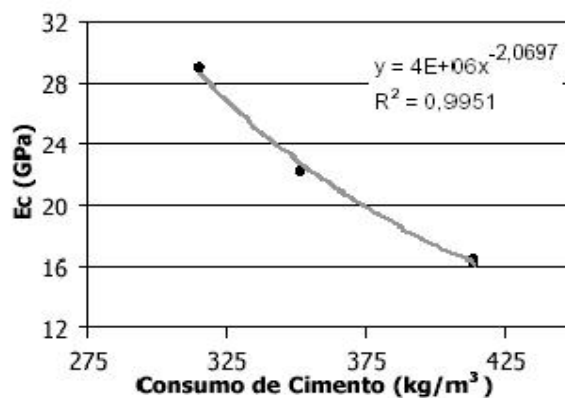


Gráfico do módulo de elasticidade versus o consumo de cimento (a/c = cte)

Figura 2.28 - Influência do consumo de cimento sobre o módulo de elasticidade de concretos com relação água-cimento constantes, MELO NETO e HELENE (2002)

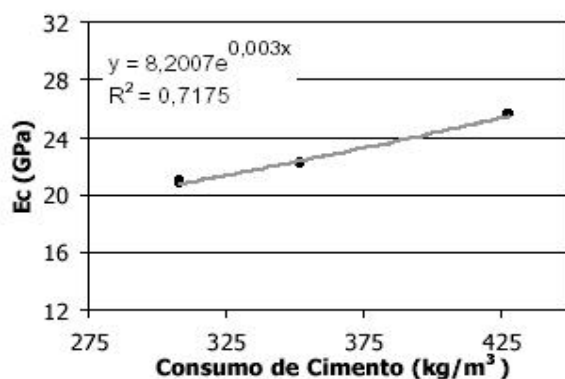


Gráfico do módulo de elasticidade versus o consumo de cimento (abatimento = cte)

Figura 2.29 - Influência do consumo de cimento sobre o módulo de elasticidade de concretos com abatimento do tronco de cone constantes, MELO NETO e HELENE (2002)

2.5.3 ADITIVOS QUÍMICOS

Os aditivos que levam à diminuição da porosidade da pasta de cimento acarretam aumento do módulo da pasta de cimento. Já os aditivos incorporadores de ar têm uma influência negativa sobre o módulo de elasticidade.

2.5.4 ADITIVOS MINERAIS

SILVEIRA et al (1999), DAL MOLIN (1995) e BARBOSA et al (1999), constataram que adição de sílica ativa e aditivos químicos na produção de diversos tipos de concretos, resultou no aumento do módulo de elasticidade.

Os resultados obtidos por HELENE (2002), que constam na Tabela 2.6, mostram que adições minerais de sílica ativa ou metacaulim e aditivos químicos, contribuem para o aumento no valor do módulo de elasticidade do concreto. Nos traços com a letra M e S ocorreu uma substituição de 8% da massa do cimento por metacaulim e sílica ativa, respectivamente.

Tabela 2.6- Influência do Metacaulim e sílica ativa sobre o módulo de elasticidade, HELENE (2002)

Traço	7 dias (GPa)	28 dias (GPa)	91 dias (GPa)
1 : 3 R	37,6	40,8	41,7
1 : 3 M	39,4	43,0	44,8
1 : 3 S	39,8	42,9	42,9
1 : 4 R	33,1	35,7	38,6
1 : 4 M	34,5	37,6	39,6
1 : 4 S	34,2	37,5	39,2
1 : 5 R	27,9	29,8	30,8
1 : 5 M	29,7	32,4	33,5
1 : 5 S	29,4	32,2	33,2

2.5.5 DIMENSÃO MÁXIMA DO AGREGADO

Dos concretos estudados por BARBOSA et al (1999), cujos resultados se encontram Figura 2.30, os com agregado graúdo de basalto de dimensão máxima de 19,5 mm tiveram valores de módulo de elasticidade maiores do que os com agregados de dimensão máxima de 9,5 mm, em todas as idades.

Já PEREIRA NETO e DJANIKIAN (1996) nem sempre verificaram aumento do módulo de elasticidade do concreto com o aumento da dimensão máxima do agregado, (ver Tabela 2.7).

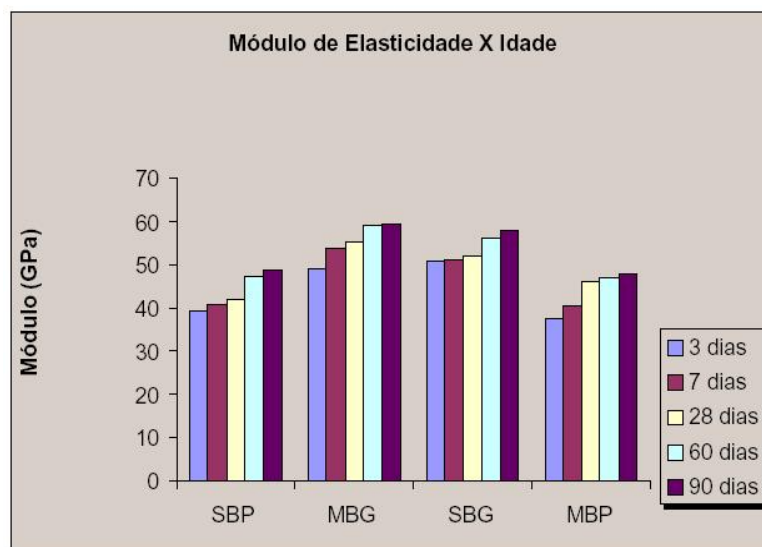


Gráfico do Módulo de Elasticidade X Idade para Concretos

Figura 2.30 - Influência do tamanho do agregado e adição de microssílica no módulo de elasticidade do concreto, BARBOSA (1999).

SBP – $D_{max} = 9,5$ mm, sem sílica.

MBG – $D_{max} = 19,5$ mm, com sílica.

SBG – $D_{max} = 19,5$ mm, sem sílica.

MBP – $D_{max} = 9,5$ mm, com sílica.

Tabela 2.7 - Influência do tipo e do tamanho do agregado no módulo de elasticidade do concreto, PEREIRA NETO e DJANIKIAN (1996)

		E_c (GPa)			
		9,5mm	19mm	25mm	
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
		Calcário		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
		Calcário		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
		Calcário		44,29	42,04

2.5.6 FRAÇÃO VOLUMÉTRICA DO AGREGADO GRAÚDO

Os resultados de MELO NETO e HELENE (2002), que constam da Figura 2.32, mostram uma diminuição do módulo de elasticidade com o aumento do teor de agregados para os concretos com abatimento constante. A explicação para isto, segundo MONTEIRO e HELENE (1993), apud MELO NETO e HELENE (2002), é que o aumento do teor de agregados tem seu efeito positivo prejudicado pelo aumento da relação água-cimento para manter o abatimento constante, resultando numa pasta mais fraca e, conseqüentemente, num valor de módulo menor. Por outro lado, os resultados dos concretos que estão na Figura 2.31, onde se manteve constante a/c, indicam que o aumento do teor de agregados acarreta um aumento do valor do módulo de elasticidade.

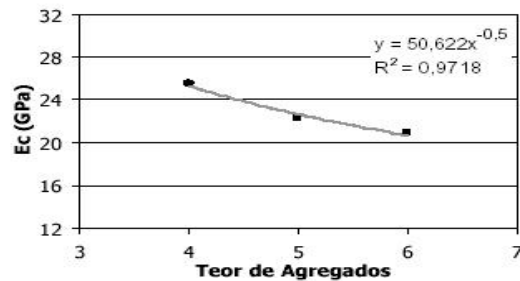


Gráfico do módulo de elasticidade versus o teor de agregados (abatimento = cte)

Figura 2.31 - Influência do teor de agregado sobre o módulo de elasticidade do concreto, MELO NETO e HELENE (2002).

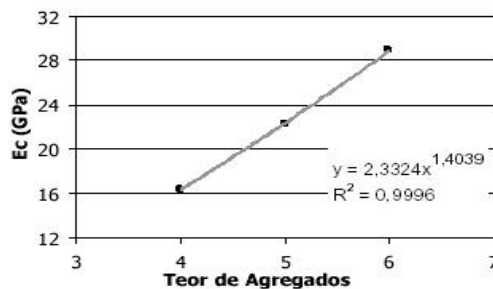


Gráfico do módulo de elasticidade versus o teor de agregados (a/c = cte)

Figura 2.32 - Influência do teor de agregado sobre o módulo de elasticidade do concreto, MELO NETO e HELENE (2002).

2.5.7 POROSIDADE E MÓDULO DE ELASTICIDADE DO AGREGADO

De acordo com METHA e MONTEIRO (1993), entre as características do agregado gráudo que afetam o módulo de elasticidade do concreto, a porosidade parece ser a mais importante. 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.

Mantendo-se as demais variáveis do concreto constantes, à medida que se aumenta o módulo de elasticidade do agregado, aumenta-se também o módulo de elasticidade do concreto.

2.5.8 NATUREZA DO AGREGADO

Segundo BARBOSA et al (1999), que analisou concretos com dois tipos de agregados (basalto e calcário), o módulo de elasticidade apresenta resultados semelhantes para os dois tipos de agregado.

Os resultados de FREITAS et al (2001), de concretos com agregado de traquito e de gnaise, os resultados mostraram que o tipo de agregado não influenciou o valor do módulo de elasticidade nas diferentes idades.

GONÇALVES et al (1994), que ensaiaram concretos de alta resistência onde se variou os agregados gráudos, obteve os maiores valores de módulo de elasticidade para o concreto com agregados de rochas de módulos mais elevadas.

SILVA (1997), que investigou concretos de alta resistência com agregado do tipo calcário, granulito e seixo rolado encontrou os maiores valores de módulo de elasticidade nos com brita de calcário, embora o concreto com brita de granulito tenha apresentado maiores valores de resistência à compressão. O concreto com seixo rolado foi o que teve menores valores tanto de módulo quanto de resistência à compressão.

SILVEIRA et al (1999), que estudaram a influência dos tipos de cimento e agregados gráudos e da sílica ativa em concretos de diferentes níveis de resistência, constataram no módulo de elasticidade uma variação em função do tipo de agregado gráudo utilizado, sendo maior para o concreto com cascalho que para o com granito.

Dos concretos ensaiados por PEREIRA NETO e DJANIKIAN (1996), com agregados de granito, gnaisse, basalto, diabásio e calcário, a Tabela 2.7 mostra que os com agregado de basalto tiveram maior módulo de elasticidade.

2.5.9 CONDIÇÕES DE CURA

As condições de cura influenciam o módulo de elasticidade e a resistência à compressão do concreto podendo, entretanto, não ser da mesma ordem de grandeza a influência nessas duas propriedades.

2.5.10 PARÂMETROS DE ENSAIO

2.5.10.1 UMIDADE DO CORPO DE PROVA

Segundo METHA e MONTEIRO(1994), os corpos de prova ensaiados em condições úmidas apresentam um módulo de elasticidade cerca de 15% maior que os corpos de prova testados em condições secas, diferentemente da resistência à compressão, que é cerca de 15% maior quando as amostras são ensaiadas em condições secas.

2.5.10.2 VELOCIDADE DE CARREGAMENTO

Ao contrário da umidade, a velocidade de carregamento do corpo de prova influencia da mesma maneira a resistência à compressão e o módulo de elasticidade. À medida que se aumenta a velocidade de aplicação da carga, aumenta também o valor obtido para o módulo de elasticidade.

2.5.10.3 TENSÃO

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

2.6 ENSAIO PARA DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE

De acordo com a NBR 8522:2003, antes da realização dos ensaios, o diâmetro e a altura dos corpos de prova devem ser determinadas com a precisão de 0,1 mm.

Para o ensaio de módulo de elasticidade são necessários 5 corpos de prova cilíndricos, com 150 mm de diâmetro (d) e 300 mm de altura (h) ou que atenda à condição $L/d = 2$, sendo que o diâmetro deva ser no mínimo 4 vezes o tamanho máximo do agregado graúdo. Destes corpos de prova, em dois deve ser determinada a resistência à compressão (de acordo com o que define a NBR 5739:1994), para determinar o nível de carregamento a ser aplicado no ensaio de módulo.

Os corpos de prova devem ser centralizados nos pratos da prensa e os medidores de deformação devem ser fixados de forma que os pontos de medição fiquem 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.

Para determinação do módulo tangente inicial, após o posicionamento do corpo de prova é aplicado o carregamento até uma tensão de 30% de f_{cmj} (σ_b) a uma velocidade de $(0,25 \pm 0,05)$ MPa/s. Este nível de carregamento deve ser mantido por 60 segundos e em seguida, reduzido à mesma velocidade do processo de carregamento até o nível de tensão básica ($\sigma_a = 0,5 \pm 0,1$ MPa). Devem ser realizados mais ciclos de carregamento adicionais, entre σ_a e σ_b mantendo-se estas tensões por 60 segundos, como representa a Figura 2.33. Depois do último ciclo de carga são medidas as deformações específicas.

Após o término das leituras de deformação, o corpo de prova deve ser carregado até sua ruptura. Se a resistência efetiva à compressão do corpo de prova diferir de f_{cmj} em mais de 20%, os resultados do corpo de prova devem ser descartados.

O módulo de elasticidade tangente inicial, E_{ci} , em gigapascals, é dado pela fórmula:

$$E_{ci} = \frac{\sigma_b - \sigma_a}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} 10^{-3}$$

Onde σ_a e σ_b são, expressos em MPa.

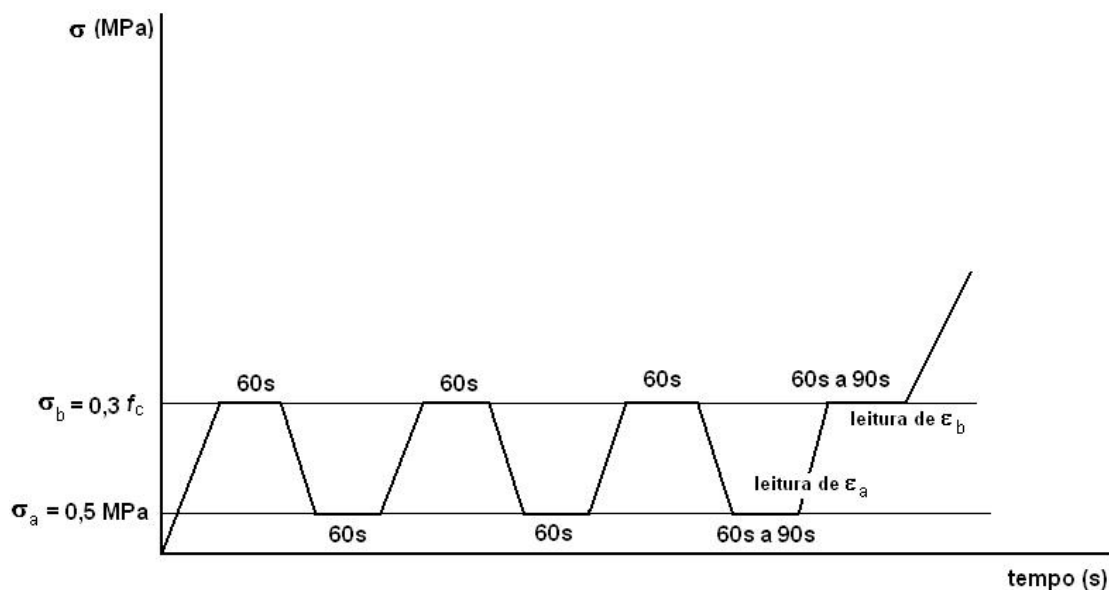


Figura 2.33 - Ciclos de carregamento do concreto para determinação de E_{ci} segundo a NBR 8522:2003.

2.7 EXPRESSÕES PARA AVALIAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE

Várias são as expressões utilizadas para determinação do módulo de elasticidade do concreto seguindo duas abordagens: teórica e empírica.

2.7.1 TEÓRICAS

O módulo é calculado com base em modelos que representam o comportamento elástico do concreto. Eles consideram o concreto um material bifásico ou trifásico. Nesses modelos supõe-se que as fases constituintes tenham a mesma deformação (modelo de Voigt) ou mesma tensão (modelo de Reuss).

Sendo E_1 o módulo de elasticidade da argamassa, E_2 o módulo de elasticidade do agregado gráudo, g_1 o volume relativo de argamassa e g_2 o volume relativo do agregado gráudo ($g_1 + g_2 = 1$), segundo o modelo de Voigt o módulo de elasticidade do concreto é:

$$E_c = E_1 g_1 + E_2 g_2 \quad (2.5)$$

Já pelo modelo de Reuss, o módulo de elasticidade do concreto é:

$$\frac{1}{E_c} = \frac{g_1}{E_1} + \frac{g_2}{E_2} \quad (2.6)$$

Segundo AITCIN (1998), essas expressões fornecem valores limites superior e inferior de um modelo bifásico.

Modelos mais complexos que esses já foram propostos, mas seu interesse é apenas acadêmico, pois os parâmetros envolvidos não são normalmente conhecidos e nem sempre levam a resultados adequados.

2.7.2 EMPÍRICAS

Tendo em vista as desvantagens dos métodos teóricos e o fato do ensaio para obtenção do módulo não ser rotineiramente realizado, é prática comum avaliar essa grandeza, de maneira aproximada, por meio de expressões obtidas empiricamente.

Vários tipos de fórmulas empíricas têm sido sugeridas para estimar o módulo de elasticidade tangente e secante, sendo elas só função da resistência à compressão ou desta grandeza e da massa específica 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. Dentre as equações para estimar o módulo de elasticidade estão as listadas na Tabela 2.8.

Tabela 2.8 - Equações para estimar do módulo de elasticidade (E_c e f_c em MPa)

Autor	Expressão	Observações
Carrasquillo et al (1981)	$E_{cs} = 3320\sqrt{f_{cm}} + 6900$	E_{cs} = módulo secante 21 MPa < f_{cm} < 83MPa
ACI 318 -02	$E_c = 4700\sqrt{f_c'}$	E_c = módulo secante para 0,45 f_c'
CEB FIP MC 90	$E_{ci} = a_E E_{co} \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{1/3}$ $E_{ci} = a_E 10000 f_{cm}^{1/3}$	E_{ci} = módulo tangente na idade de 28 dias a_E é função do tipo de agregado (0,8 a 1,2) $E_{co} = 21500$ MPa; $f_{ck} \leq 80$ MPa $f_{cm} = f_{ck} + 8$
EC2 - 99	$E_c = 9500(f_{cm})^{1/3}$	E_{cm} = módulo secante para 0,40 f_{ck} $f_{ck} \leq 90$ MPa $f_{cm} = f_{ck} + 8$
NBR 6118:2003	$E_{ci} = 5600\sqrt{f_{ck}}$	E_c = módulo tangente; $j \geq 7$ dias
TIZATO e SHEHATA (1987)	$E_c = 4250 f_{cm}^{1/2}$	E_c = módulo tangente

Segundo o CEB – FIP MC 90, o módulo de elasticidade do concreto correspondente à idade “j” pode ser estimado por meio da equação:

$$\frac{E_{cij}}{E_{ci}} = \left(\frac{f_{cmj}}{f_{cm}}\right)^{0,50} \quad (2.7)$$

onde:

E_{cij} é o módulo de elasticidade do concreto na idade de “j” dias;

E_{ci} é o módulo de elasticidade do concreto aos 28 dias.

VANDERLEI e GIONGO(2000), que fizeram análise do módulo de elasticidade em concretos de alta resistência, constataram que os valores dados pelas expressões do CEB-FIP MC90 e de CARRASQUILLO et al (1981) foram cerca de 10% inferiores aos experimentais, os da NS 3473E/92 (norma norueguesa para projeto de estruturas de concreto) 16% inferiores e os da ACI 318 (2002) e da NBR 6118:2003 apresentaram variação média de cerca de 3%.

Da comparação feita por FREITAS et al (2001) de valores de módulo de elasticidade obtidos de algumas expressões com os experimentais de concretos das mais variadas composições em diferentes idades, concluiu-se que as expressões de CARRASQUILLO et al (1981), a do CEB-FIP MC90 e a do EC2-99 são as que melhor representam a tendência de variação de E_{ci} com f_{cm} , sendo que a do CEB-FIP MC90 é a que mais se aproxima dos valores médios.

Para os concretos ensaiados por MELO NETO e HELENE (2002), as expressões que fornecem valores de módulo de elasticidade que mais se aproximaram dos resultados experimentais foram a da NBR 6118:2003 e a do ACI 318. A expressão do CEB-FIP avalia melhor o módulo dos concretos de maior resistência.

Segundo SHEHATA e GASPARELO (1999), partindo de valores corretos de E_{ci} e (f_{cmj}/f_{cm}) , a equação 2.7 tende a fornecer valores de E_{cij} maiores que os reais para as idades menores que 28 dias e menores que os reais para idades maiores. As fórmulas propostas para cálculo de E_{ci} podem ser usadas para idades de $j \geq 3$ dias e a fórmula do tipo $(\alpha f_{cm}^{1/3})$ representa melhor a relação entre f_{cm} e E_{ci} quando f_{cm} varia numa larga faixa.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 INTRODUÇÃO

Foi realizado estudo experimental objetivando investigar a resistência à compressão e o módulo de elasticidade em diferentes idades dos concretos utilizados no Rio de Janeiro. Ele foi dividido em duas partes, sendo que em ambas foram realizados ensaios de corpos de prova cilíndricos de dimensões de 150 mm x 300 mm.

Na primeira etapa, foram ensaiados corpos de prova moldados com concretos fornecidos a diferentes obras por cinco concreteiras distintas. Do concreto de cada obra foram moldados 20 corpos de prova, visando ensaiar 4 corpos para cada uma das idades de 3, 7, 14, 28 e 90 dias. Durante o tempo curto disponível para coleta e realização dos ensaios dos concretos, foram moldados corpos de prova de concretos que, a menos de um, tinham f_{ck} nominal de 25MPa, 30MPa, valores mínimos indicados pela NBR 6118:03 para ambientes de agressividade moderada a forte.

A segunda fase visou abranger concretos com maior faixa de resistência. Duas concreteiras forneceram os corpos de prova já moldados com concretos confeccionados com os materiais normalmente por elas utilizados. Cada concreteira moldou 16 corpos de prova para cada relação água-cimento (0,60, 0,55, 0,50, 0,45 e 0,40). Dos corpos de prova de um determinado tipo de concreto, foram ensaiados 4 corpos-de-prova para as idades de 3, 7, 14, e 28 dias. Uma das concreteiras forneceu 2 grupos de concretos, um para cada agregado graúdo britado típico do Rio de Janeiro: de gnaiss e de sienito.

3.2 MATERIAIS UTILIZADOS

3.2.1 PRIMEIRA FASE

Os concretos da primeira fase do estudo foram bombeáveis usinados nas 5 concreteiras colaboradoras do estudo. A dosagem dos concretos não foi fornecida. Alguns corpos de prova foram moldados nas obras onde os concretos foram utilizados e outros foram moldados nas concreteiras, antes dos caminhões saírem para as obras.

A Tabela 3.1 apresenta a identificação das concreteiras e dos concretos, bem como o valor de f_{ck} nominal e o local onde foram moldados os corpos de prova relativos a esses concretos.

O concreto A foi utilizado em ensaios preliminares e o D era um concreto especial.

Tabela 3.1 - Identificação dos concretos utilizados na primeira fase.

Concreteira	Concreto	f_{ck} nominal	Local de moldagem
Concreteira I	Concreto B	30 MPa	Obra
	Concreto H	25 MPa	Concreteira
Concreteira II	Concreto C	30 MPa	Concreteira
	Concreto I	25 MPa	Concreteira
Concreteira III	Concreto G	30 MPa	Concreteira
Concreteira IV	Concreto F	25 MPa	Obra
	Concreto J	35 MPa	Concreteira
Concreteira V	Concreto E	25 MPa	Obra

3.2.2 SEGUNDA FASE

Os concretos desta fase foram produzidos nos laboratórios de duas concreteiras e tinham 5 relações água-cimento diferentes (0,40, 0,45, 0,50, 0,55, e 0,60). Uma das concreteiras forneceu dois grupos de concretos, um com agregado graúdo britado de gnaiss e outro com agregado graúdo britado de sienito (ver Tabela 3.2 a 3.4). Os agregados com maior disponibilidade no Rio de Janeiro são de gnaiss, mas os de sienito devem ser usados quando se deseja obter concretos de alta resistência.

A partir dos valores das tabelas 3.2 a 3.4 e admitindo-se um massa específico de $3,1 \text{ kg/dm}^3$ para o cimento, $2,6 \text{ kg/dm}^3$ para o agregado miúdo e $2,7 \text{ kg/dm}^3$ para o agregado graúdo, foi determinado o volume de agregado, o volume de argamassa seca e o volume de agregado graúdo dos concretos (ver Tabela 3.5).

Tabela 3.2 - Composição por m³ dos concretos fornecidos pela concreteira A.

		Concretos da concreteira A				
		Séries				
Materiais	Fornecedor	a/c = 0,40	a/c = 0,45	a/c = 0,50	a/c = 0,55	a/c = 0,60
Cimento - CP III RS (kg)	Holcim	488	433	390	355	325
Areia natural (kg)	Porto Castilho	410	446	474	497	517
Areia artificial (kg)	Ibrata	221	240	255	268	278
Brita 0 (kg)	Ibrata	101	101	100	100	99
Brita 1 (kg)	Ibrata	911	906	902	898	894
Aditivo 397 N2 (ℓ)	MBT	1,71	1,52	1,37	1,24	1,14
Água (ℓ)	-	195	195	195	195	195
Abatimento (mm)	-	125	130	130	130	125
Massa específica (kg / m ³)	-	2343	2355	2243	2272	2306
Ar incorporado (%)	-	0,9	0,1	4,7	3,3	1,7

Tabela 3.3 - Composição por m³ dos concretos fornecidos pela concreteira B.

		Concretos da concreteira B				
		Séries				
Materiais	Fornecedor	a/c = 0,40	a/c = 0,45	a/c = 0,50	a/c = 0,55	a/c = 0,60
Cimento - CP III 40 RS (kg)	Mauá	475	411	350	318	292
Areia natural (kg)	Areminas	412	453	497	517	534
Areia natural (kg)	Atlântico Sul	274	301	330	343	355
Brita 1 (kg)	Vigné	958	958	965	959	954
Aditivo 1 (ℓ) Chrysoplast 213	-	1,425	1,233	1,05	0,955	0,875
Água (ℓ)	-	190	185	175	175	175
Abatimento (mm)	-	70	77	88	97	100
Massa específica (kg / m ³)	-	2341	2324	2319	2338	2299
Ar incorporado (%)	-	1,2	1,9	2,4	1,5	3,0

Tabela 3.4 - Composição por m³ dos concretos fornecidos pela concreteira B.

Materiais	Fornecedor	Concretos da concreteira B				
		Séries				
		a/c = 0,40	a/c = 0,45	a/c = 0,50	a/c = 0,55	a/c = 0,60
Cimento – CP III 40 RS (kg)	Mauá	500	433	370	336	308
Areia natural (kg)	Areminas	376	419	464	485	504
Areia artificial (kg)	Lafarge (antiga Brita Brás)	259	288	319	333	346
Brita 1 (kg)	Lafarge (antiga Brita Brás)	1002	1003	1010	1004	998
Aditivo 1 (ℓ) Chrysoplast 213	-	1,500	1,300	1,110	1,009	0,925
Água (ℓ)	-	200	195	185	185	185
Abatimento (mm)	-	68	87	92	92	110
Massa específica (kg / m ³)	-	2356	2358	2376	2351	2323
Ar incorporado (%)	-	1,8	1,7	1,4	2,2	3,3

Tabela 3.5 – Volume de agregados, argamassa seca e agregado graúdo dos concretos.

Concreto	Volume de agregados (%)	Argamassa seca (%)	Agregado graúdo (%)
Grupo A (a/c=0,60)	69,1	42,3	37,7
Grupo A (a/c=0,55)	68,1	42,1	37,9
Grupo A (a/c=0,50)	66,9	41,9	38,1
Grupo A (a/c=0,45)	65,5	41,6	38,3
Grupo A (a/c=0,40)	63,6	41,4	38,6
Grupo B (a/c=0,60)	72,2	45,0	37,0
Grupo B (a/c=0,55)	71,3	44,7	37,3
Grupo B (a/c=0,50)	70,3	44,5	37,5
Grupo B (a/c=0,45)	67,1	43,7	37,3
Grupo B (a/c=0,40)	64,5	43,2	37,3
Grupo C (a/c=0,60)	71,0	43,5	37,7
Grupo C (a/c=0,55)	70,0	43,2	37,9
Grupo C (a/c=0,50)	68,9	43,0	38,1
Grupo C (a/c=0,45)	65,7	42,2	37,9
Grupo C (a/c=0,40)	62,9	41,6	37,9
Faixa de variação	62,9 a 72,2	41,6 a 45,0	37,0 a 38,6
Média	67,9	42,9	37,8

3.3 MOLDAGEM E CURA DOS CORPOS DE PROVA

Na primeira fase, todos os corpos de prova foram adensados manualmente e deixados no local para a coleta no dia seguinte. Conforme relacionado na Tabela 3.1, alguns corpos de prova foram moldados em obras e outros nas usinas das concreteiras. Diferindo do que recomenda a NBR 5738:2003, todos os corpos de prova foram moldados com concreto retirado no primeiro terço do carro e de dois caminhões. Na segunda fase, os corpos de prova foram moldados nos laboratórios das concreteiras e também adensados manualmente.

A coleta de todos os corpos de prova ocorreu 24 horas após sua moldagem. Estes corpos foram levados para o laboratório da COPPE, onde foram desmoldados. Para o ensaio de 3 dias, 4 corpos de prova foram curados ao ar no interior do laboratório. Os demais foram levados à câmara úmida, de onde só foram retirados 48 horas antes da realização dos demais ensaios.

A NBR 5739:1994 recomenda a permanência dos corpos de prova em cura úmida até a data de realização do ensaio de resistência à compressão. Entretanto, estes corpos de prova também foram utilizados no desenvolvimento de um outro estudo que

abrangia ensaio de esclerometria, para o qual é necessário que os corpos de prova sejam retirados da cura úmida dois dias antes da realização do ensaio. Além disto, em alguns corpos de prova também se necessitou a superfície seca para que neles se colassem extensômetros elétricos de resistência para medição de deformação.

3.4 ENSAIOS REALIZADOS

Os ensaios de resistência à compressão e o de módulo de elasticidade tangente inicial da primeira fase foram feitos nas idades de 3, 7, 14, 28 e 90 dias, e na segunda, nas idades de 3, 7, 14 e 28 dias. Em geral, eles foram realizados na prensa AMSLER com capacidade de 1000 kN do laboratório de estruturas da COPPE (Figura 3.1), mas nos casos em que a resistência à compressão do concreto era mais elevada eles foram realizados, na prensa AMSLER com capacidade de 5000kN do laboratório do IME (Figura 3.2).

3.4.1 ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

Os ensaios de resistência à compressão nos corpos de prova cilíndricos de 150 mm x 300 mm foram realizados de acordo com a NBR 5739:1994. Para cada idade foram ensaiados 4 corpos de prova. Inicialmente foram ensaiados 2 corpos de prova e calculada a média dos resultados obtidos para determinar a tensão $\sigma_b = 0,3f_c$ para a realização do ensaio de módulo de elasticidade tangente. Após o término da realização do ensaio de módulo de elasticidade, o corpo de prova foi carregado até sua ruptura. A ruptura de um dos corpos de prova está mostrada na Figura 3.3.



Figura 3.1 - Ensaio de resistência à compressão de concreto, realizado no LABEST.



Figura 3.2 - Ensaio de resistência à compressão de concreto, realizado no IME.



Figura 3.3 - Ruptura de corpo de prova.

3.4.1.1 PROCEDIMENTO ADOTADO PARA CÁLCULO DE f_{cmj}

A resistência à compressão do concreto adotada foi a média aritmética dos valores obtidos para os quatro corpos de prova ensaiados em cada idade. Quando os 4 valores apresentaram um coeficiente de variação maior que 10%, foi excluído o valor inferior, que era o que mais se afastava da média, e refeitos os cálculos para verificar se, após esta exclusão, o coeficiente de variação era inferior a 10%. Dos 40 casos da primeira fase, em 12 foi feita a primeira exclusão e em 5 casos foi necessária a segunda exclusão. Na segunda fase, nenhum concreto, em nenhuma idade, apresentou resultados com coeficiente de variação maior que 10%.

Tabela 3.6 - Exemplo do procedimento adotado para determinar f_{cmj}

Concreto B		
	3 dias	3 dias
f_{c1} (MPa)	20,6	20,6
f_{c2} (MPa)	19,2	19,2
f_{c3} (MPa)	20,4	20,4
f_{c4} (MPa)	16,3	
Média (MPa)	19,1	20,1
Desvio Padrão (MPa)	1,982	0,757
Coefficiente de variação (%)	10,36	3,77

3.4.2 ENSAIO PARA OBTENÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE INICIAL

Os ensaios de módulo de elasticidade foram realizados de acordo com a NBR 8522:2003. Esta norma recomenda que sejam ensaiados 5 corpos de prova no total; os dois primeiros para obter a resistência à compressão e o nível de carregamento para determinar o módulo e os três outros corpos de prova para a realização do ensaio de módulo de elasticidade. Entretanto, face ao número de ensaios a serem realizados e ao volume de concreto a ser coletado, já que além dos corpos de provas cilíndricos também foram moldados 2 corpos de provas prismáticos para o desenvolvimento de outro estudo, nesta pesquisa foram ensaiados 4 corpos de prova, sendo o módulo de elasticidade obtido para dois corpos de prova.

Na primeira fase, para este ensaio, utilizou-se um “compressômetro” que continha dois medidores de deformação mecânicos com precisão de um milésimo de milímetro e base de medida igual a 13,50 cm (Figura 3.5).

Após a realização de alguns ensaios, foi feita a determinação do módulo de elasticidade do concreto medindo-se as deformações por dois métodos diferentes simultaneamente, com o “compressômetro” e com dois extensômetros elétricos de resistência com base de medida de 67 mm colados em duas geratrizes diametralmente opostas (Figura 3.6). Isto teve como objetivo verificar as medições feitas com o “compressômetro” que foi utilizado nos ensaios. A base de medição dos extensômetros elétricos era menor que a mínima indicada na NBR 8522:2003, que é de 100 mm, mas maior que três vezes a dimensão máxima do agregado graúdo.

Esta verificação foi realizada para dois concretos nas idades de 7, 14, 28 e 90 dias e repetida a verificação. Foi encontrada diferença considerável entre os valores de

E_{ci} obtidos pelos dois métodos. As relações R_E entre os módulos de elasticidade determinados por meio dos extensômetros elétricos e por meio do “compressômetro” para os dois concretos estão nas Tabela 3.7 e 3.8 e as médias dos valores encontrados para os dois concretos estão na Tabela 3.9. Nas Tabela 3.7 e 3.8, R_{e1} refere-se à primeira verificação e R_{e2} à segunda; R_{em} é a média aritmética de R_{e1} e R_{e2} . Considerou-se que a medição feita com extensômetro elétricos foi a correta, tendo em vista outros estudos feitos no laboratório de estruturas da COPPE.

Os valores de R_{em} da Tabela 3.9 foram utilizados para a correção dos módulos dos concretos ensaiados na primeira fase. A Figura 3.4 mostra a curva que foi ajustada aos valores da Tabela 3.9 para as idades entre 7 a 90 dias, a partir da qual se achou o valor de R_{em} para a idade de 3 dias.

Tabela 3.7 – Relação entre os valores de módulo de elasticidade encontrados no concreto 1 usando extensômetro elétrico e “compressômetro”.

Concreto 1				
	7 Dias	14 Dias	28 Dias	90 Dias
R_{E1}	0,77	0,83	0,89	0,87
R_{E2}	0,78	0,80	0,86	0,85
R_{Em}	0,77	0,81	0,88	0,86

Tabela 3.8 - Relação entre os valores de módulo de elasticidade encontrados no concreto 2 usando extensômetro elétrico e “compressômetro”.

Concreto 2				
	7 Dias	14 Dias	28 Dias	90 Dias
R_{E1}	0,81	0,77	0,78	0,79
R_{E2}	0,70	0,79	0,77	0,80
R_{Em}	0,76	0,78	0,78	0,79

Tabela 3.9- Valores médios utilizados na correção dos valores de E_{ci} obtidos na primeira fase usando “compressômetro”.

Fator de correção médio				
	7 Dias	14 Dias	30 Dias	90 Dias
R_{E1}	0,76	0,78	0,78	0,79
R_{E2}	0,78	0,81	0,88	0,86
R_{Em}	0,77	0,80	0,83	0,83

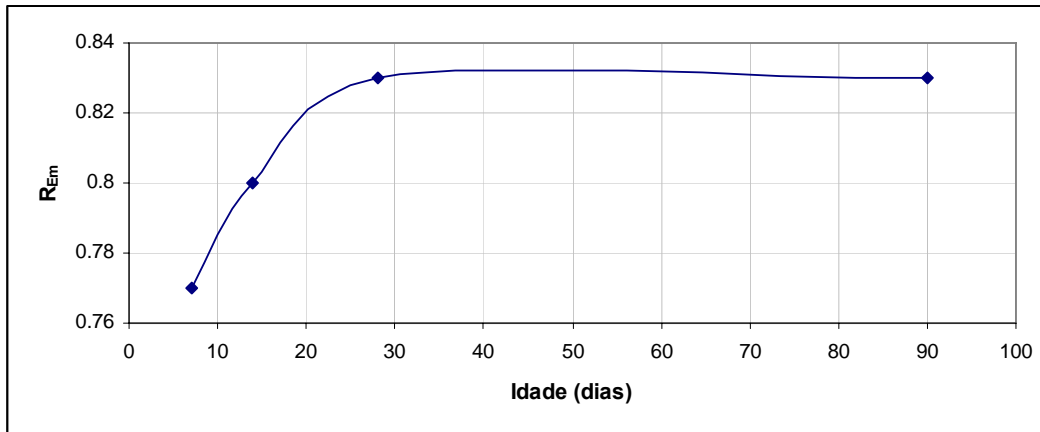


Figura 3.4 – Valores médios utilizados na correção dos valores de E_{ci} obtidos na primeira fase usando “compressômetro”.

No início da segunda fase do estudo, nos ensaios de módulo de elasticidade utilizou-se extensômetro mecânico removível (tensotast Huggenberger) com base de medição de 10,00 cm (Figura 3.7). Em cada corpo de prova foram colados quatro pares de pastilhas metálicas em geratrizes formando 90° entre si, que formaram a base de medição. Face à boa concordância entre os valores de deformações medidos com o extensômetro mecânico e extensômetros elétricos e ao maior custos destes, passou-se a utilizar sempre o extensômetro mecânico.

A título de verificação complementar, para todos os concretos dos grupos A e C e alguns do B, aos 28 dias, foram feitos ensaios de módulo de elasticidade com extensômetros elétricos e com extensômetro mecânico. As relações entre os módulos obtidos a partir das deformações medidas das duas maneiras, que estão na Tabela 3.10, ficaram sempre próximas da unidade.

Para cada concreto dos grupos A e C da segunda fase, num dos corpos de prova ensaiados aos 28 dias foram feitas medições de deformações (com extensômetro elétrico) em diferentes estágios de carregamento até a ruptura e traçada a curva tensão–deformação.

Tabela 3.10 - Relação entre valores de módulo de elasticidade de concretos da segunda fase encontrados utilizando-se extensômetros elétricos e mecânico.

Identificação do concreto	Idade	$E_{ci,el}/E_{ci,mec}$
Grupo A. a/c = 0,60	28 dias	0,99
Grupo A. a/c = 0,55	28 dias	0,97
Grupo A. a/c = 0,50	28 dias	0,93
Grupo A. a/c = 0,45	28 dias	0,94
Grupo A. a/c = 0,40	28 dias	1,00
Grupo B. a/c = 0,45	28 dias	1,04
Grupo B. a/c = 0,40	28 dias	1,03
Grupo C. a/c = 0,60	28 dias	0,95
Grupo C. a/c = 0,55	28 dias	1,02
Grupo C. a/c = 0,50	28 dias	1,01
Grupo C. a/c = 0,45	28 dias	1,03
Grupo C. a/c = 0,40	28 dias	1,02



Figura 3.5 - Ensaio de módulo de elasticidade realizado com compressômetro.



Figura 3.6 - Ensaio de módulo realizado com “compressômetro” e com extensômetros elétricos.



Figura 3.7 - Ensaio de módulo de elasticidade realizado com extensômetro mecânico.



Figura 3.8 - Ensaio de módulo de elasticidade realizado com extensômetro mecânico e extensômetros elétricos.



Figura 3.9 - Ensaio de módulo de elasticidade realizado com extensômetro mecânico e extensômetros elétricos.

3.5 RESULTADOS OBTIDOS

A seguir são apresentados os resultados dos ensaios dos concretos de ambas as fases. Os concretos da primeira fase foram divididos em três grupos:

- GRUPO 1 – Concretos de f_{ck} nominal de 25 MPa.
- GRUPO 2 – Concretos de f_{ck} nominal de 30 MPa.
- GRUPO 3 – Concretos de f_{ck} nominal de 35 MPa.

Os da segunda fase também foram divididos em três grupos:

- GRUPO A – Concretos fornecidos pela concreteira A
- GRUPO B – Concretos fornecidos pela concreteira B, agregado graúdo de sienito
- GRUPO C – Concretos fornecidos pela concreteira B, agregado graúdo de gnaisse.

3.5.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

A Tabela 3.11 apresenta os valores obtidos de resistência à compressão e da relação f_{cmj}/f_{cm} de todos os concretos. Após traçar as curvas de f_{cmj} em função da idade e as de f_{cmj} em função de a/c , alguns desses valores foram corrigidos tendo em vista a tendência de variação mostrada pelas curvas. Na Tabela 3.11, estes valores corrigidos encontram-se entre parênteses. Dos resultados dos concretos da primeira fase, a correção foi feita em três: f_{cm14} do concreto I, e f_{cm} dos concretos I e C. Dos da segunda fase, isto ocorreu em dois casos: f_{cm7} do concreto B com $a/c = 0,45$ e f_{cm14} do concreto A com $a/c = 0,60$.

A Figura 3.10 mostra os gráficos da resistência à compressão em função da idade dos concretos dos grupos 1, 2 e 3, enquanto a Figura 3.11 mostra os dos concretos dos grupos A, B e C.

Os gráficos de f_{cmj}/f_{cm} em função da idade encontram-se nas Figura 3.12 e 3.13.

A Figura 3.14 representa os gráficos de f_{cmj} em função de a/c para diferentes idades dos concretos da segunda fase.

Todas as figuras são apresentadas com os valores corrigidos de f_{cmj} .

Tabela 3.11 - Valores de f_{cmj} e f_{cmj}/f_{cm} de todos os concretos.

	Concretos	f_{cm3} (MPa)	f_{cm3}/f_{cm}	f_{cm7} (MPa)	f_{cm7}/f_{cm}	f_{cm14} (MPa)	f_{cm14}/f_{cm}	f_{cm} (MPa)	f_{cm90} (MPa)	f_{cm90}/f_{cm}
Fase 1	E	22,5	0,67	28,8	0,86	32,3	0,96	33,5	35,9	1,07
	F	17,7	0,61	24,1	0,83	28,8	0,99	29,1	33,8	1,16
	H	12,9	0,52	18,0	0,73	23,7	0,96	24,7	27,8	1,13
	I	19,6	0,64 (0,63)	26,4	0,86 (0,84)	31,7 (30,4)	1,04 (0,97)	30,6 (31,3)	35,4	1,16 (1,13)
	B	20,1	0,65	25,4	0,82	28,4	0,92	30,9	34,9	1,13
	C	27,8	0,91 (0,84)	29,2	0,95 (0,89)	31,0	1,01 (0,94)	30,7 (32,9)	36,5	1,19 (1,11)
	G	26,3	0,73	31,2	0,87	32,7	0,91	36,0	40,1	1,11
	J	25,3	0,58	29,9	0,69	34,9	0,80	43,5	45,8	1,05
Fase 2	A a/c = 0,60	14,9	0,44	27,9	0,83	29,6 (30,8)	0,88 (0,92)	33,6		
	A a/c = 0,55	15,8	0,45	28,5	0,81	33,1	0,95	35,0		
	A a/c = 0,50	20,6	0,53	34,8	0,90	37,4	0,96	38,8		
	A a/c = 0,45	22,4	0,50	39,2	0,88	43,7	0,98	44,7		
	A a/c = 0,40	26,0	0,52	43,1	0,87	46,6	0,94	49,8		
	B a/c = 0,60	18,8	0,47	28,3	0,70	33,5	0,83	40,2		
	B a/c = 0,55	22,6	0,51	33,4	0,75	38,3	0,86	44,3		
	B a/c = 0,50	26,1	0,53	35,4	0,71	42,7	0,86	49,6		
	B a/c = 0,45	31,2	0,54	43,2 (39,4)	0,75 (0,69)	51,4	0,90	57,4		
	B a/c = 0,40	35,6	0,58	47,0	0,77	54,9	0,90	61,2		
	C a/c = 0,60	16,7	0,46	27,5	0,75	30,5	0,84	36,5		
	C a/c = 0,55	20,1	0,49	30,7	0,75	36,4	0,89	40,7		
	C a/c = 0,50	27,4	0,56	35,3	0,72	41,1	0,84	48,8		
	C a/c = 0,45	28,6	0,54	42,3	0,80	47,9	0,91	52,6		
C a/c = 0,40	32,6	0,57	45,1	0,79	51,6	0,91	56,8			

() valores corrigidos.

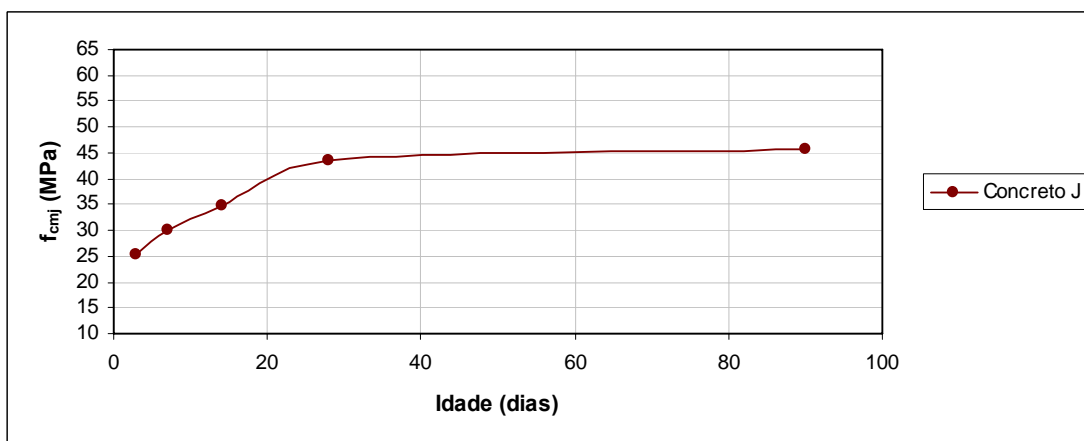
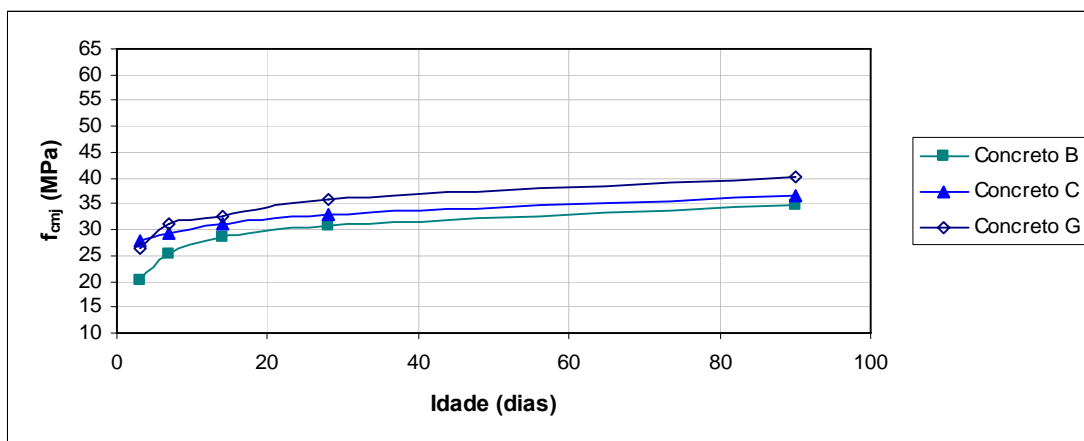
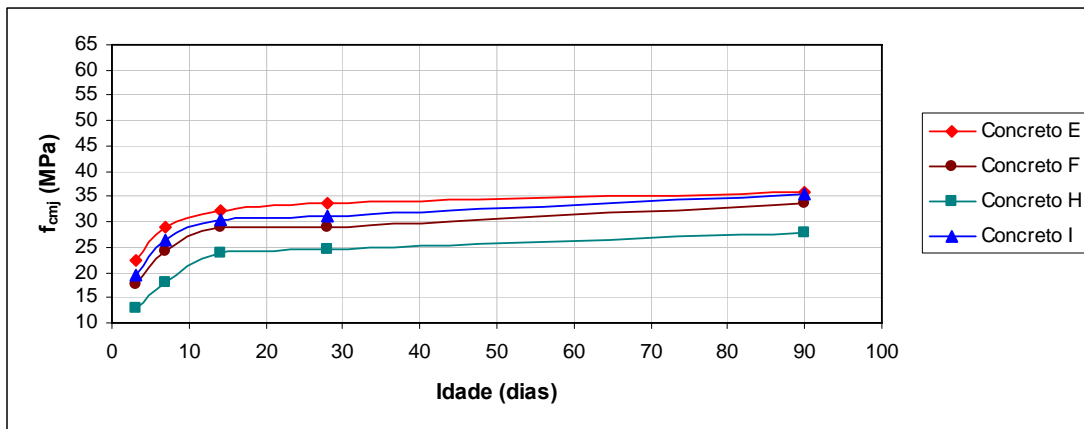


Figura 3.10 – Resistência à compressão em função da idade dos concretos da primeira fase, grupos 1, 2 e 3, respectivamente.

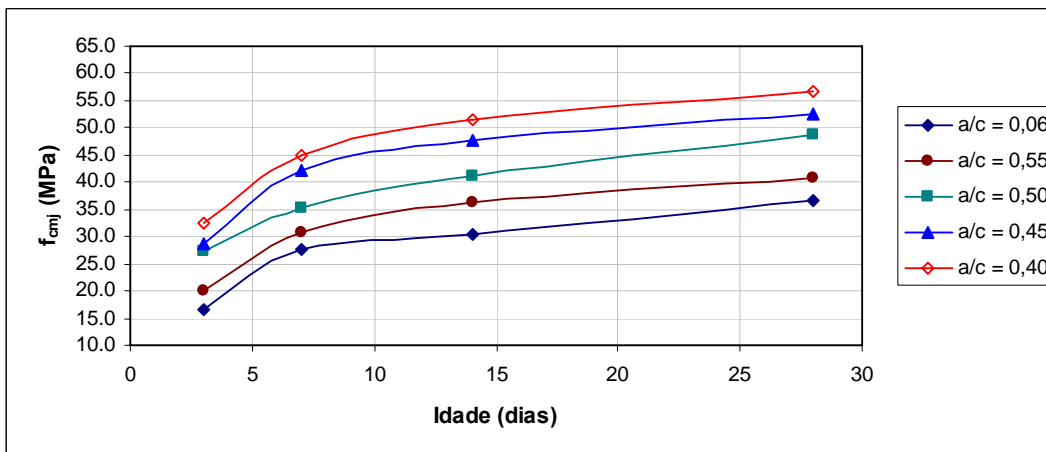
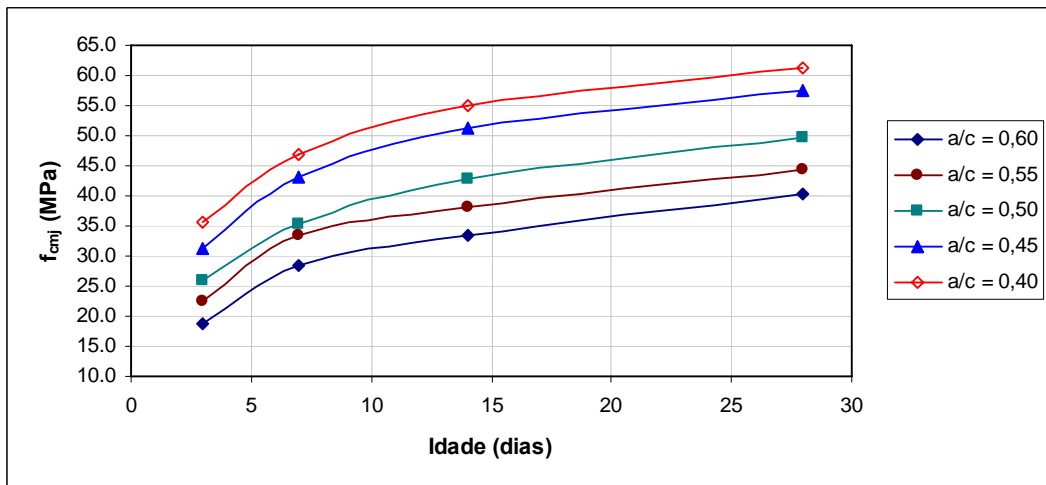
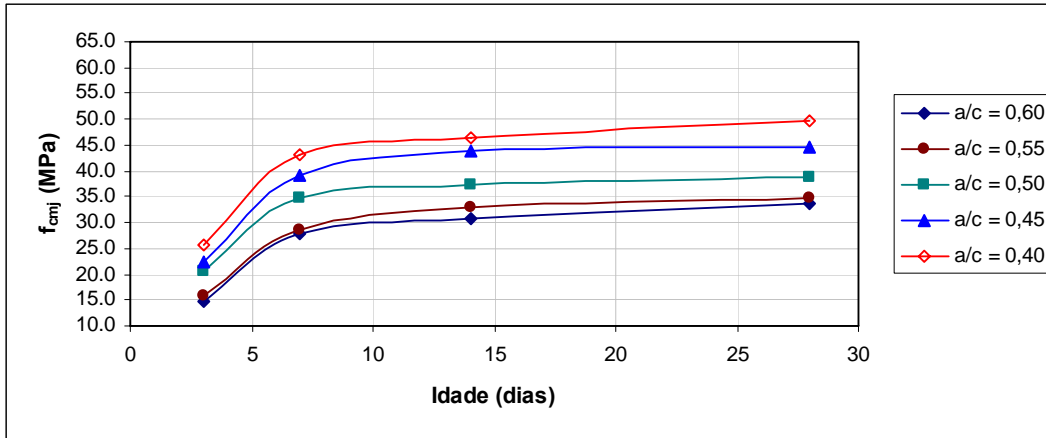


Figura 3.11 - Resistência à compressão em função da idade dos concretos da segunda fase, grupos A, B e C, respectivamente.

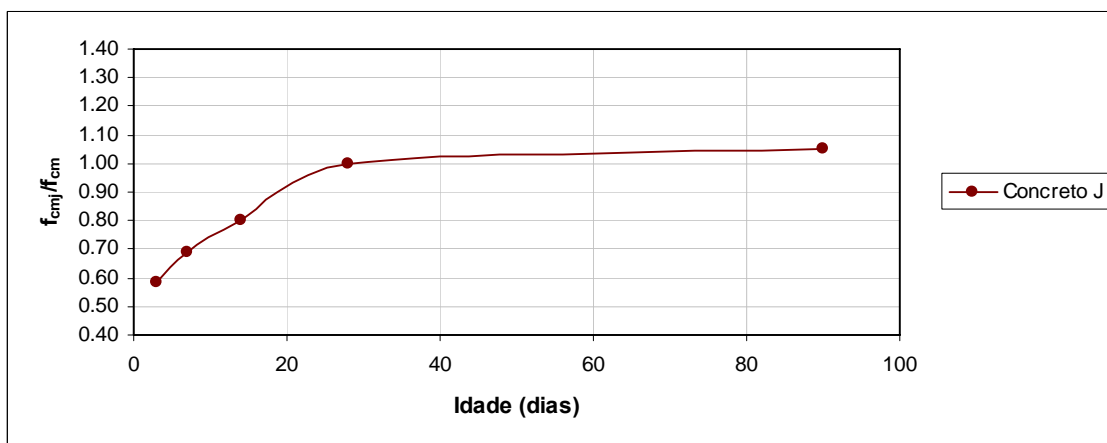
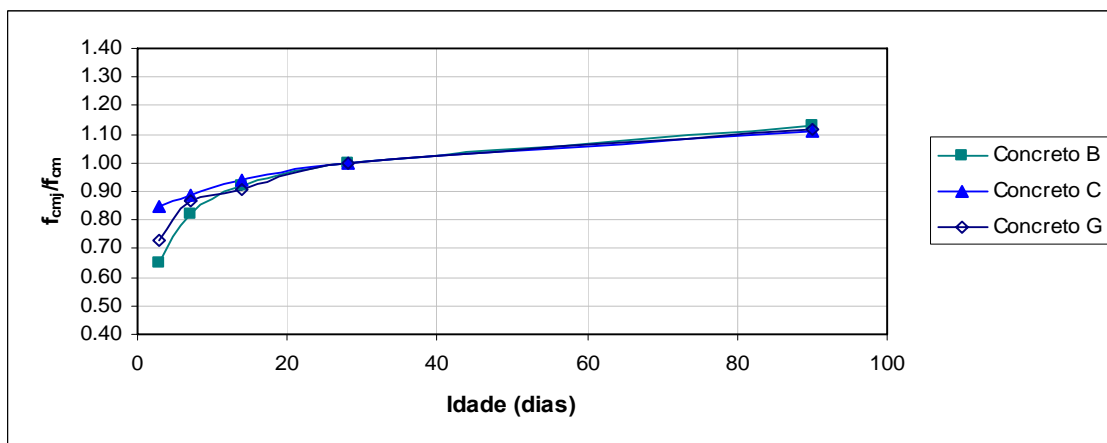
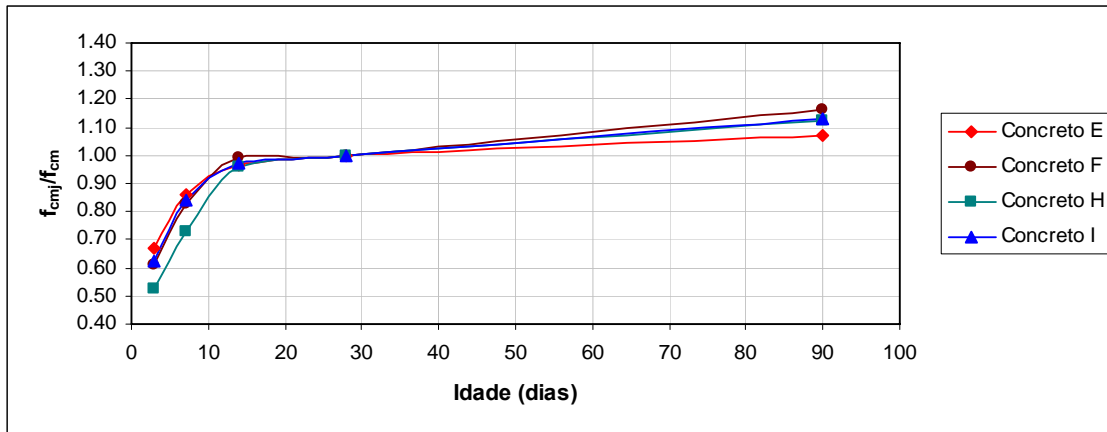


Figura 3.12 – Relação f_{cmj}/f_{cm} em função da idade dos concretos da primeira fase, grupos 1, 2 e 3, respectivamente.

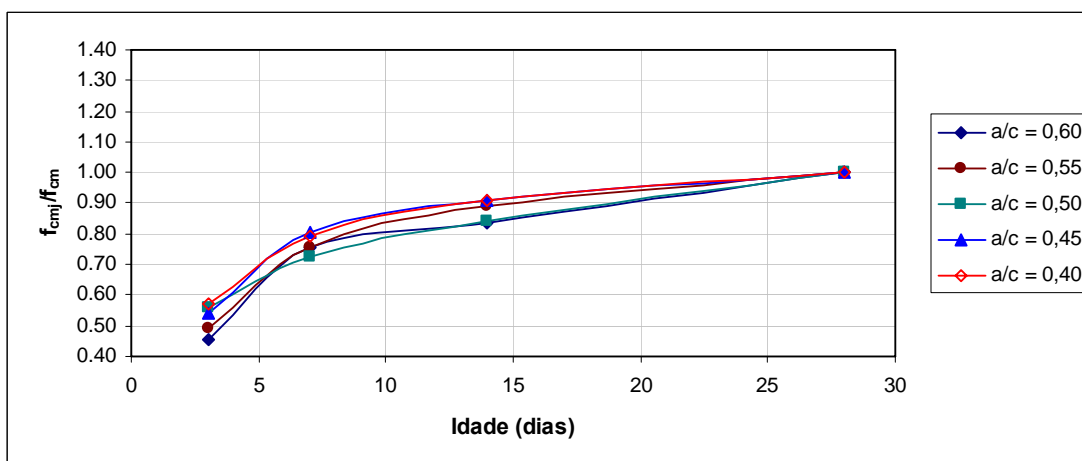
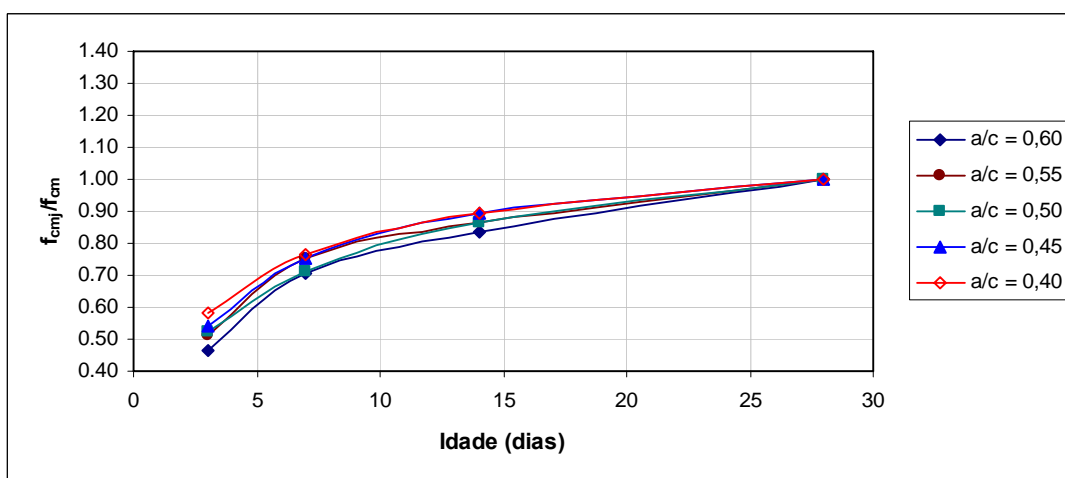
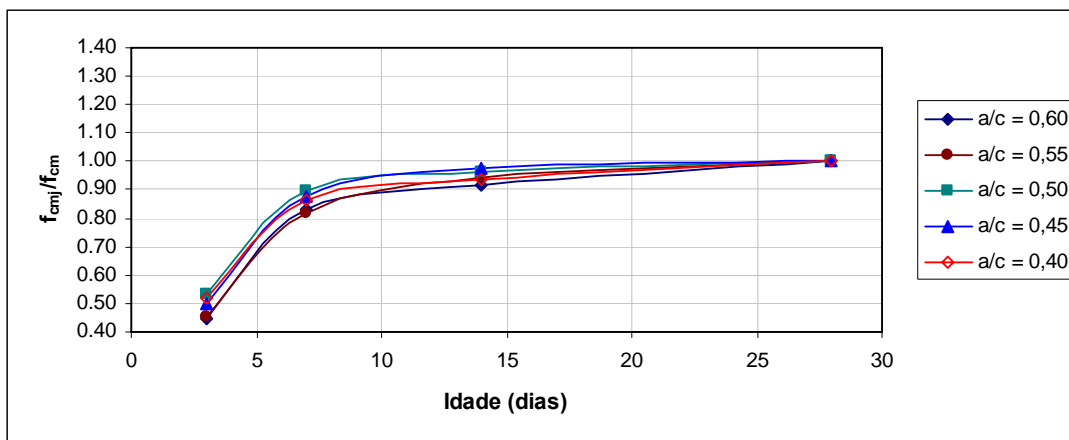


Figura 3.13 - Relação f_{cmj}/f_{cm} em função da idade dos concretos da segunda fase, grupos A, B e C, respectivamente.

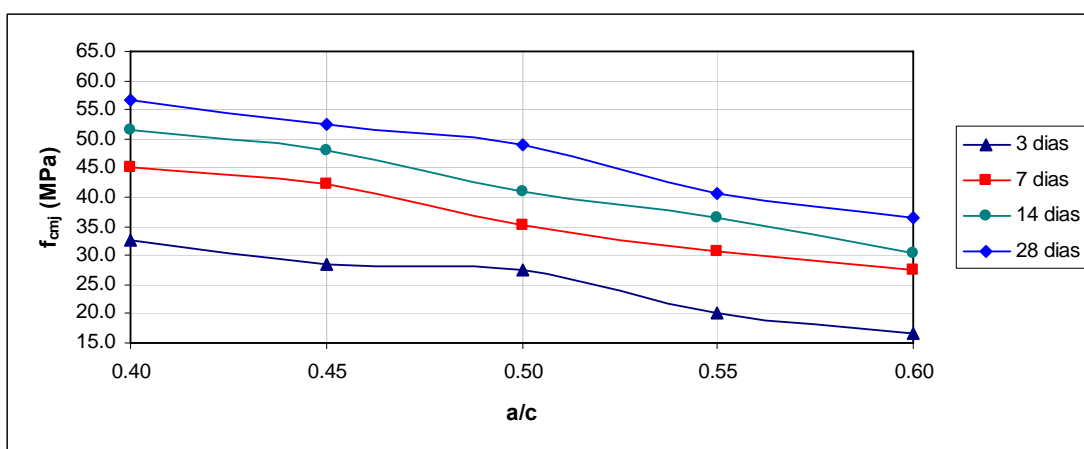
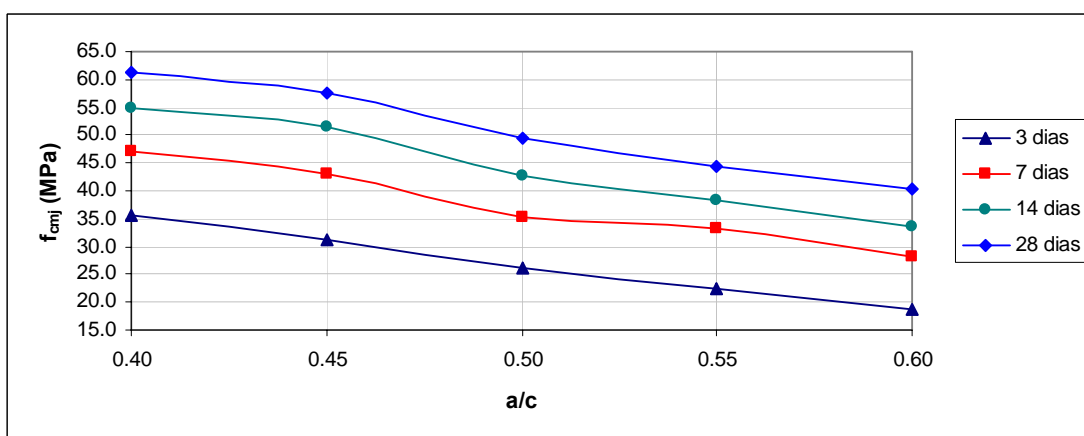
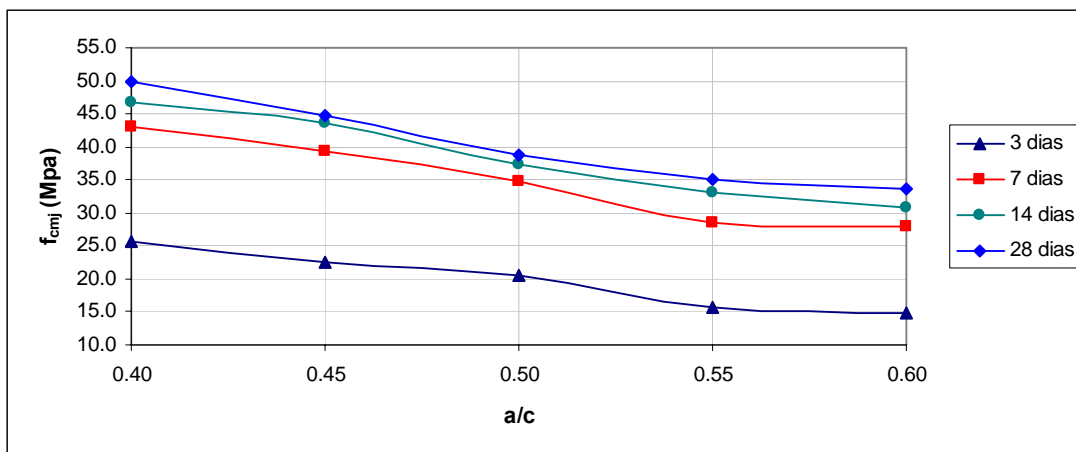


Figura 3.14 – Resistência à compressão em função da relação a/c, para diferentes idades, dos concretos da segunda fase, grupos A, B e C, respectivamente.

3.5.2 MÓDULO DE ELASTICIDADE

Na Tabela 3.12 encontram-se os valores obtidos de módulo de elasticidade e da relação E_{cij}/E_{ci} de todos os concretos. Após traçar as curvas de E_{cij} em função da idade e a de E_{cij} em função de a/c somente um ponto (Grupo C, $a/c = 0,55$, E_{ci7}) foi corrigido tendo em vista a tendência de variação mostrada pelas curvas.

A Figura 3.15 mostra os gráficos do módulo de elasticidade em função da idade dos concretos dos grupos 1, 2 e 3, enquanto a Figura 3.16 apresentam os dos concretos dos grupos A, B e C.

Os gráficos de E_{cij}/E_{ci} em função da idade encontram-se nas Figura 3.17 e 3.18.

Na Figura 3.19 constam os gráficos de E_{cij} em função de a/c em função da idade, para os concretos da segunda fase.

Todas a figuras são apresentadas com os valores corrigidos de E_{cij} .

Tabela 3.12 - Resultados de E_{cij} e E_{cij}/E_{ci} de todos os concretos.

	Concretos	E_{ci3} (GPa)	E_{ci3}/E_{ci}	E_{ci7} (GPa)	E_{ci7}/E_{ci}	E_{ci14} GPa	E_{ci14}/E_{ci}	E_{ci} GPa	E_{ci90} GPa	E_{ci90}/E_{ci}
Fase 1	E	20,4	0,81	21,2	0,84	23,9	0,95	25,1	26,1	1,04
	F	19,0	0,76	19,7	0,79	24,0	0,96	25,0	28,3	1,13
	H	20,0	0,78	21,2	0,82	24,6	0,95	25,8	28,7	1,11
	I	18,5	0,74	22,2	0,88	23,5	0,94	25,1	27,9	1,11
	B	18,7	0,70	21,5	0,81	24,7	0,93	26,7	30,0	1,12
	C	19,8	0,74	21,4	0,80	23,3	0,88	26,6	29,0	1,09
	G	24,7	0,80	26,9	0,87	28,1	0,91	30,8	33,5	1,09
	J	22,1	0,73	24,7	0,82	28,0	0,93	30,2	33,1	1,10
Fase 2	A a/c = 0,60	18,2	0,71	22,2	0,87	24,1	0,95	25,5		
	A a/c = 0,55	19,0	0,70	23,0	0,85	25,3	0,93	27,1		
	A a/c = 0,50	20,5	0,71	24,6	0,86	26,2	0,91	28,7		
	A a/c = 0,45	22,4	0,74	26,4	0,87	27,8	0,92	30,2		
	A a/c = 0,40	24,0	0,75	27,7	0,87	29,2	0,91	32,0		
	B a/c = 0,60	23,0	0,76	24,5	0,81	26,8	0,89	30,1		
	B a/c = 0,55	24,5	0,78	27,2	0,87	29,2	0,93	31,3		
	B a/c = 0,50	25,1	0,73	28,5	0,83	31,3	0,91	34,3		
	B a/c = 0,45	26,7	0,77	30,8	0,89	32,8	0,95	34,6		
	B a/c = 0,40	28,3	0,80	31,5	0,89	33,0	0,93	35,3		
	C a/c = 0,60	19,3	0,72	22,8	0,85	24,4	0,91	26,7		
	C a/c = 0,55	20,2	0,71	24,9 (24,0)	0,87 (0,84)	26,0	0,91	28,6		
	C a/c = 0,50	22,2	0,70	25,4	0,80	29,1	0,92	31,6		
	C a/c = 0,45	24,8	0,77	27,3	0,84	30,3	0,94	32,4		
C a/c = 0,40	26,8	0,81	29,1	0,88	31,2	0,95	33,0			

() valor corrigido.

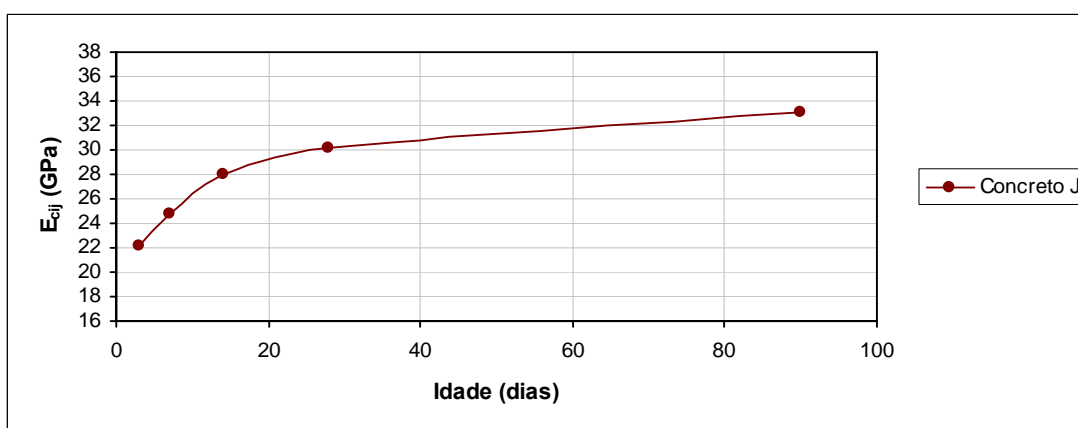
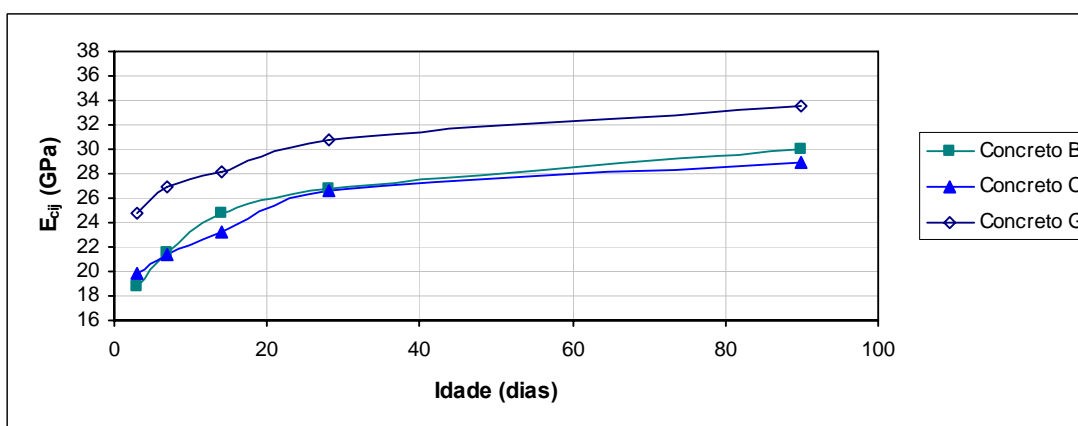
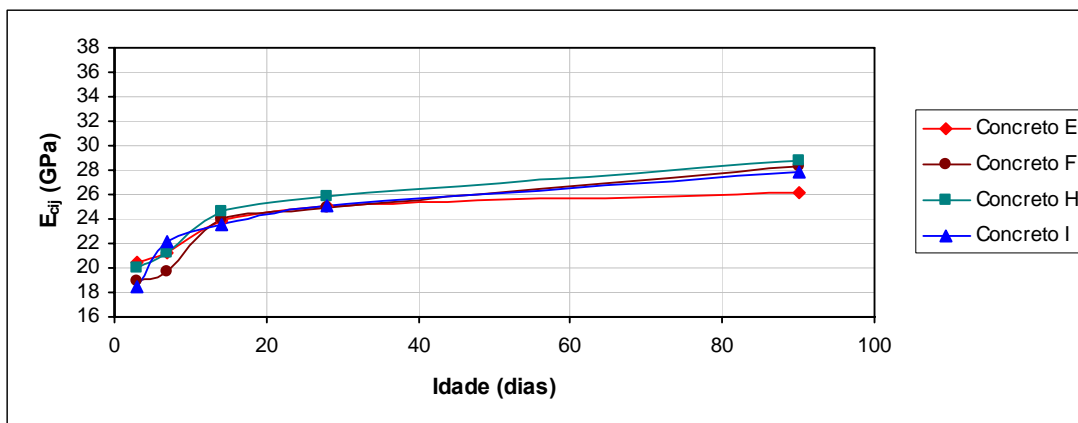


Figura 3.15 – Módulo de elasticidade em função da idade dos concretos da primeira fase, grupos 1, 2 e 3, respectivamente.

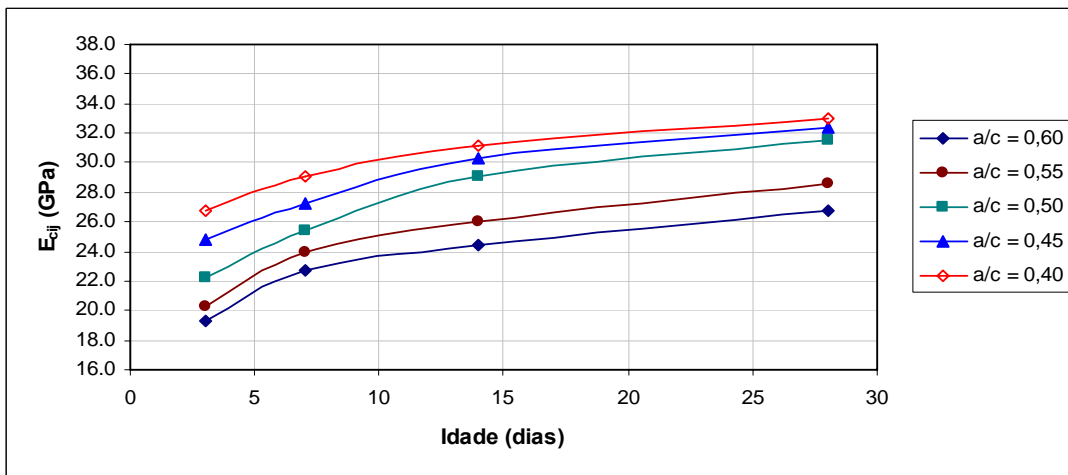
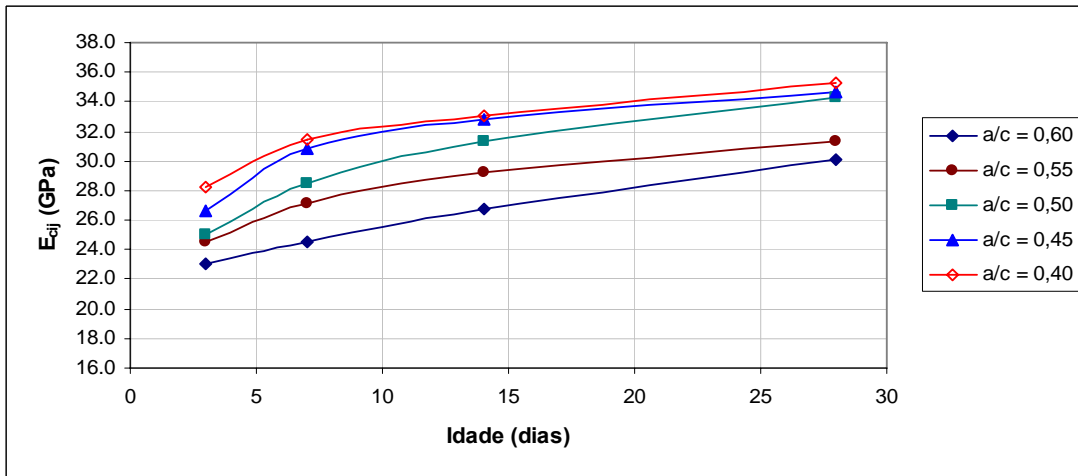
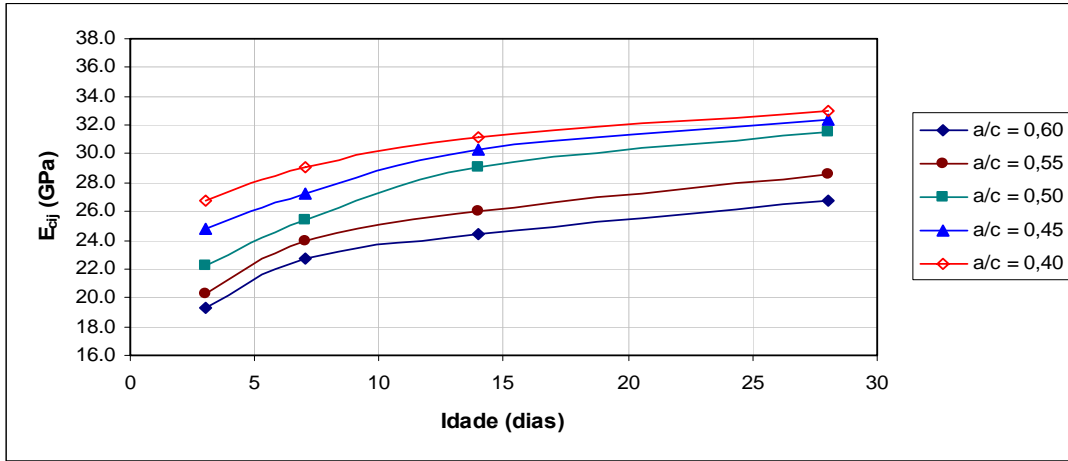


Figura 3.16 – Módulo de elasticidade em função da idade dos concretos da segunda fase, grupos A, B e C, respectivamente.

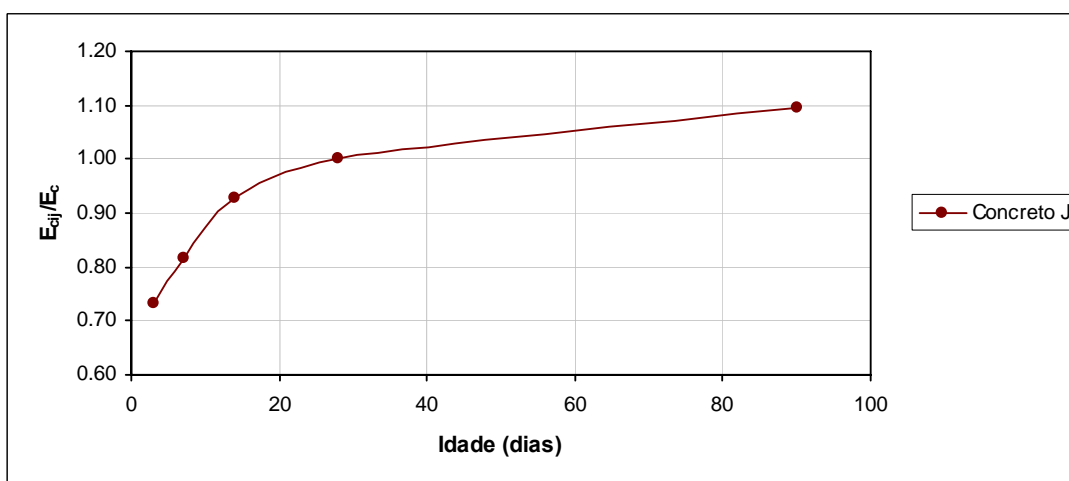
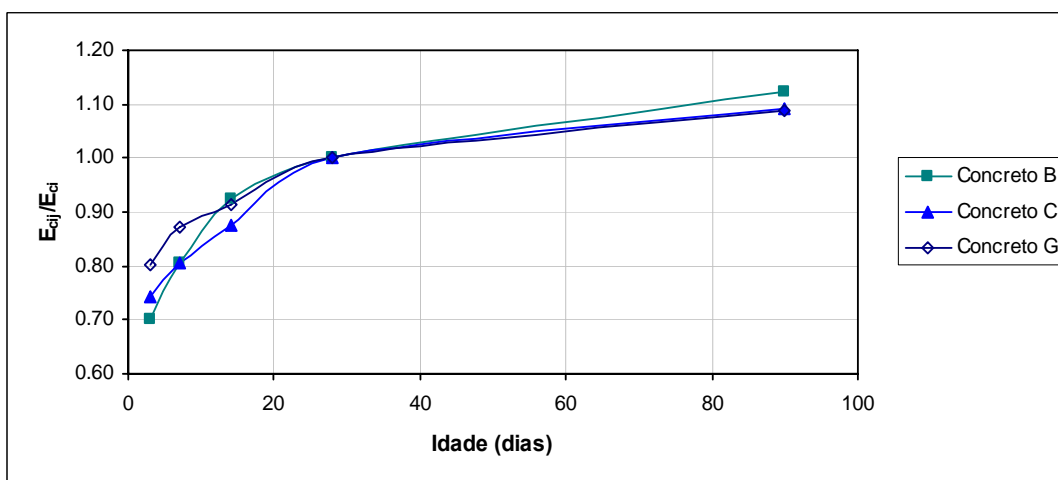
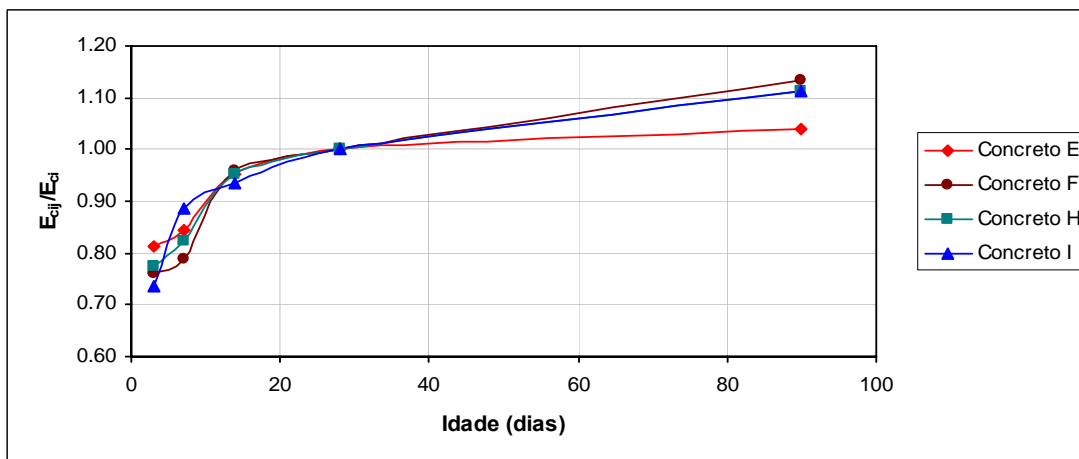


Figura 3.17 - Relação E_{cij}/E_{ci} em função da idade dos concretos da primeira fase, grupos 1, 2 e 3 respectivamente.

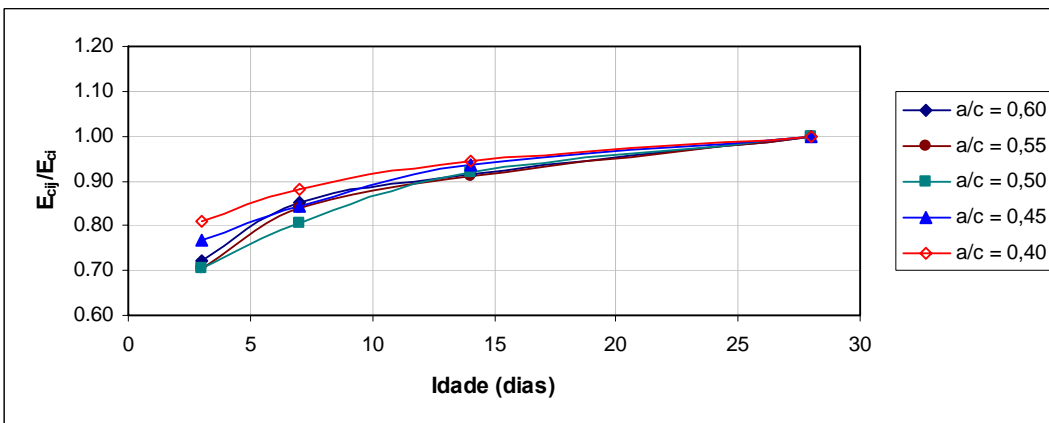
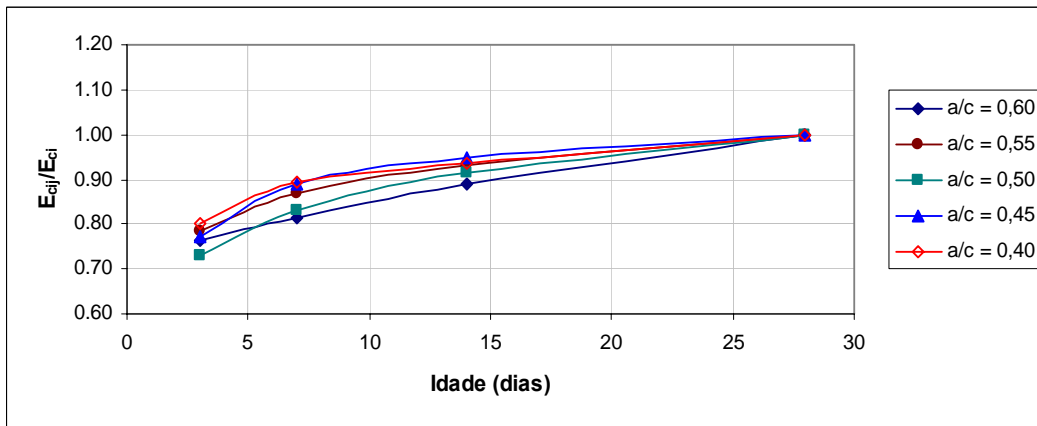
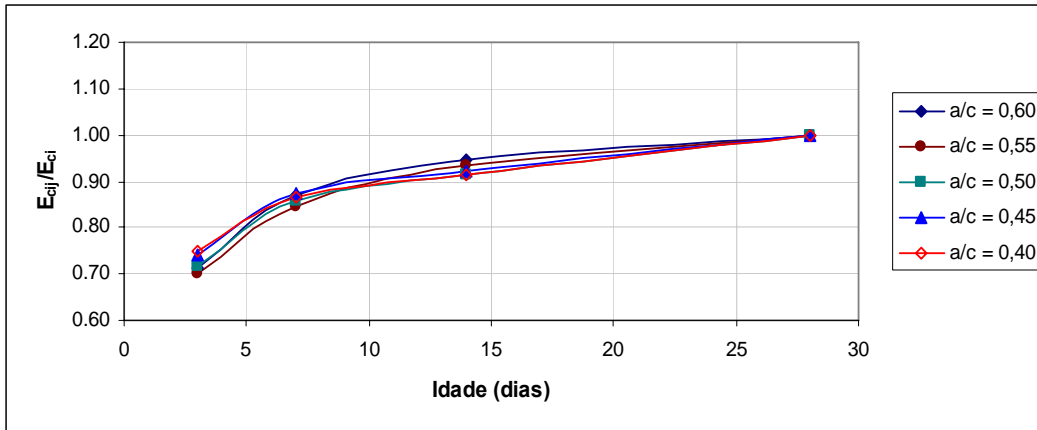


Figura 3.18 - Relação E_{cij}/E_{ci} em função da idade dos concretos da segunda fase, grupos A, B e C, respectivamente.

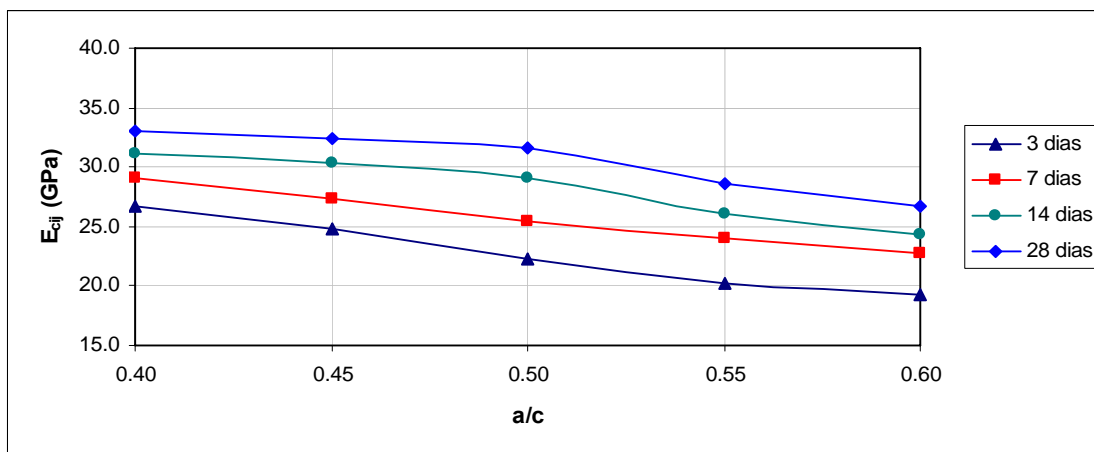
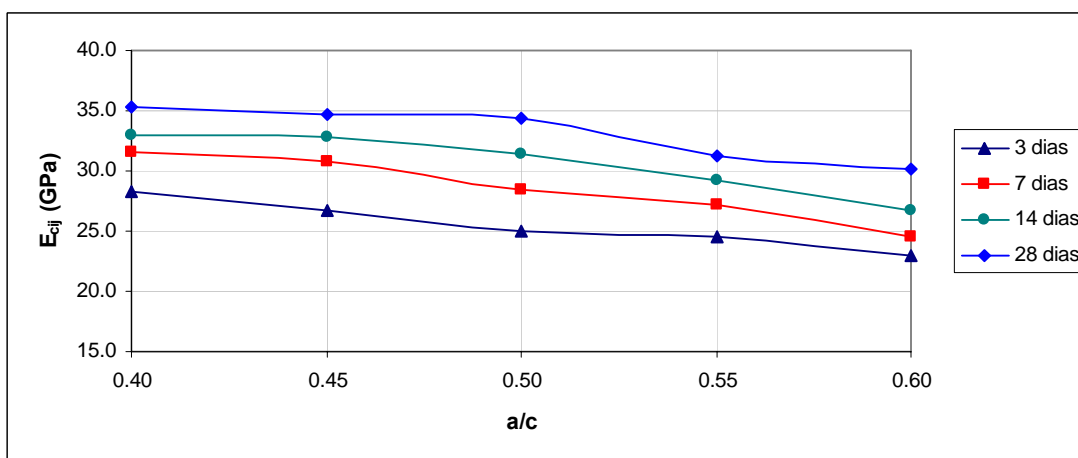
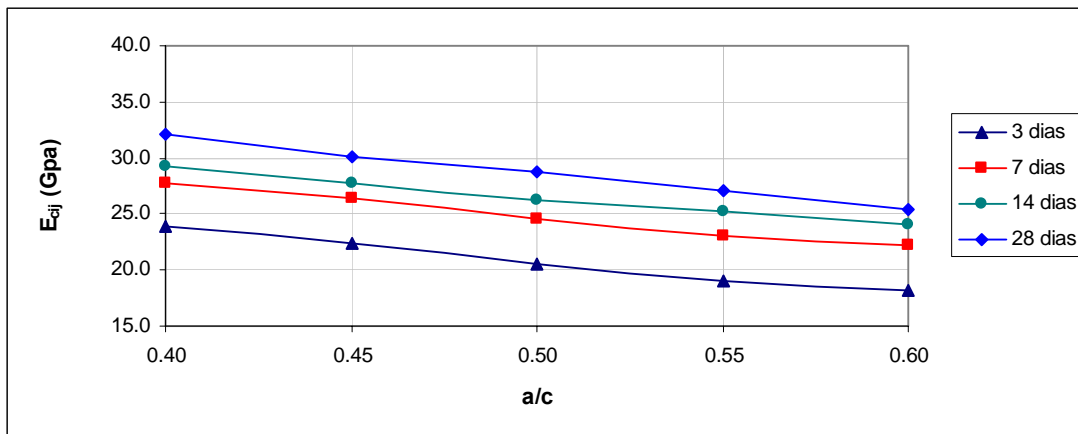


Figura 3.19 – Módulo de elasticidade em função da relação a/c, para diferentes idades, dos concretos da segunda fase, grupos A, B e C, respectivamente.

3.5.3 CURVA TENSÃO - DEFORMAÇÃO

A Figura 3.20 está representado o ciclo de carregamento e descarregamento até uma tensão igual a $0,3f_c$ e em seguida, a continuação de um trecho da curva tensão-deformação de um corpo de prova. A Figura 3.21 mostra o equipamento que, ligado aos extensômetros, forneceu as deformações para o traçado da curva.

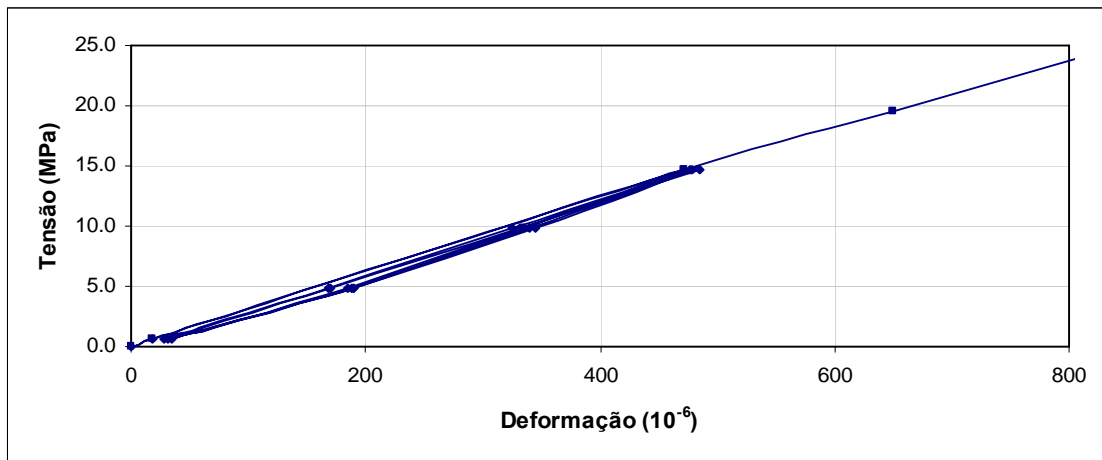


Figura 3.20 – Trecho inicial da curva tensão – deformação.



Figura 3.21 - Medição das deformações com extensômetros elétricos de resistência para o traçado da curva tensão-deformação.

As Figura 3.22 e 3.23 apresentam as curvas tensão – deformação dos concretos dos grupos A e C, respectivamente. Nelas, o último ponto, correspondente à tensão máxima, foi definido a partir da curva ajustada aos demais pontos pois não se mediu a deformação para esta tensão.

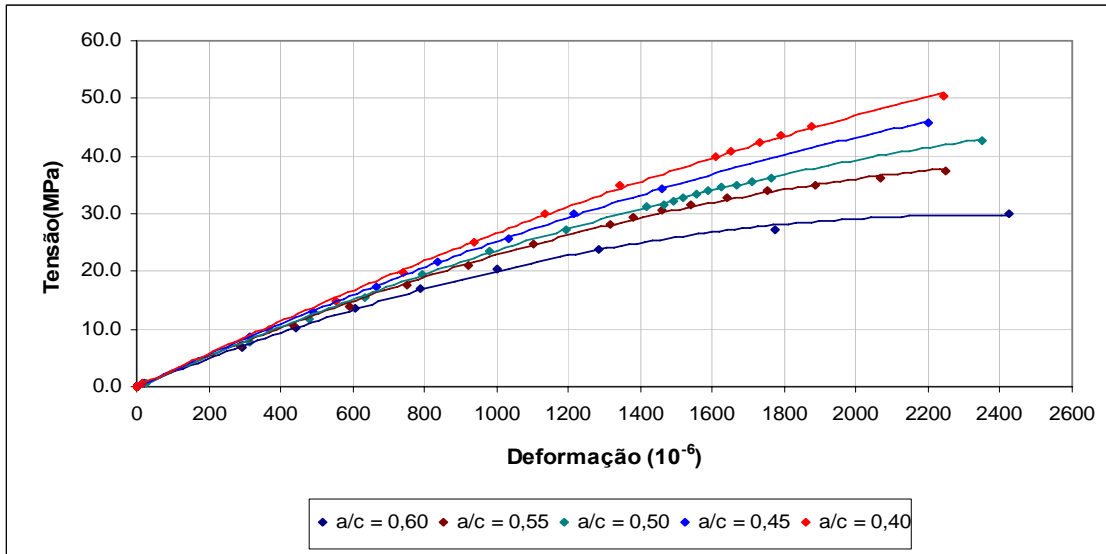


Figura 3.22 - Curvas tensão – deformação dos concretos do grupo A, com $a/c = 0,60$, $0,55$, $0,50$, $0,45$ e $0,40$.

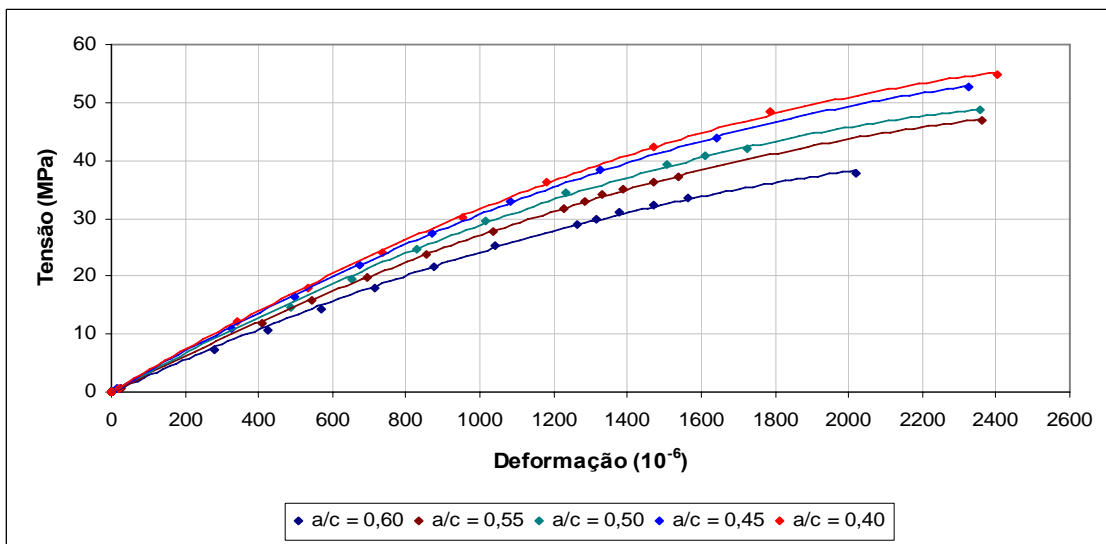


Figura 3.23 - Curvas tensão – deformação dos concretos do grupo C, com $a/c = 0,60$, $0,55$, $0,50$, $0,45$ e $0,40$.

3.6 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Nos concretos ensaiados, em cada idade, os maiores valores de resistência à compressão e módulo de elasticidade ocorreram para os concretos produzidos com agregado de sienito.

Os concretos investigados tiveram f_{cm} variando entre 24,7 MPa e 61,2 MPa. Admitindo-se coeficiente de variação de 10%, isto corresponde a f_{ck} entre 20,6 MPa e 51,1 MPa. Os valores de módulo de elasticidade tangente inicial, aos 28 dias, variaram entre 25 GPa e 35 GPa.

Na Tabela 3.13 constata-se que, dependendo do concreto, pode-se ter diferenças expressivas em f_{cmj} e f_{cmj}/f_{cm} , particularmente para $j \leq 28$ dias. Menores diferenças são verificadas entre os valores de E_{cij} e de E_{cij}/E_{ci} .

Tabela 3.13 – Faixa de variação dos resultados dos concretos.

	Faixa	Relação entre valores extremos		Faixa	Relação entre valores extremos
f_{cm3} (MPa)	12,9 a 35,6	2,76	f_{cm3}/f_{cm}	0,44 a 0,84	1,91
f_{cm7} (MPa)	18,0 a 47,0	2,61	f_{cm7}/f_{cm}	0,69 a 0,90	1,30
f_{cm14} (MPa)	23,7 a 54,9	2,32	f_{cm14}/f_{cm}	0,80 a 0,99	1,24
f_{cm} (MPa)	24,7 a 61,2	2,47	f_{cm28}/f_{cm}	1	-
f_{cm90} (MPa)	27,8 a 45,8	1,65	f_{cm90}/f_{cm}	1,05 a 1,16	1,10
E_{ci3} (GPa)	18,2 a 28,3	1,55	E_{ci3}/E_{ci}	0,70 a 0,81	1,16
E_{ci7} (GPa)	21,2 a 31,5	1,49	E_{ci7}/E_{ci}	0,79 a 0,89	1,13
E_{ci14} (GPa)	23,3 a 33,0	1,42	E_{ci14}/E_{ci}	0,88 a 0,96	1,09
E_{ci} (GPa)	25,0 a 35,3	1,41	E_{ci}/E_{ci}	1	-
E_{ci90} (GPa)	26,1 a 33,5	1,28	E_{ci90}/E_{ci}	1,04 a 1,13	1,09

4 ANÁLISE DE RESULTADOS

4.1 INTRODUÇÃO

Como o objetivo desse trabalho foi investigar a resistência e o módulo de elasticidade dos concretos fornecidos por concreteiras do Rio de Janeiro, não houve a fixação de nenhum parâmetro da composição dos concretos estudados. Entretanto, analisando-se as composições dos concretos da segunda fase do estudo, verifica-se que não houve diferença significativa entre as percentagens volumétricas de argamassa seca e agregado graúdo.

Neste capítulo são analisados os resultados apresentados no capítulo anterior. É feita comparação entre a evolução da resistência à compressão e do módulo de elasticidade tangente dos concretos da fase 2 dos concretos com mesma relação água-cimento. É realizada análise das relações f_{cmj}/f_{cm} e E_{cij}/E_{ci} , que são comparadas com as dadas por expressões do CEB-FIP MC90 e da NBR 6118:2003.

Investiga-se se, ao se especificar o concreto para atender apenas o f_{ck} mínimo indicado pela NBR 6118:2003 para as diferentes classes de agressividade, se atende também a condição de a/c máxima por norma.

Por último, é feita análise da relação entre E_{cij} e f_{cmj} , considerando os grupos de concretos das duas fases e também todos os concretos. Com o auxílio de programa de análise estatística, foi obtida a expressão que melhor representa a relação entre E_{cij} e f_{cmj} dos concretos estudados.

4.2 EVOLUÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO COM O TEMPO

Os gráficos da Figura 4.1 comparam a evolução da resistência dos concretos da segunda fase da pesquisa que tinham a mesma relação água-cimento. Neles verifica-se que, a menos de um caso, os que foram feitos com agregado graúdo de sienito (grupo B) apresentaram maior resistência à compressão que os feitos com agregado de gnaiss (grupos A e C). Em geral, as menores diferenças entre as resistências dos concretos são as relativas à idade de 7 dias.

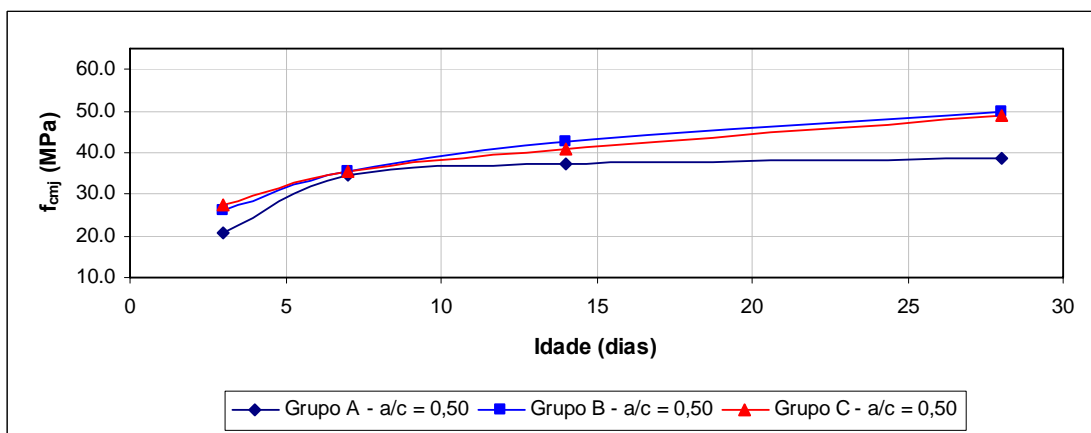
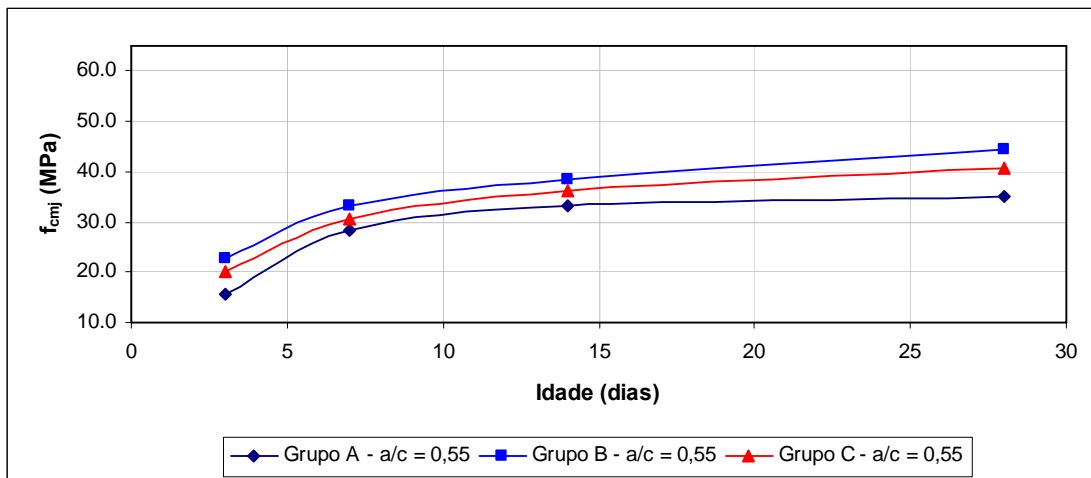
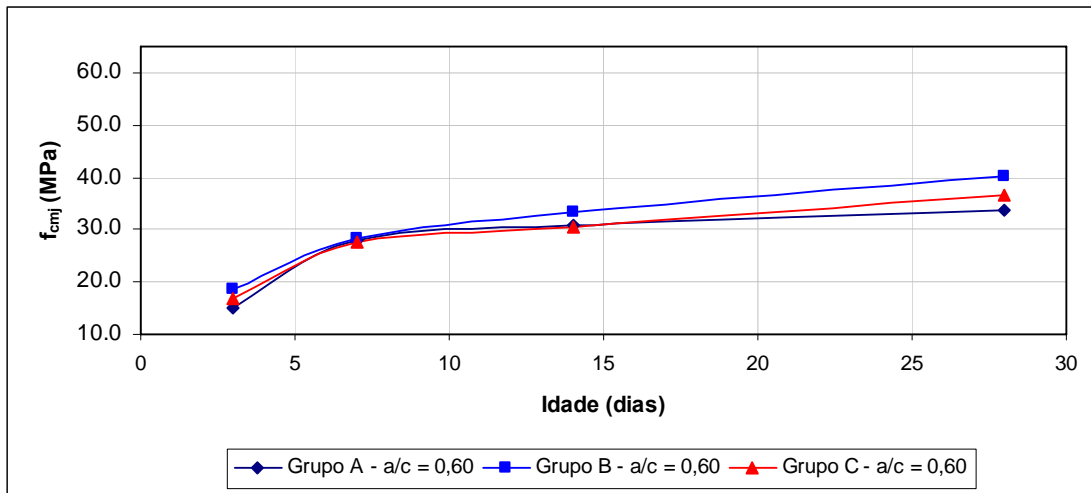


Figura 4.1 - Evolução da resistência à compressão com a idade para os concretos da segunda fase (continua).

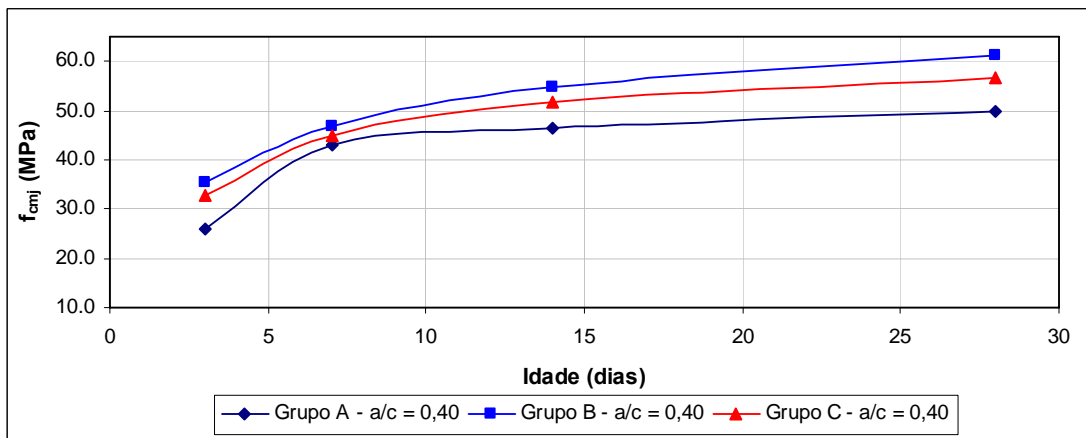
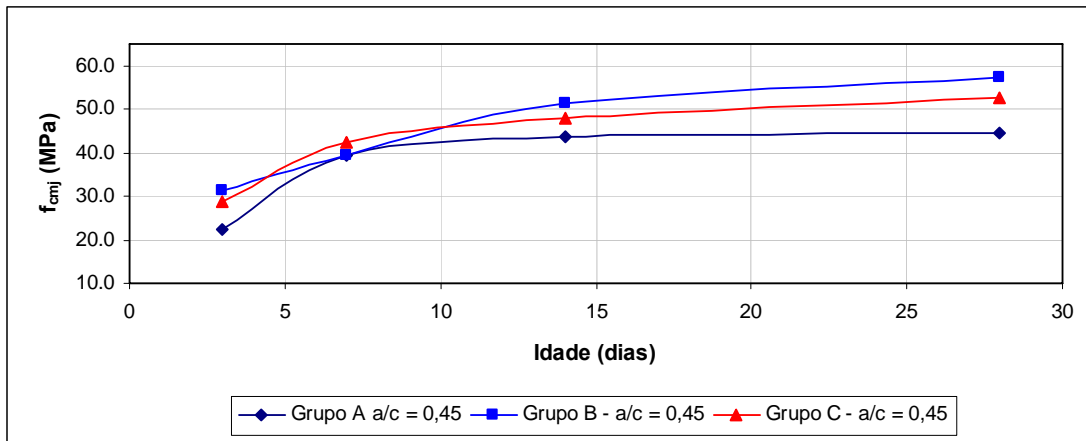


Figura 4.1 - Evolução da resistência à compressão com a idade para os concretos da segunda fase (continuação).

4.3 RELAÇÃO f_{cmj}/f_{cm}

Na Figura 4.2 comparam-se as relações f_{cmj}/f_{cm} dos concretos de cada grupo com a equação 2.3 da NBR 6118:2003, com $s = 0,38$ (CP III). É feita também comparação da média dos valores de f_{cmj}/f_{cm} dos concretos de cada grupo e de todos os concretos com a mesma equação.

Em geral, até a idade de 28 dias, os valores de f_{cmj}/f_{cm} experimentais foram maiores que os estimados segundo a expressão da norma. Para idades maiores que 28 dias, os valores avaliados foram maiores que os experimentais de todos os concretos.

Cabe ressaltar que a NBR 6118:2003 não permite que, em projeto, se considere $f_{cmj} > f_{cm}$.

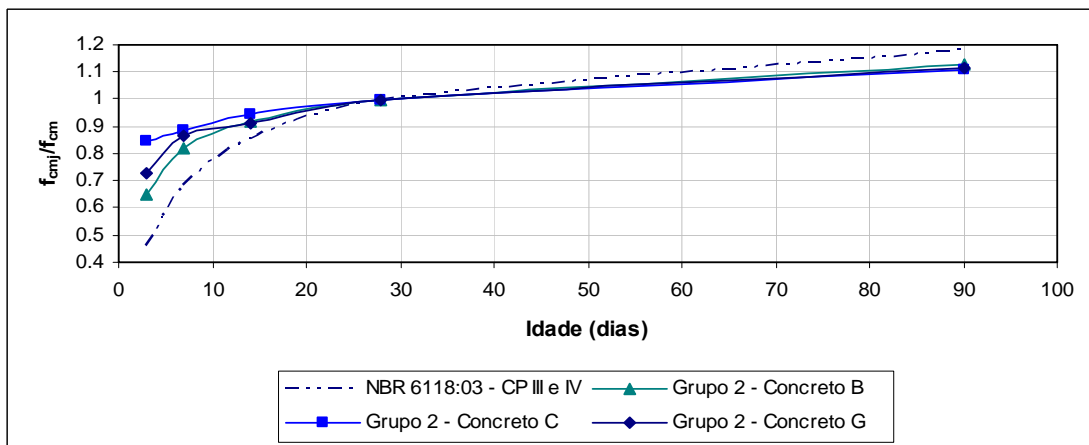
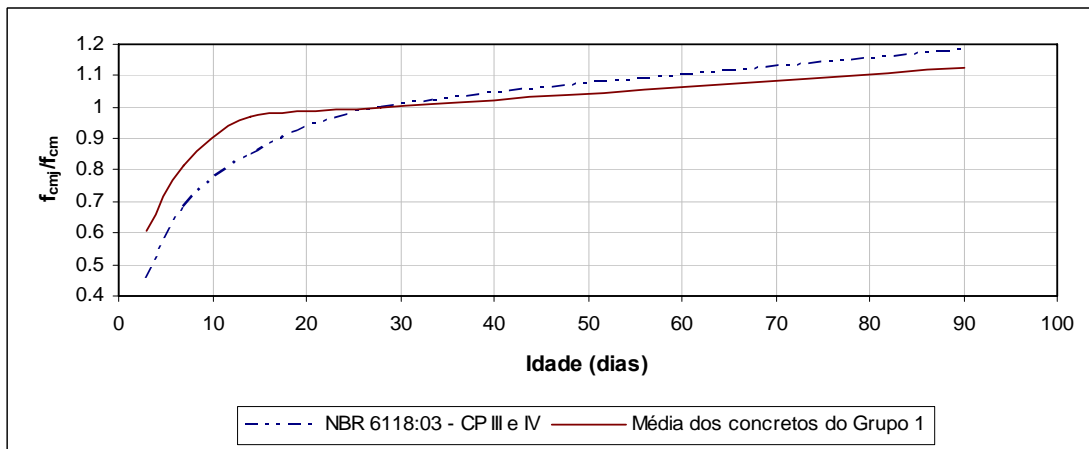
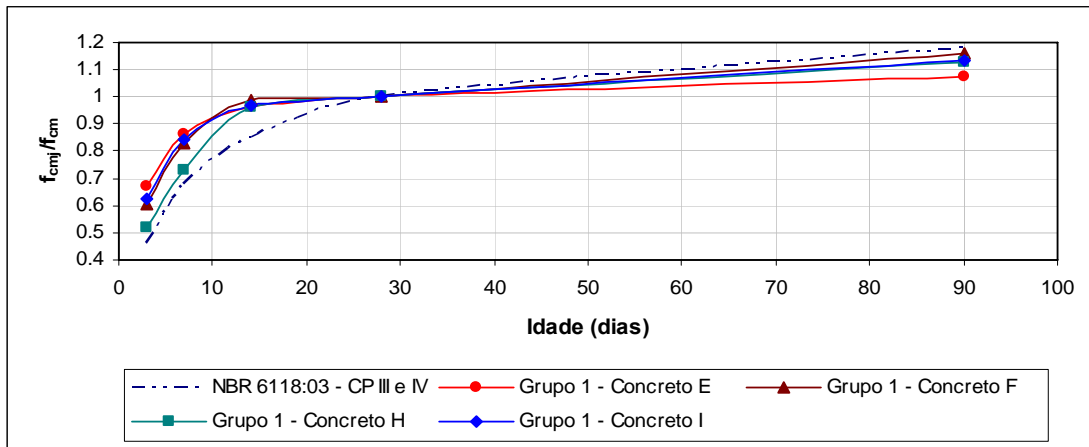


Figura 4.2 - Relação f_{cmj}/f_{cm} em função da idade (continua).

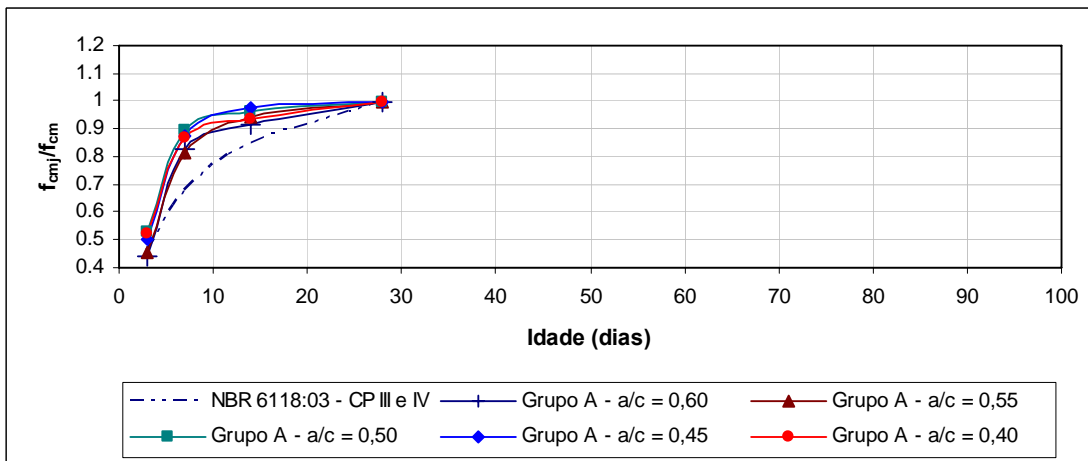
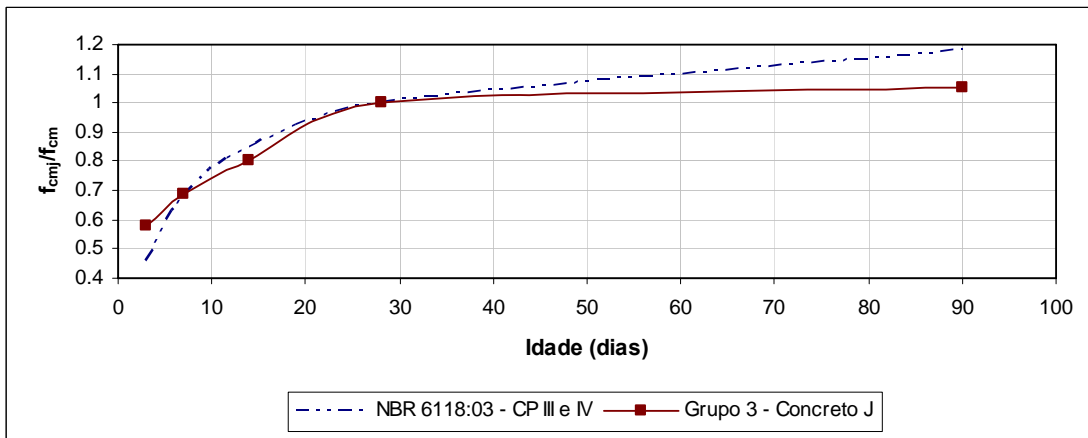
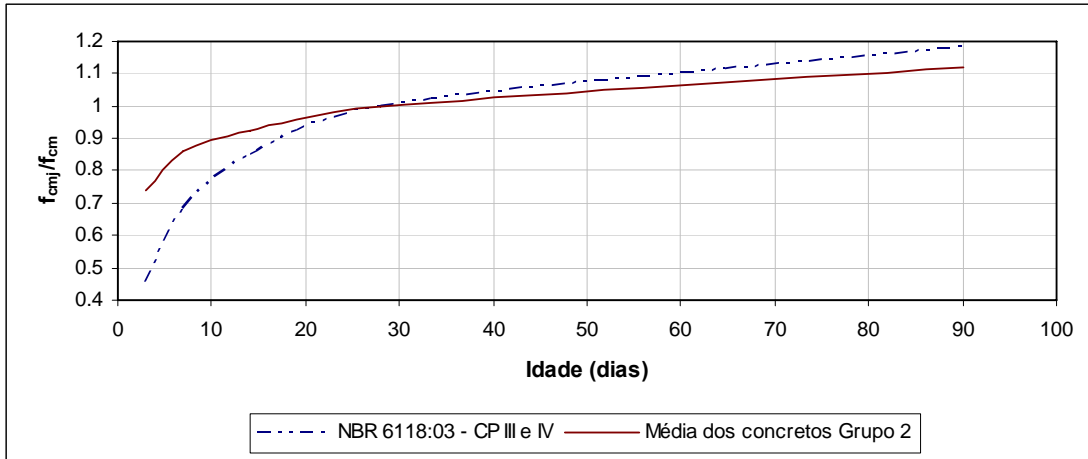


Figura 4.2 - Relação f_{cmj}/f_{cm} em função da idade (continua).

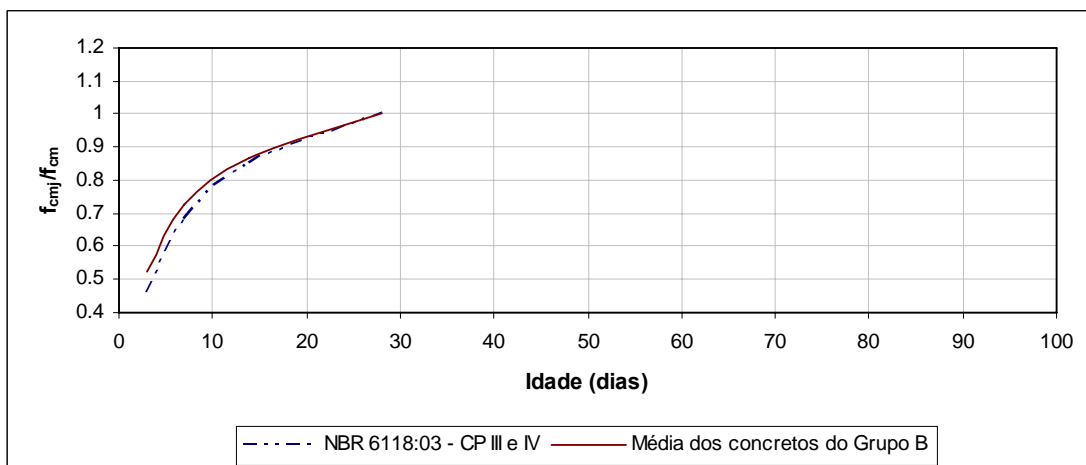
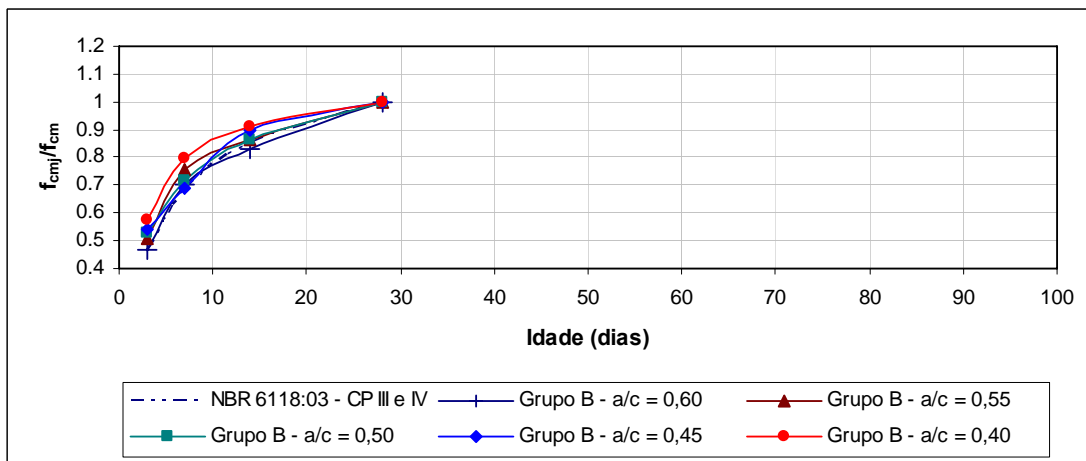
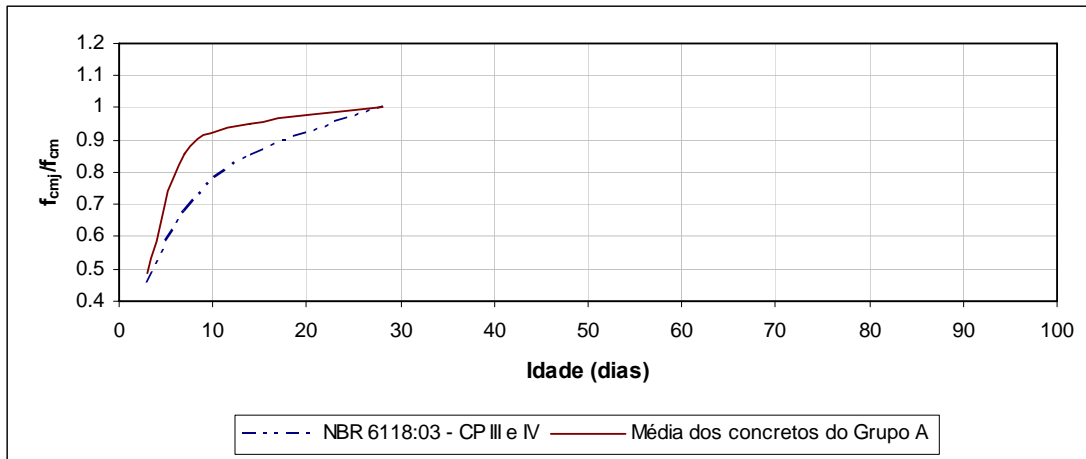


Figura 4.2 - Relação f_{cmj}/f_{cm} em função da idade (continua).

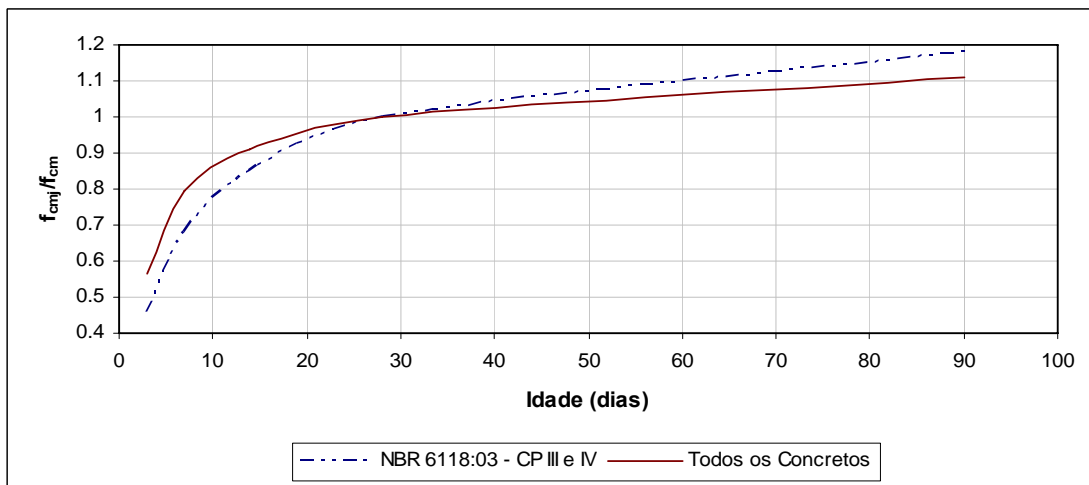
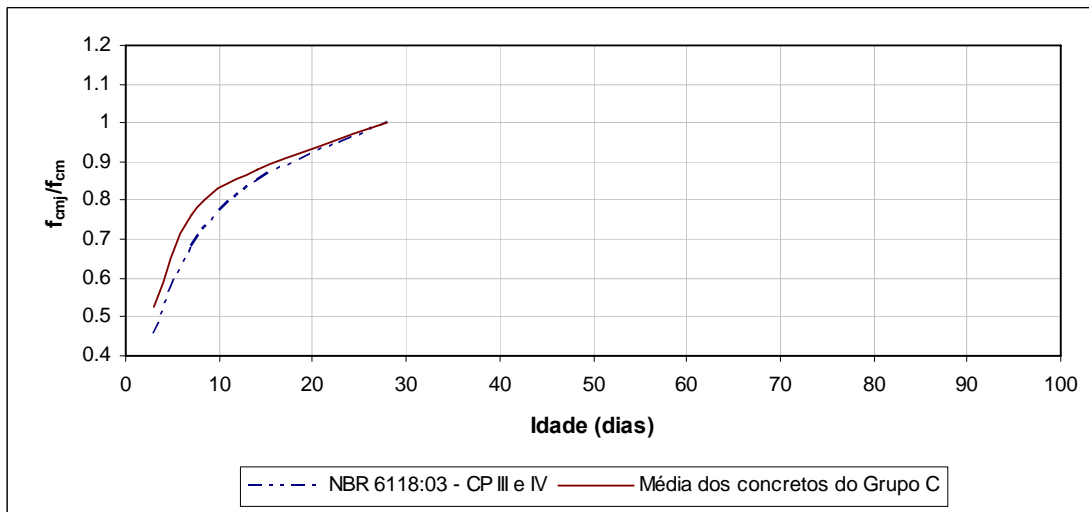
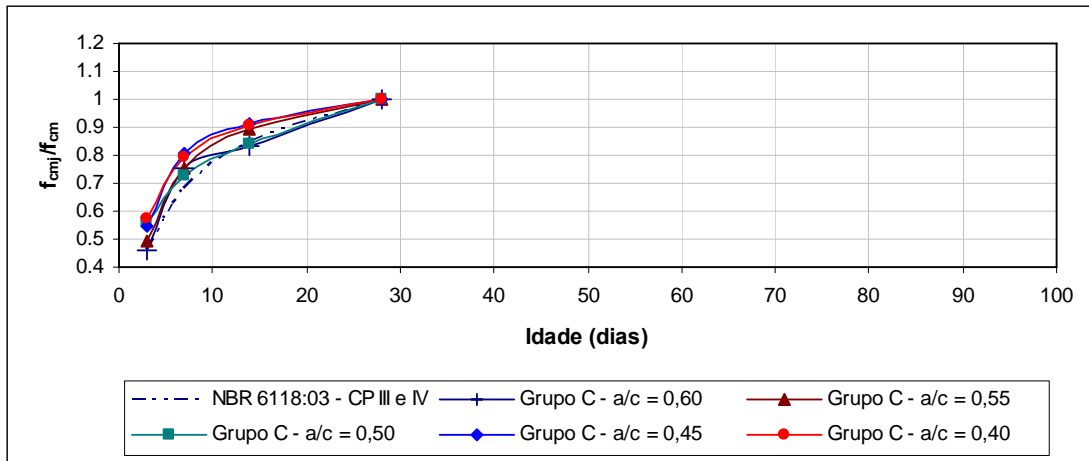


Figura 4.2 - Relação f_{cmi}/f_{cm} em função da idade (continuação).

4.4 EVOLUÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE COM O TEMPO

Os gráficos da Figura 4.3 comparam a evolução do módulo de elasticidade dos concretos da segunda fase da pesquisa que tinham a mesma relação água-cimento. Semelhantemente à resistência à compressão, o módulo de elasticidade dos concretos feitos com agregado graúdo de sienito (grupo B) foram maiores que os dos com agregado de gnaiss (grupos A e C), mas agora em todas as idades e para todas as relações água-cimento.

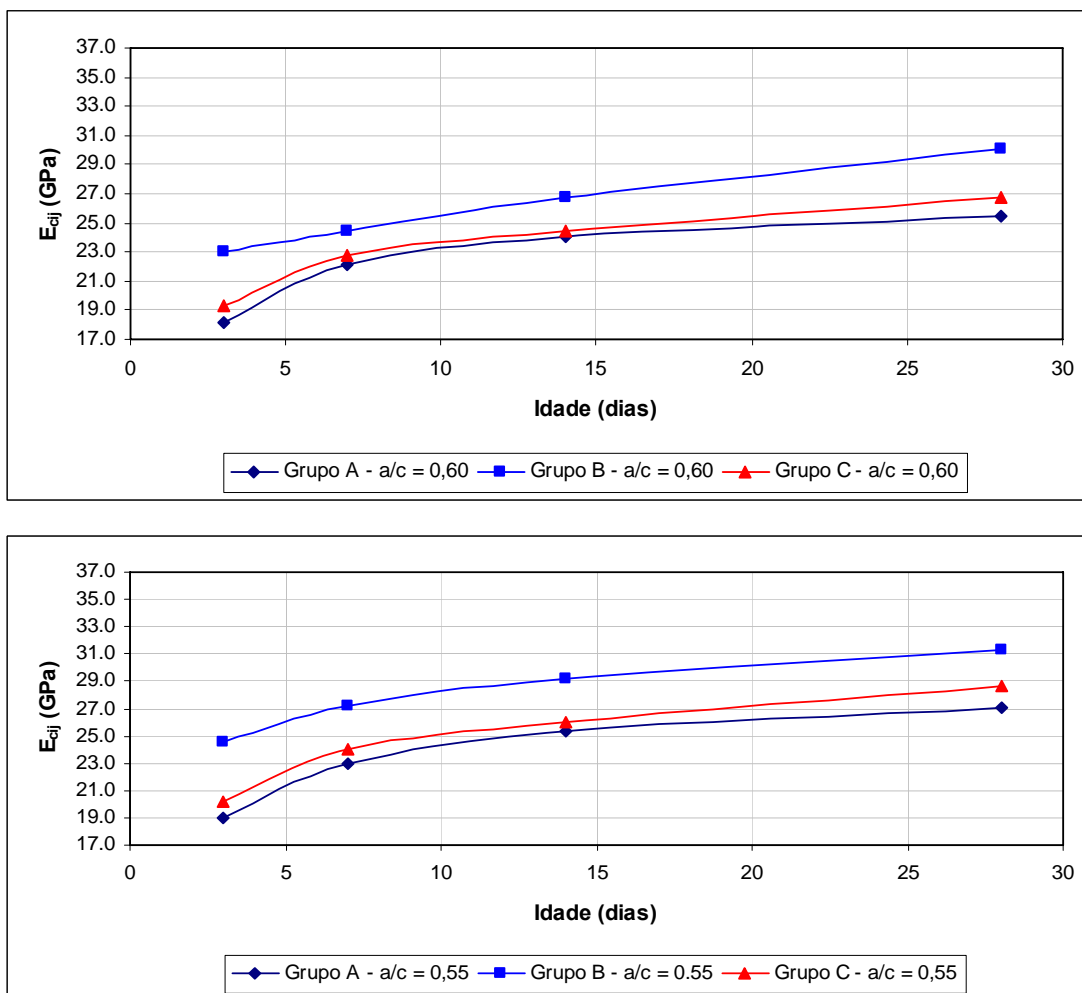


Figura 4.3 - Evolução do módulo de elasticidade com a da idade para os concretos da segunda fase (continua).

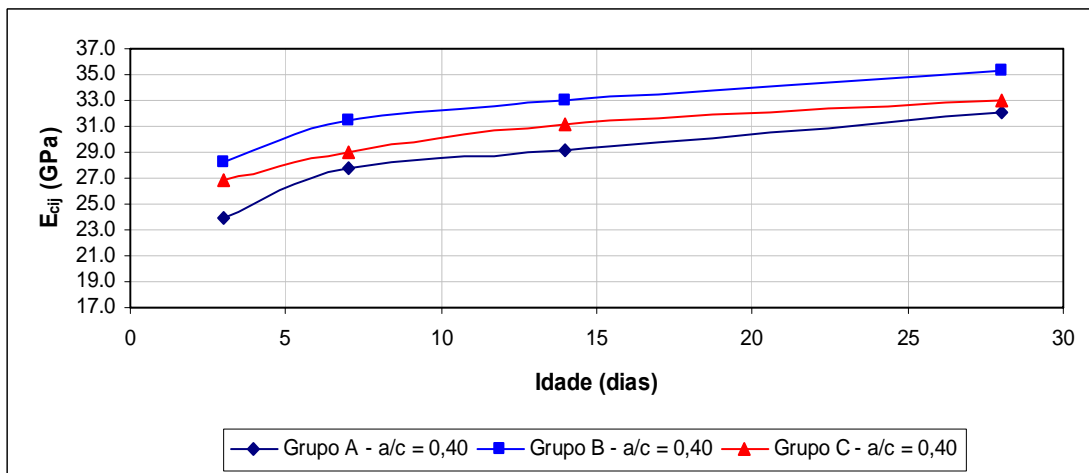
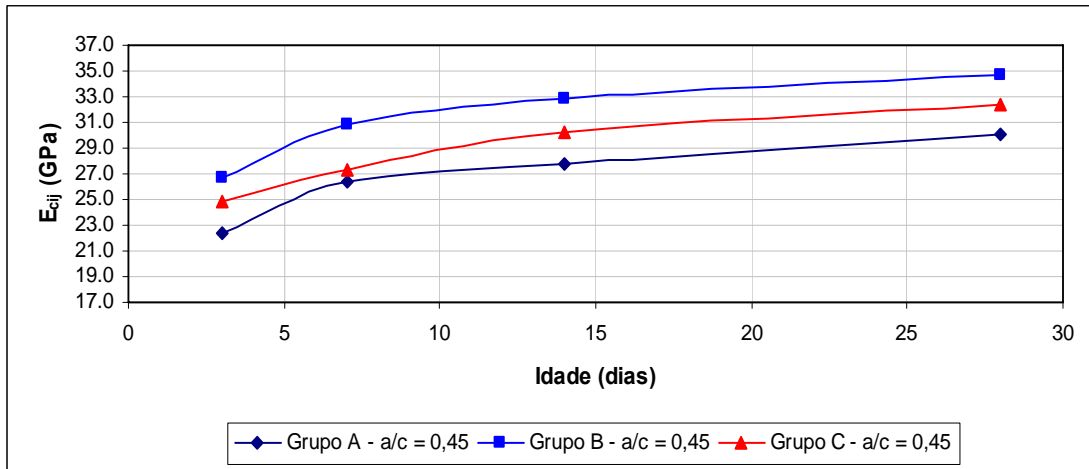
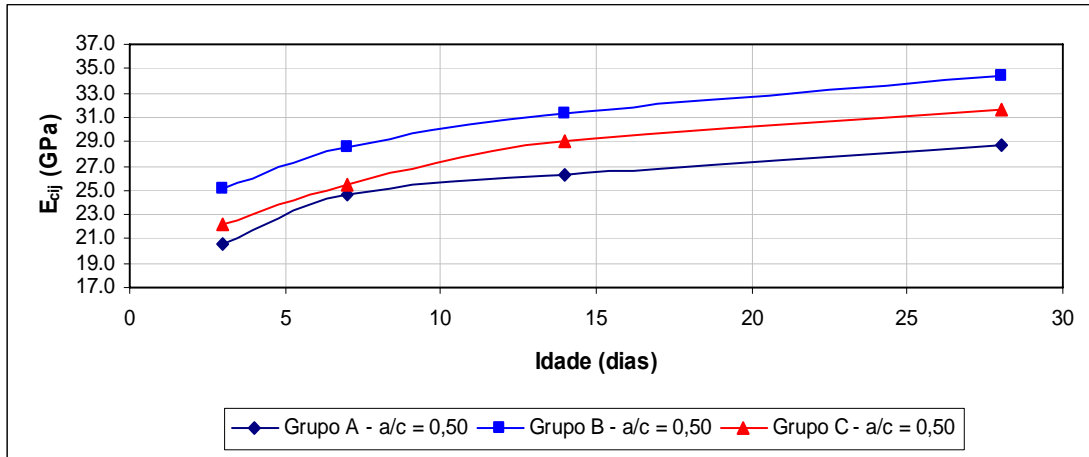


Figura 4.3 - Evolução do módulo de elasticidade com a da idade para os concretos da segunda fase (continuação).

4.5 RELAÇÃO E_{cij}/E_{ci}

Na Figura 4.4 comparam-se as relações E_{cij}/E_{ci} dos concretos de cada grupo e a média das relações dos concretos de cada grupo e de todos os concretos com a equação 2.12 do CEB-FIP MC90. Em geral, para as idades menores que 28 dias, os valores estimados de E_{cij}/E_{ci} são maiores que os encontrados nos concretos ensaiados. Para as maiores idades, verifica-se tendência de ocorrer o contrário.

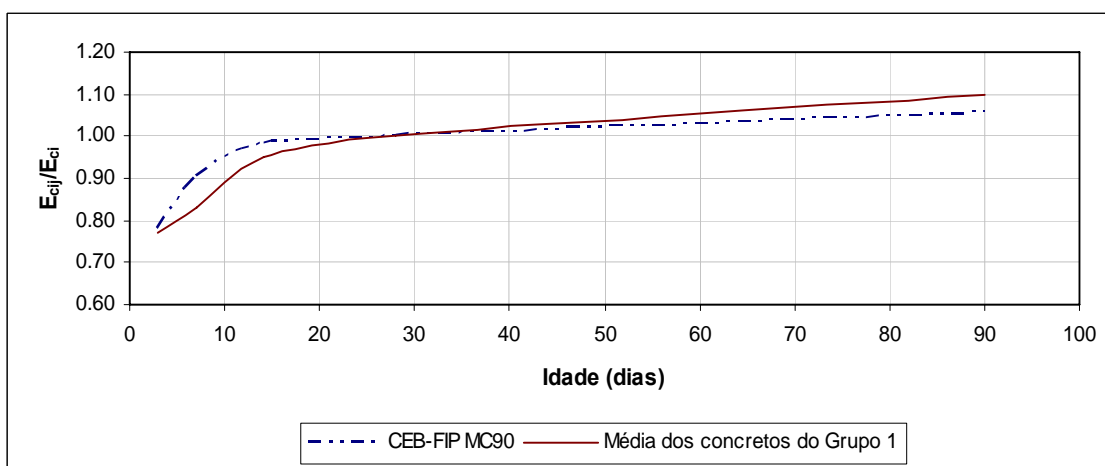
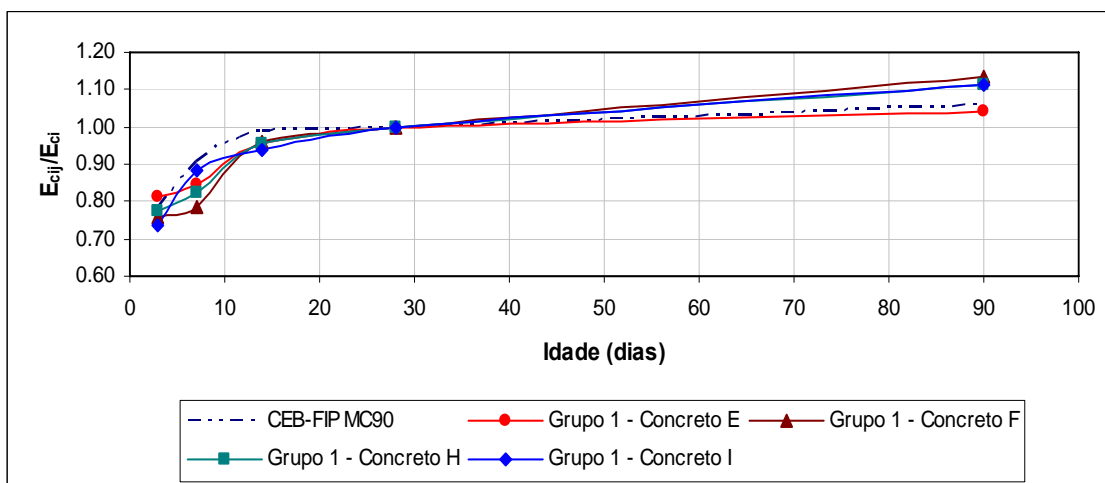


Figura 4.4 - Relação E_{cij}/E_{ci} em função da idade (continua).

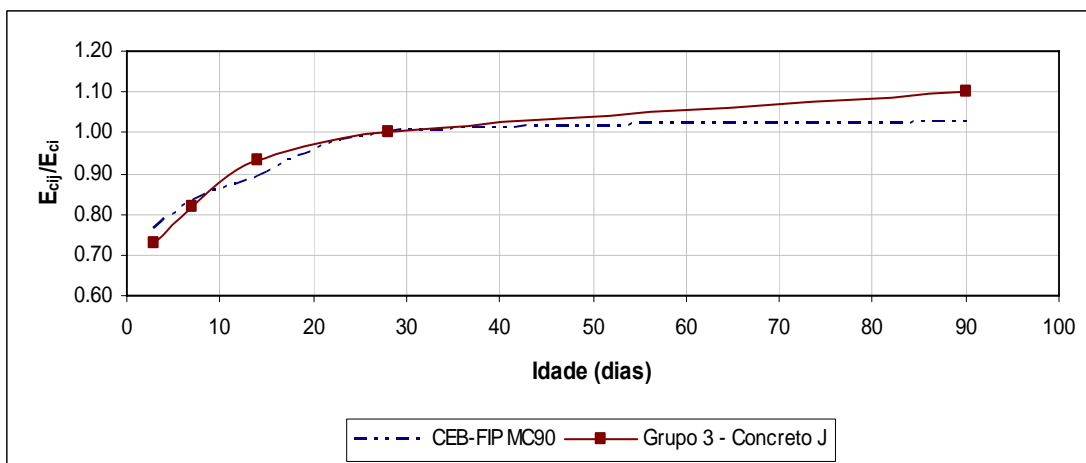
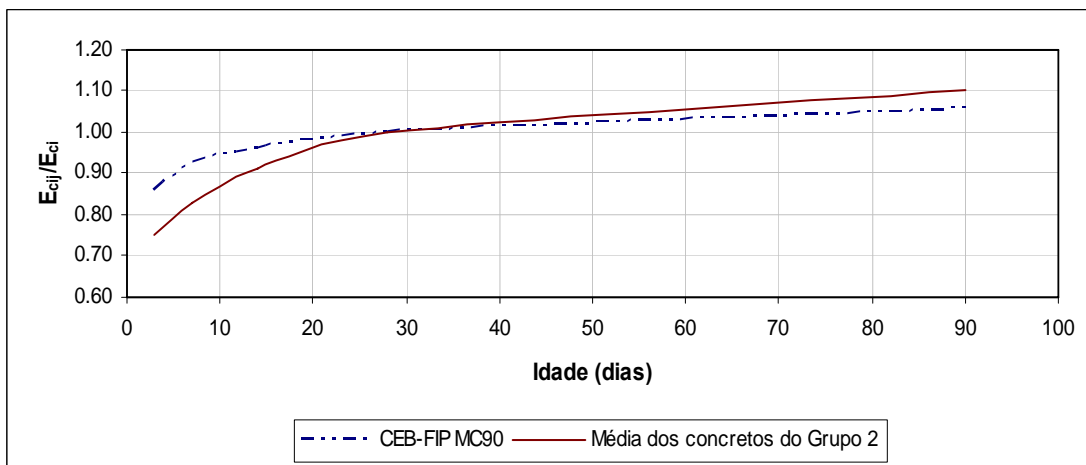
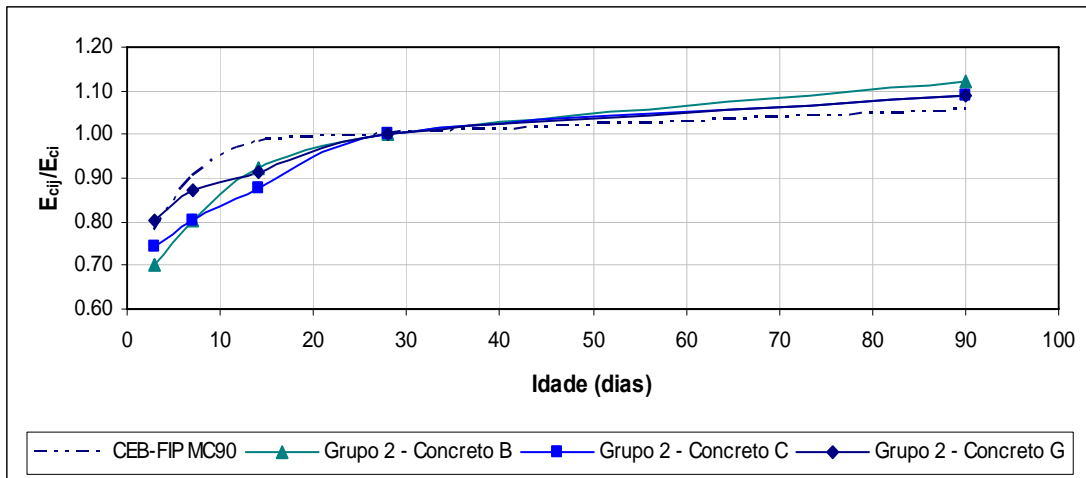


Figura 4.4 - Relação E_{cij}/E_{ci} em função da idade (continua).

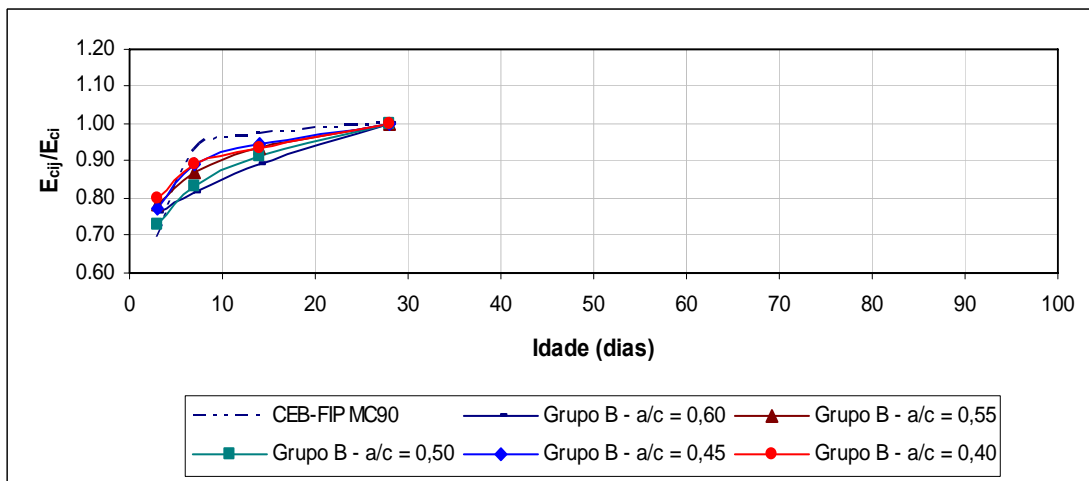
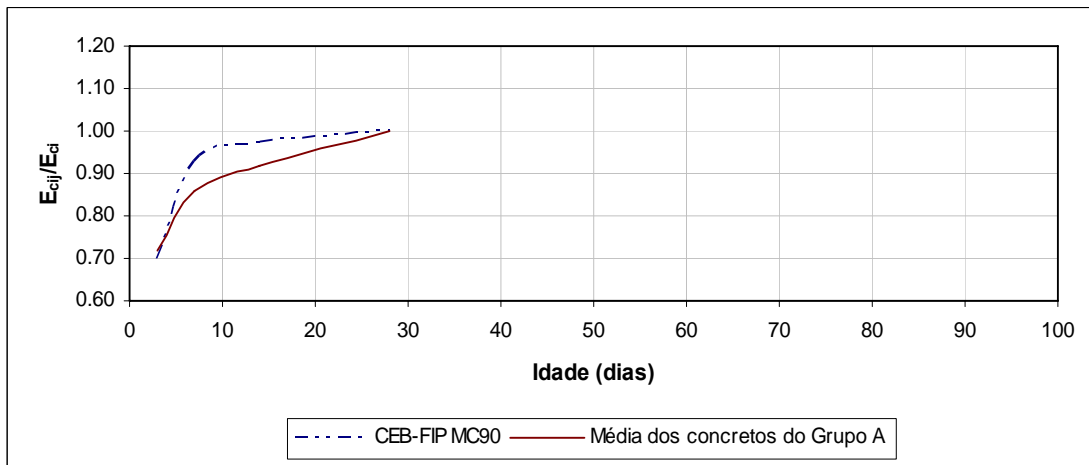
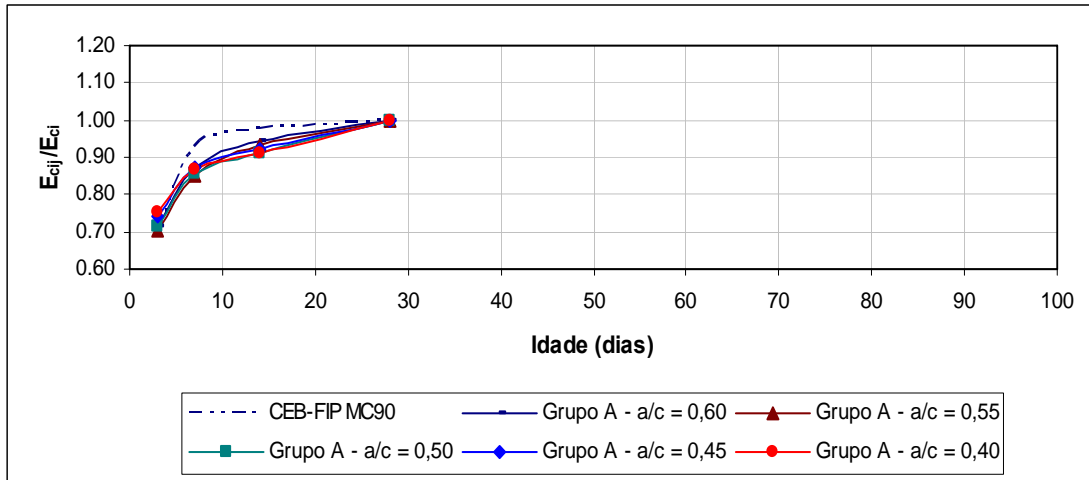


Figura 4.4 - Relação E_{cij}/E_{ci} em função da idade (continua).

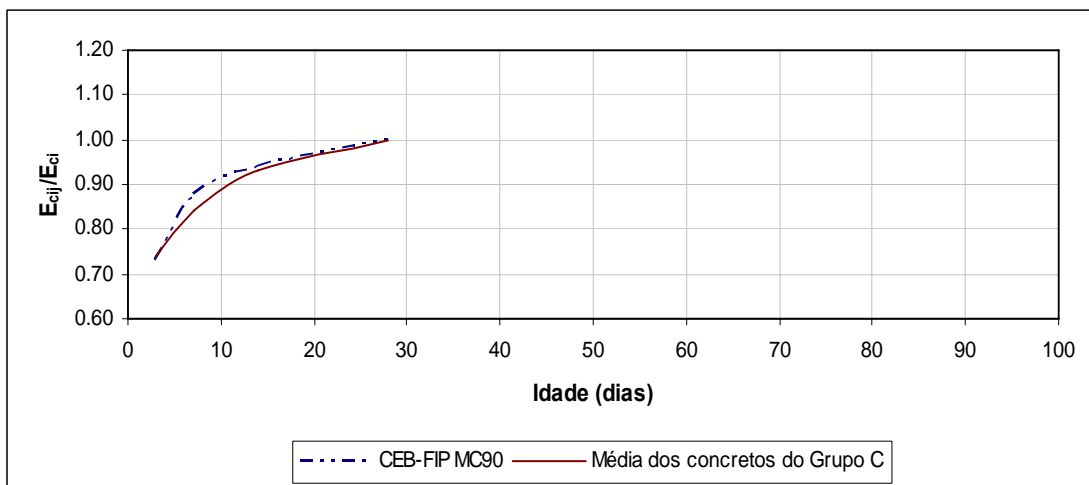
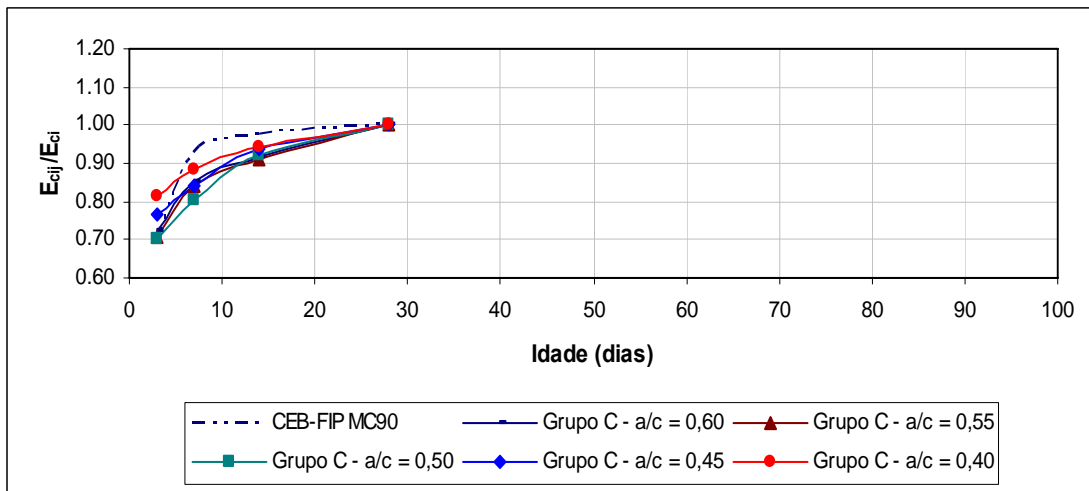
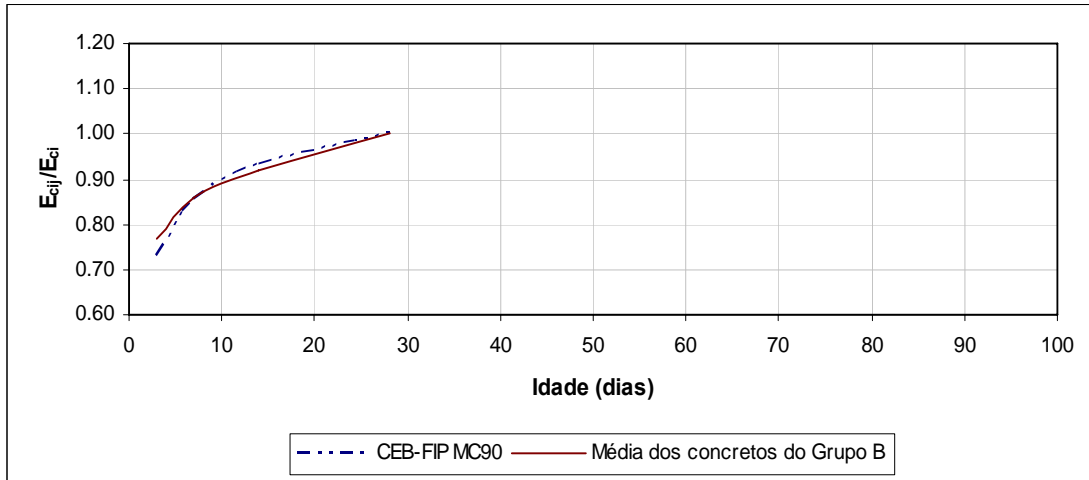


Figura 4.4 - Relação E_{cij}/E_{ci} em função da idade (continua).

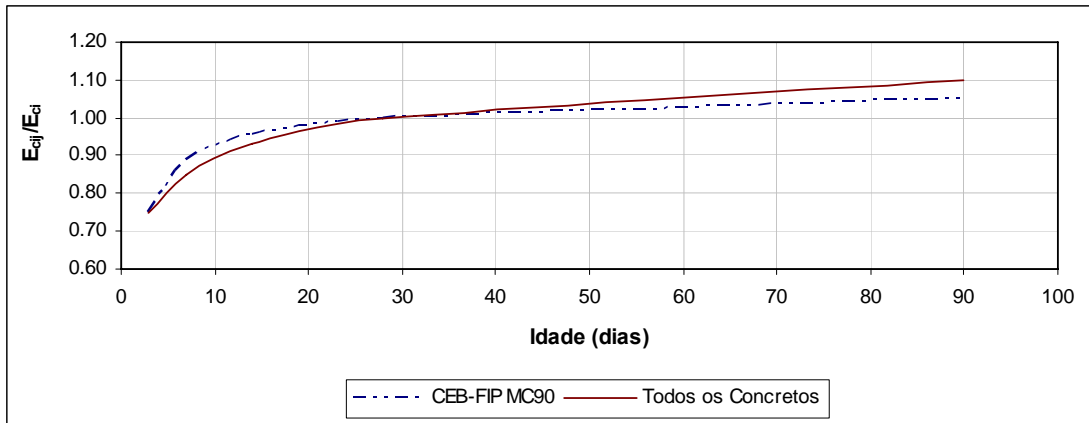


Figura 4.4 - Relação E_{cij}/E_{ci} em função da idade (continuação).

4.6 CONCRETO DE OBRA e CONCRETO DE LABORATÓRIO

Na Figura 4.5 compara-se a evolução da resistência à compressão de concretos produzidos pela mesma concreteira que apresentaram valores de f_{cm} próximos, sendo dois feitos na usina e fornecidos para obras e o outro feito em laboratório. Nela observa-se uma acentuada diferença entre as resistências apenas para a idade de 3 dias.

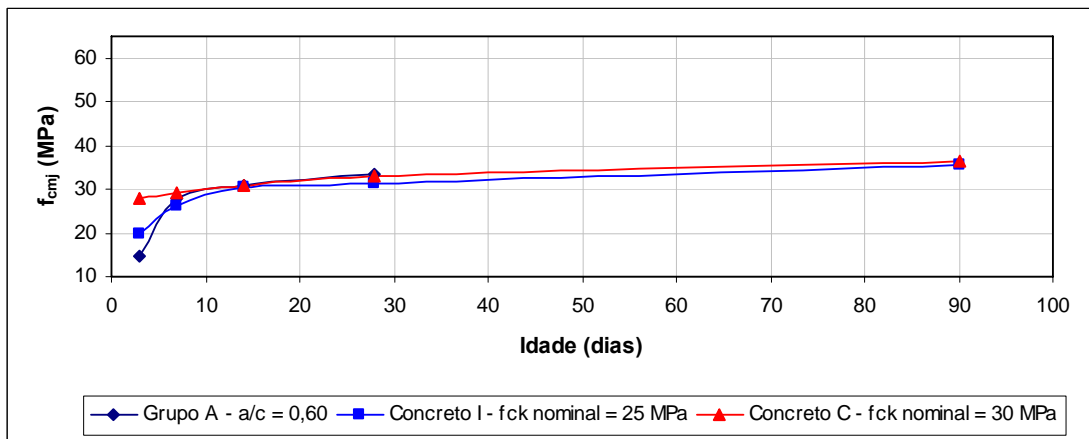


Figura 4.5 - Evolução da resistência à compressão com a idade para concretos da mesma concreteira.

4.7 RELAÇÃO E_{cs}/E_{ci}

A partir da expressão ajustada aos pontos da curva tensão-deformação dos concretos do grupo A, foi determinado o módulo secante correspondente à tensão de $0,4 f_c$ e o módulo tangente inicial, e feita a relação entre o módulo secante e o módulo tangente inicial encontrados no mesmo corpo de prova. Na Tabela 4.1 são apresentados os valores encontrados, bem como o módulo de elasticidade tangente inicial relativo a esse corpo de prova obtido a partir do ensaio padronizado com medições de deformação feitas com o extensômetro mecânico. A relação E_{cs}/E_{ci} média de todos os concretos foi de 0,90.

Tabela 4.1 - Valores de E_{cs} e E_{ci} obtidos a partir da curva tensão-deformação ajustada.

Identificação	E_{cs}	E_{ci}	E_{cs}/E_{ci}
Grupo A - $a/c = 0,60$	22,8	25,5 (26,0)	0,89
Grupo A - $a/c = 0,55$	24,3	27,7 (27,5)	0,88
Grupo A - $a/c = 0,50$	25,0	27,6 (28,0)	0,91
Grupo A - $a/c = 0,45$	25,7	28,7 (30,0)	0,90
Grupo A - $a/c = 0,40$	27,5	29,8 (31,7)	0,92

() valores de E_{ci} obtidos de ensaio padronizado

4.8 RELAÇÃO ENTRE f_{cmj} e A/C

A NBR 6118:03 estabelece, no item 7.4.2, que ensaios comprobatórios de desempenho da durabilidade da estrutura frente ao tipo de nível de agressividade previsto em projeto devem estabelecer os parâmetros mínimos da qualidade do concreto a serem atendidos. Na falta destes e devido à existência de uma forte correspondência entre a relação água-cimento, a resistência à compressão do concreto e sua durabilidade, permite-se adotar os requisitos mínimos expressos na Tabela 4.2.

Em termos de macroclima, no Rio de Janeiro, em geral as estruturas se situam em ambientes de classe de agressividade II (moderada) ou III (forte).

Tabela 4.2 - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto, NBR 6118:2003.

Concreto	Tipo	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água-cimento em massa	Concreto Armado	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	Concreto Protendido	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe do concreto (NBR 8953)	Concreto Armado	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	Concreto Protendido	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

A Figura 4.6 apresenta as relações entre f_{cmj} e a/c para a idade de 28 dias. Com os cinco pontos experimentais de cada grupo, foi feita uma regressão para determinar a equação que melhor representa essa relação.

Para o grupo A, obteve-se a equação: $f_{cm} = -41,928 \times \ln\left(\frac{a}{c}\right) + 10,891$, com $r^2 = 0,9769$, para o grupo B, $f_{cm} = -54,346 \times \ln\left(\frac{a}{c}\right) + 12,317$, com $r^2 = 0,9867$ e para o grupo C, $f_{cm} = -51,578 \times \ln\left(\frac{a}{c}\right) + 10,824$, com $r^2 = 0,9700$.

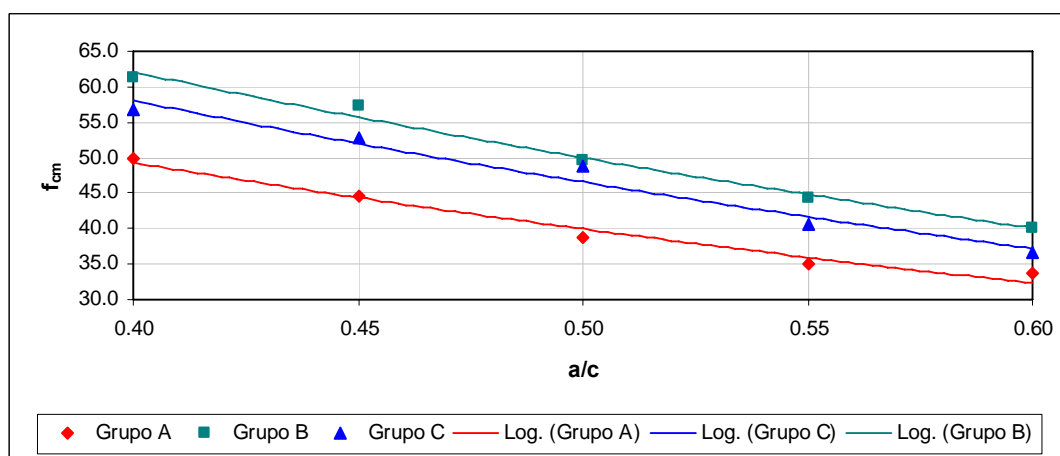


Figura 4.6 – Relação entre f_{cm} e a/c .

A partir das expressões acima relacionou-se f_{ck} a a/c , admitindo $f_{ck} = 0,835f_{cm}$ (ver Figura 4.7). Conforme a Tabela 4.2, para as classes de agressividade II e III, os valores máximos de a/c e os mínimos de f_{ck} do concreto de estruturas de concreto armado são 0,60 e 0,55 e 25 MPa e 30 MPa, respectivamente. Vê-se na Figura 4.7 que, ao se especificar apenas esses valores de f_{ck} , os limites de a/c não são atendidos.

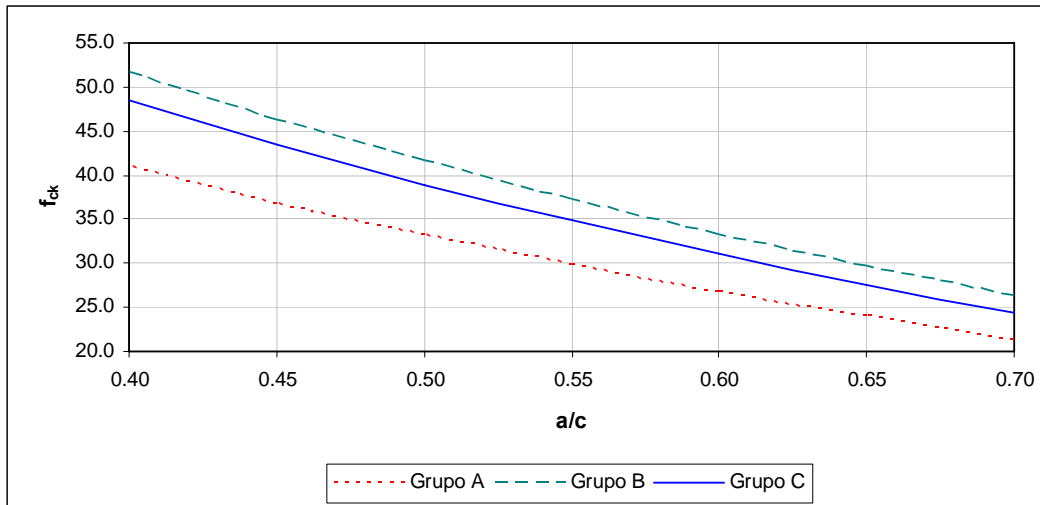


Figura 4.7 - Relação entre f_{ck} e a/c.

4.9 RELAÇÃO f_{cmj}/f_{cm} e E_{cij}/E_{ci} .

Na Figura 4.8 mostram-se os valores médios das relações f_{cmj}/f_{cm} e E_{cij}/E_{ci} de todos os concretos ensaiados em função da idade. Ela mostra que, nas primeiras idades, tem-se E_{cij}/E_{ci} significativamente maior que f_{cmj}/f_{cm} .

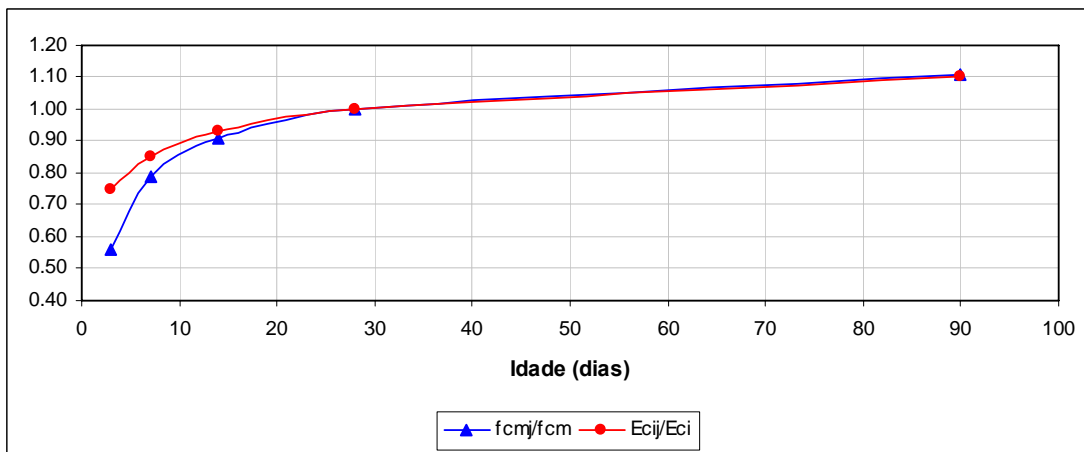


Figura 4.8 – Comparação da evolução de f_{cmj}/f_{cm} com E_{cij}/E_{ci} para todos os concretos.

4.10 RELAÇÃO ENTRE E_{cij} E f_{cmj}

Na NBR 6118:2003, em seu item 8.2.8, é dito que, se não forem feitos ensaios e não existirem dados mais precisos sobre o concreto usado na idade de 28 dias, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade usando a expressão:

$$E_{ci} = 5600 f_{ck}^{0,5} \quad (4.1)$$

Consta também nesse item que, para uma idade $j \geq 7$ dias, E_{ci} pode também ser avaliado com essa expressão, substituindo-se f_{ck} por f_{ckj} . Tendo em vista a conclusão de SHEHATA e GASPARELO (1999) de que a mesma expressão pode ser aplicada para concretos com $j \geq 3$ dias, essa equação foi utilizada para a idade de 3 dias na análise feita a seguir.

Na Figura 4.9 compara-se a relação entre módulo de elasticidade e resistência à compressão estimada segundo a expressão (4.1), fazendo-se $f_{ckj} = 0,835f_{cmj}$, com os dados experimentais de cada grupo de concretos.

Utilizou-se o programa de computador de análise estatística “R ” para verificar que expressão do tipo $E_{cij} = \alpha f_{cm}^{\beta}$ se ajustaria melhor aos dados experimentais e verificou-se que β ficava próximo de $1/2$. Constatou-se ainda que, considerando-se os grupos isoladamente ou todos os concretos, $\beta = 1/2$ levava a melhor ajuste do que $\beta = 1/3$.

As expressões ajustadas, que estão na Tabela 4.3, encontram-se representadas na Figura 4.9, bem como o intervalo de confiança de 95 % relativo às mesmas. Para o conjunto de todos os concretos, é dada também a expressão da forma $E_{cij} = \alpha f_{cm}^{1/3}$ (Figura 4.10).

Tabela 4.3 - Equações ajustadas aos dados experimentais de f_{cmj} e E_{cij} .

Concretos	Equação ajustada	r^2	Número da equação
Grupo 1	$E_{cij} = 4,56 f_{cmj}^{0,5}$	0,50	4.2
Grupo 2	$E_{cij} = 4,66 f_{cmj}^{0,5}$	0,65	4.3
Grupo 3	$E_{cij} = 4,65 f_{cmj}^{0,5}$	0,93	4.4
Grupo A	$E_{cij} = 4,40 f_{cmj}^{0,5}$	0,91	4.5
Grupo B	$E_{cij} = 4,71 f_{cmj}^{0,5}$	0,90	4.6
Grupo C	$E_{cij} = 4,42 f_{cmj}^{0,5}$	0,96	4.7
Fase 1	$E_{cij} = 4,61 f_{cmj}^{0,5}$	0,69	4.8
Fase 2	$E_{cij} = 4,52 f_{cmj}^{0,5}$	0,89	4.19
Todos os concretos	$E_{cij} = 4,55 f_{cmj}^{0,5}$	0,82	4.10
Todos os concretos	$E_{cij} = 8,23 f_{cmj}^{1/3}$	0,76	4.11
Todos os concretos j ≥ 7 dias	$E_{cij} = 4,54 f_{cmj}^{0,5}$	0,77	4.12
Todos os concretos j ≥ 7 dias	$E_{cij} = 8,31 f_{cmj}^{1/3}$	0,69	4.13
Todos os concretos abatimento ≥ 90 mm	$E_{cij} = 4,48 f_{cmj}^{0,5}$	0,81	4.14

A análise dessas expressões leva à conclusão de que uma única expressão pode ser adotada para avaliar E_{cij} a partir de f_{cmj} . Os gráficos da Figura 4.9, por outro lado, indicam que a expressão da NBR 6118:2003 superestima o valor de E_{cij} dos concretos usinados do Rio de Janeiro com características semelhantes às dos concretos estudados.

Não tendo havido diferença significativa entre as expressões encontradas para os concretos das fases 1 e 2, acredita-se que as correções feitas nos valores de E_{ci} determinados a partir das deformações medidas com o “compressômetro” foram satisfatórias.

Foi feita a tentativa de desconsiderar os dados referentes à idade de 3 dias, não tendo-se encontrado diferenças relevantes entre as novas expressões e as determinadas anteriormente. As expressões encontradas para representar os dados relativos às idades $j \geq 7$ dias são também apresentados na Tabela 4.3, e sua comparação com os resultados experimentais pode ser vista também na Figura 4.9.

Por fim, desconsideraram-se os dados referentes a concretos com abatimento de tronco de cone menores que 90 mm, não tendo-se também encontrado expressão muito diferente da relativa a todos os concretos.

Na Figura 4.10 confrontam-se as expressões com $\beta = 1/2$ e $\beta = 1/3$. Ela mostra que a com $\beta = 1/3$ tende a superavaliar E_{ci} dos concretos com menor resistência e subavaliar essa propriedade dos concretos com maior resistência.

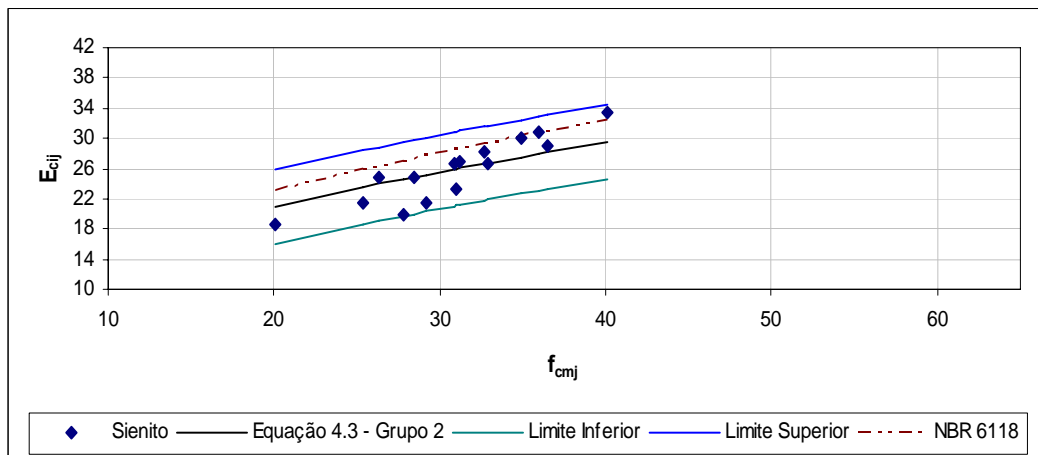
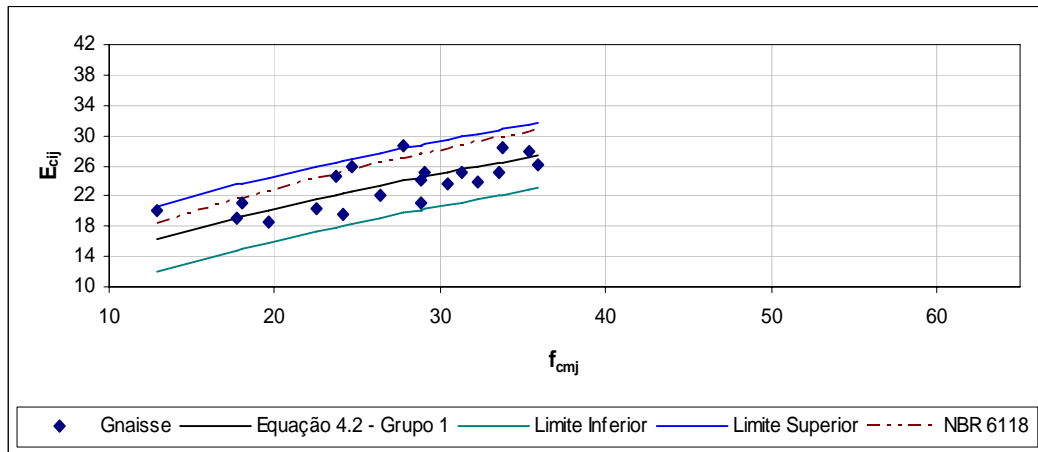


Figura 4.9 - Relação entre E_{cij} e f_{cmj} dos concretos (continua).

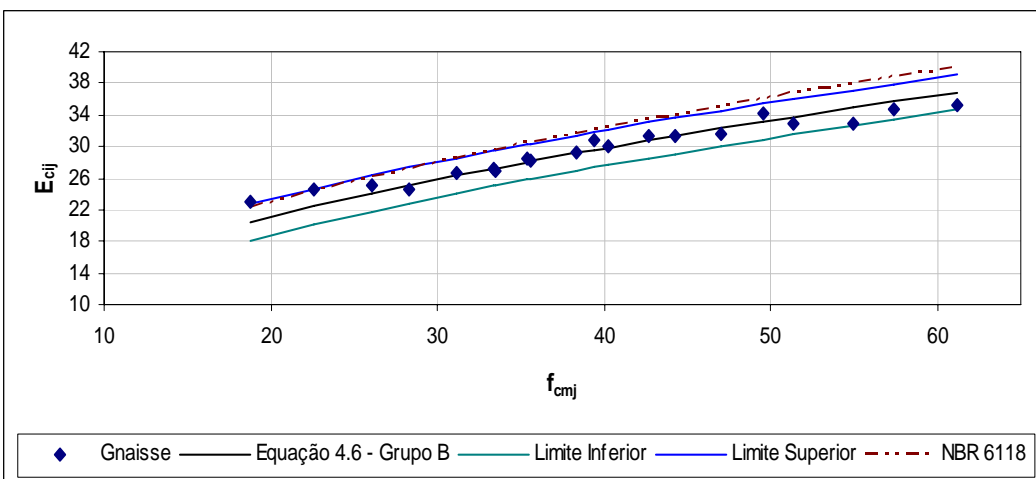
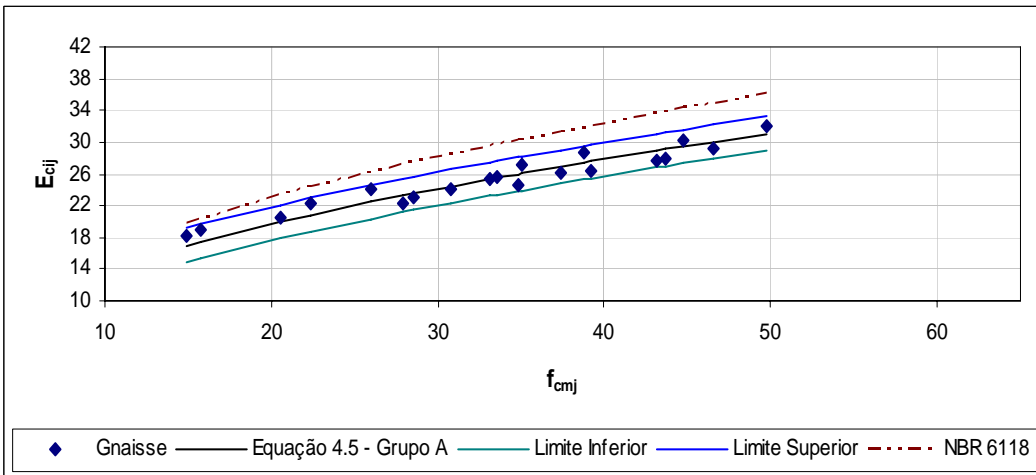
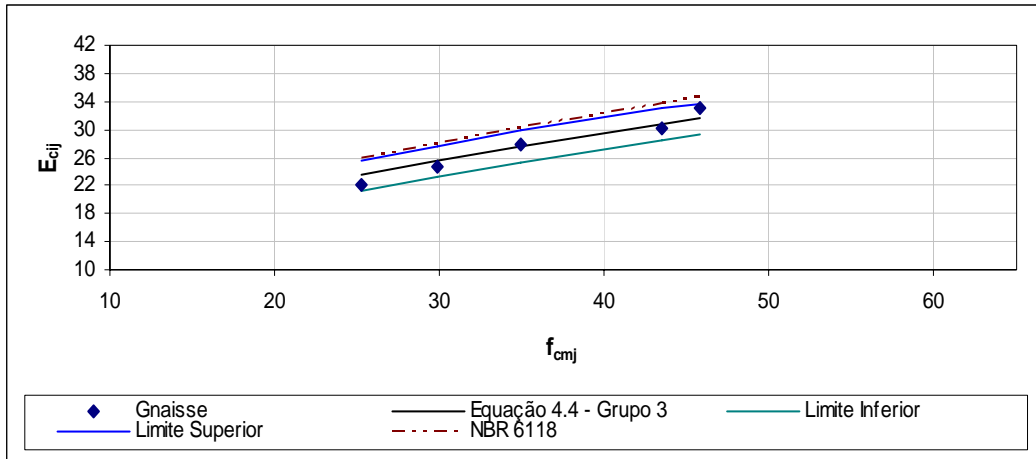


Figura 4.9 - Relação entre E_{cij} e f_{cmj} dos concretos (continua)

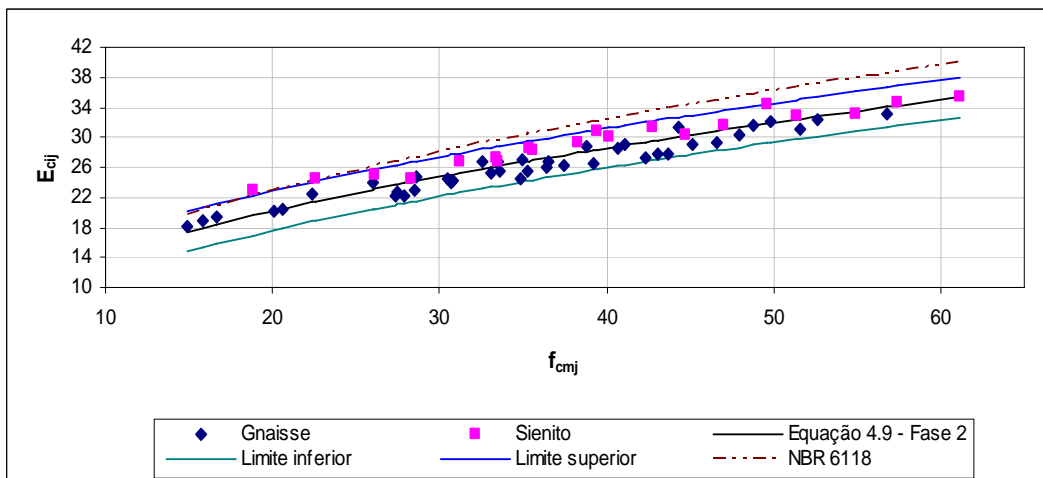
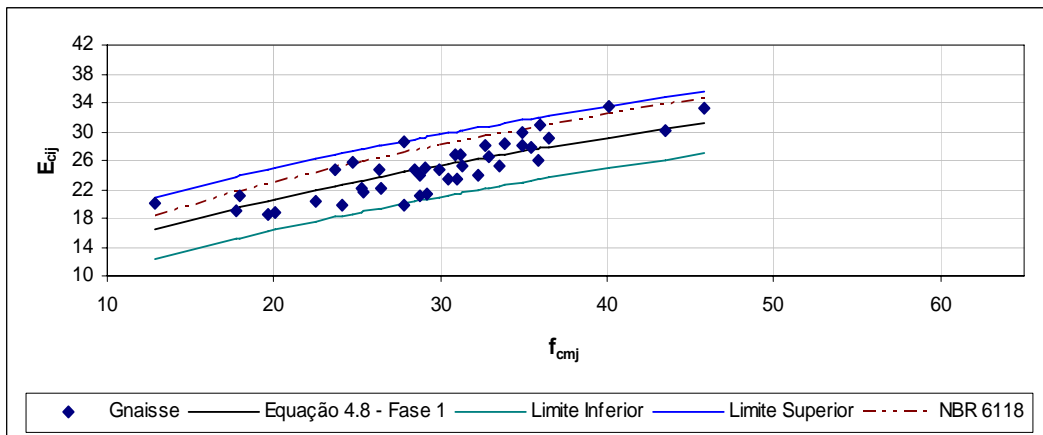
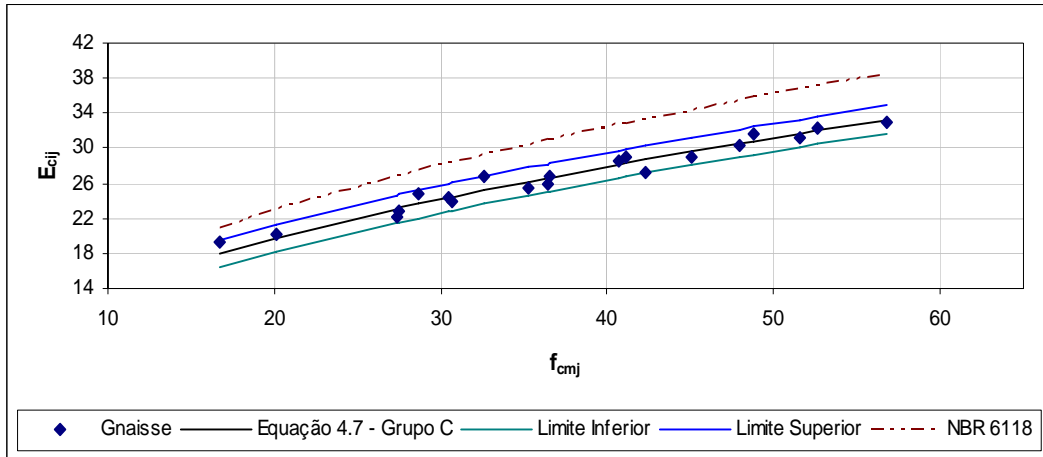


Figura 4.9- Relação entre E_{cij} e f_{cmj} dos concretos (continua)

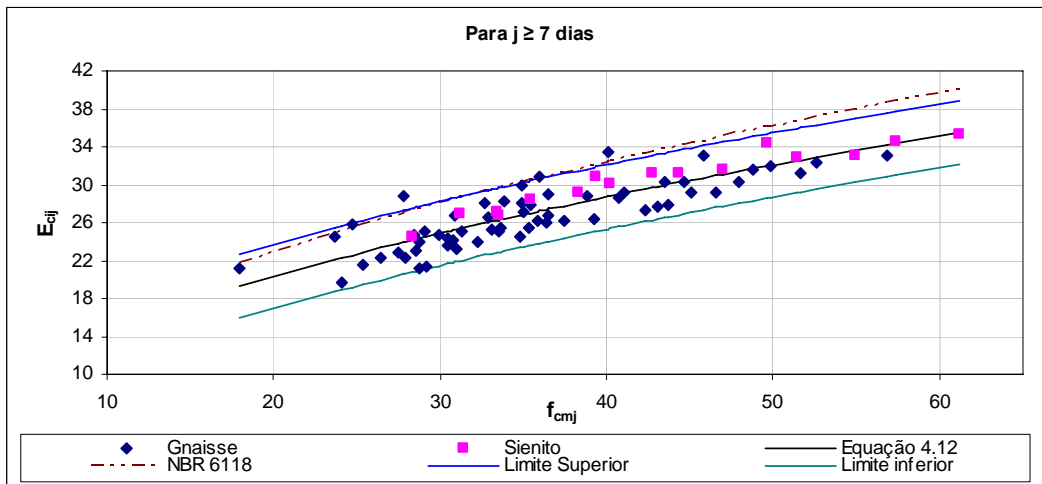
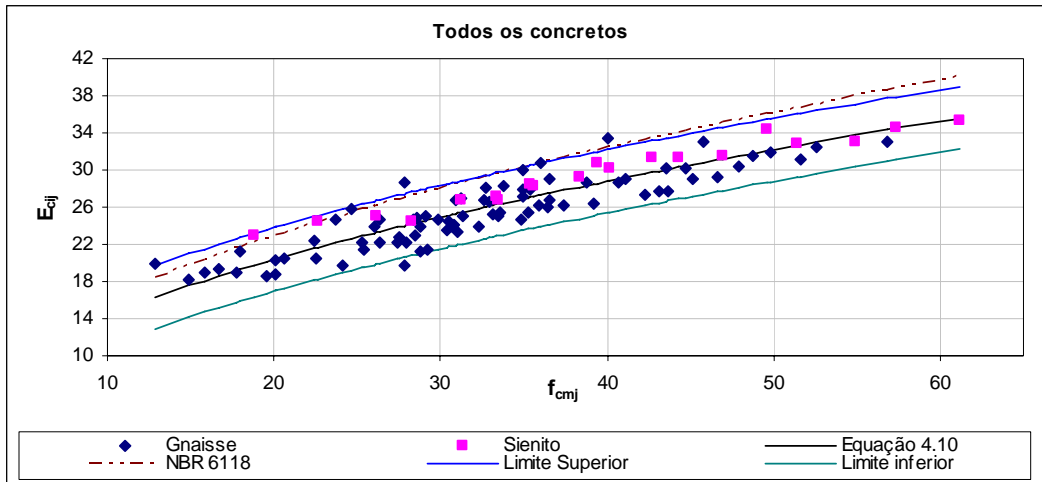


Figura 4.9 - Relação entre E_{cij} e f_{cmj} dos concretos (continuação).

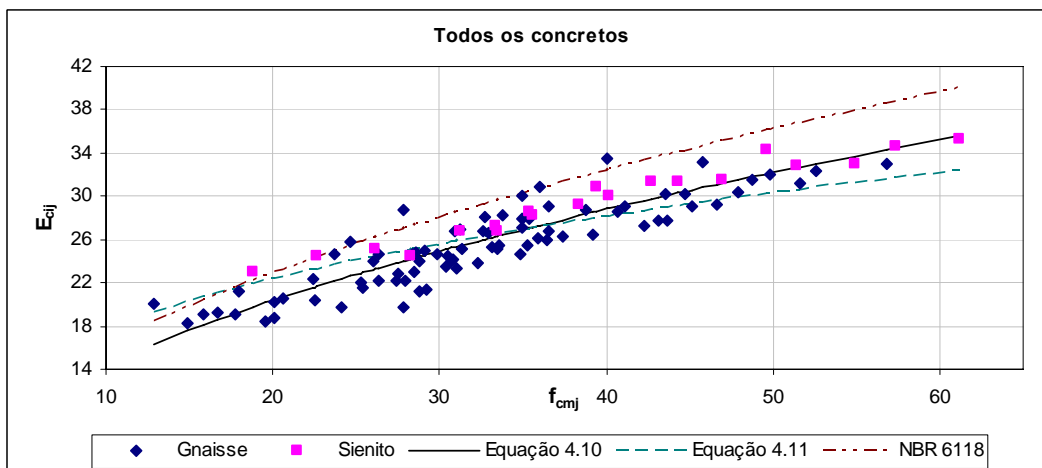


Figura 4.10 - Comparação entre as expressões ajustadas com $\beta = 1/2$ e $\beta = 1/3$ (continua).

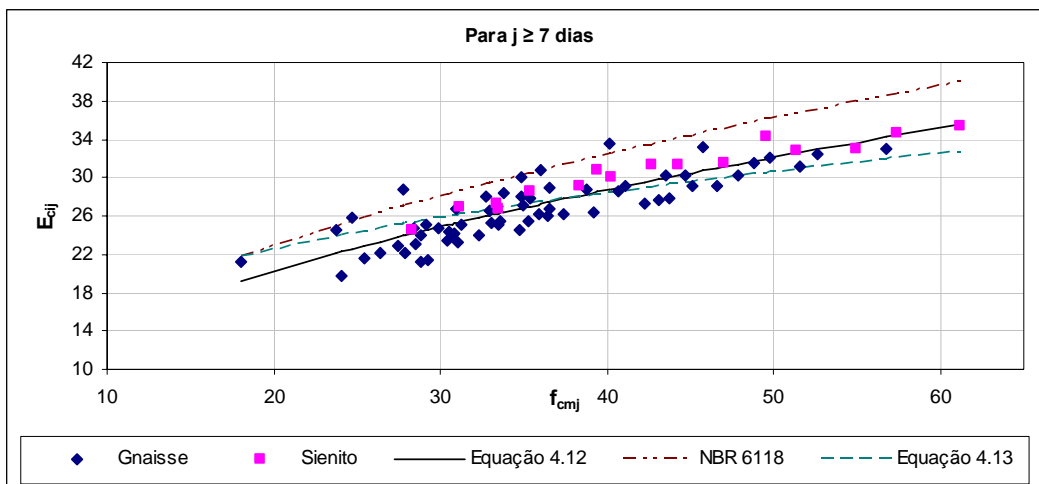


Figura 4.10 - Comparação entre as expressões ajustadas com $\beta = 1/2$ e $\beta = 1/3$ (continua).

Levando em conta o intervalo de confiança de 95%, a expressão 4.12 pode ser escrita na forma: $E_{cij} = 4,55 f_{cmj}^{0,5} \pm 3,42$, com f_{cmj} em MPa e E_{cij} em GPa.

A Figura 4.11 compara os valores da equação ajustada para todos os concretos (4.12) com a equação proposta por TIZATO e SHEHATA (1987) obtida a partir dos resultados de ensaios de concretos de diferentes traços, relação água-cimento entre 0,45 e 0,75, resistência à compressão entre 18 a 45 MPa ensaiados na COPPE, $E_{cij} = 4,25 f_{cmj}$. A equação 4.2 leva a valores de E_{cij} 7% maiores que os obtidos com a expressão de TIZATO e SHEHATA (1987).

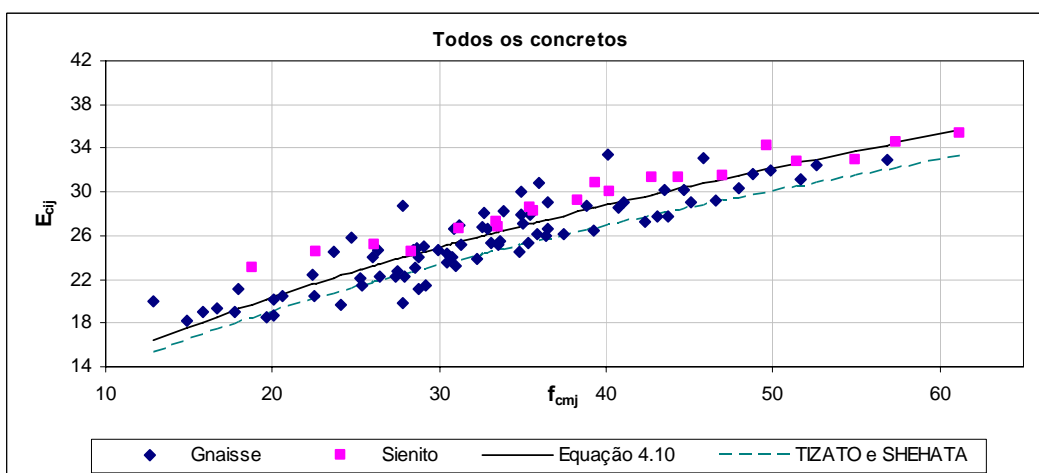


Figura 4.11 – Comparação entre a equação 4.12 e a de TIZATO e SHEHATA (1987).

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Além da revisão bibliográfica, este trabalho apresenta os resultados de programa experimental que envolveu 23 tipos de concretos produzidos por 5 concreteiras diferentes do Rio de Janeiro. Procurou-se abranger concreteiras que detinham significativa parcela do mercado de concreto do Rio de Janeiro e concretos com resistências à compressão variadas dentro de faixa de uso mais comum e agregados graúdos típicos das pedreiras do Rio de Janeiro. Realizaram-se 400 ensaios de resistência à compressão e 200 ensaios de módulo de elasticidade.

Constatou-se que as deformações medidas empregando um “compressômetro” eram sistematicamente menores que as medidas com extensômetros elétricos de resistência, tendo-se uma relação entre elas variando de 0,77 a 0,83.

Os maiores valores da resistência à compressão e do módulo de elasticidade tangente inicial foram encontrados para os concretos com agregados graúdos de sienito. Porém, as diferenças encontradas entre o módulo de elasticidade dos concretos com agregado graúdo de sienito e o com agregado graúdo de gnaïsse não foram significativas, levando em consideração o módulo de elasticidade das rochas mãe que é de aproximadamente, $E_{\text{sienito}} = 60 \text{ GPa}$ e $E_{\text{gnaïsse}} = 40 \text{ GPa}$, segundo GONÇALVES (1996). A relação $f_{\text{cmj}}/f_{\text{cm}}$ para as idades de 3, 7, 14 e 90 dias teve os valores médios de: 0,56, 0,79, 0,91 e 1,11, respectivamente. Para idades menores que 28 dias, estas relações são maiores que as estimadas segundo expressão da NBR 6118, mas para idades maiores que 28 dias a situação se inverte. A relação $E_{\text{cij}}/E_{\text{ci}}$, para essas mesmas idades, teve os valores médios de: 0,75, 0,85, 0,93 e 1,10. Estes valores, para idades menores que 28 dias, são menores que os estimados usando expressão do CEB-FIP MC90, e maior para a idade de 90 dias. Para a idade de 3 dias, tem-se valores de $E_{\text{cij}}/E_{\text{ci}}$ sensivelmente menores que os de $f_{\text{cmj}}/f_{\text{cm}}$.

A maior parte da região metropolitana do Rio de Janeiro corresponde a uma classe de agressividade ambiental II ou III. Para estas classes de agressividade, segundo a NBR 6118:2003, para estruturas de concreto armado devem ser usados concretos com relação água-cimento menor ou igual a 0,60 e 0,50 e resistência à compressão característica maior ou igual que 25 MPa e 30 MPa, respectivamente. O valor de f_{ck} do

concreto estrutural atualmente mais especificado na região metropolitana do Rio de Janeiro é 25 MPa, sendo que nas regiões próximas ao mar tende-se a usar 30 MPa. Ou seja, em geral, adota-se o menor valor de f_{ck} prescrito pela NBR 6118:2003 o que, em geral, leva ao não atendimento da condição de relação água-cimento máxima. Segundo informações da ABESC, apud SHEHATA e VIEIRA (2004), na época da realização desta pesquisa, 55% dos concretos fornecidos por concreteiras do Rio de Janeiro tinham f_{ck} de 25 MPa e 30 MPa e apenas 11% tinham f_{ck} maior que 30 MPa.

Mesmo que o projetista especifique relação água-cimento máxima e módulo de elasticidade mínimo, costuma-se encomendar concreto às concreteiras apenas pelo valor de f_{ck} . Se forem estipulados os valores de a/c e E_{ci} , o preço do concreto é maior pois não há coerência entre as características estabelecidas e, para atender a/c e E_{ci} , o valor de f_{ck} tem que ser maior que o solicitado.

A expressão proposta pela NBR 6118:2003 para avaliação do módulo de elasticidade tangente inicial em função da resistência à compressão superestima o valor do módulo dos concretos produzidos no Rio de Janeiro. Segundo o estudo realizado, a expressão

$$E_{cij} = 4,55 f_{cmj}^{0,5} \pm 3,42$$

ou em função de $f_{ck} = 0,835 f_{cm}$,

$$E_{ci} = 5,0 f_{ck}^{0,5} \pm 3,42, \text{ sendo } f_{ck} \text{ em MPa e } E_{ci} \text{ em GPa.}$$

representa melhor a relação entre a resistência à compressão e o módulo de elasticidade desses concretos e pode ser usada para $j \geq 3$ dias.

Como continuação do estudo realizado, sugere-se que:

- investigue-se que tipos de equipamentos estão sendo usados para determinação de E_{ci} e sua confiabilidade.
- sejam realizados ensaios de concretos com outros tipos de agregados e cimentos utilizados na cidade do Rio de Janeiro, bem como adições e aditivos.

- AITCIN, P. C., 1998, *High – Performance Concrete*, Quebec, Canada, E & FN spon.
- American Concrete Institute, “*Building Code Requirements for Structural Concrete – ACI 318 – 02 – and commentary – ACI 318R – 02*”, Michigan.
- American Society for Testing and Materials, ASTM C 469, 1987, “Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson’s Ratio of Concrete in Compression”, Philadelphia.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 5739:1994, 1994, “Concreto – Ensaio de Compressão de Corpos de Prova Cilíndricos”, Rio de Janeiro-RJ.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 12655:1996, 1996, “Concreto – Preparo, Controle e Recebimento”, Rio de Janeiro-RJ.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 5738:2003, 2003, “Concreto – Procedimento para Moldagem e Cura de Corpos de Prova”, Rio de Janeiro-RJ.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR NM 33:1998, 1998, “Concreto Amostragem de Concreto Fresco”, Rio de Janeiro-RJ.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 5750:1992, 1992, “Amostragem de Concreto Fresco”, Rio de Janeiro-RJ.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6118:2003, 2004, “Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento”, Rio de Janeiro-RJ.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 8522:2003, 2004, “Concreto – Determinação dos Módulos Estáticos de Elasticidade e de Deformação e da Curva Tensão-Deformação”, Rio de Janeiro-RJ..
- BARBOSA, M. P.; et al, 1999, “*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.
- BARBOSA, M. P.; et al, 1999, “*Um estudo Experimental com Diferentes Tipos de Agregados Graúdos para a Verificação da Resistência Mecânica à compressão de Concreto de Elevado Desempenho*”, 41º Congresso Brasileiro de Concreto, IBRACON, Salvador-BA, agosto.
- BARBOSA, M. P.; SALVADOR FILHO, J. A. A., 2000, “*Investigação das Propriedades Mecânicas do Concreto de Alto Desempenho Submetido a Cura Térmica*”, 4º Simpósio Internacional de Estruturas, Geotecnia y Materiales de Construcción, Santa Claro, Cuba, Novembro.

- CARRASQUILLO, R. L., NILSON, A. H., SLATE, F.O., 1981, “*Properties of High Strength Concrete Subject to Short-Term Loads*”, ACI Journal, V. 78, May/June., p. 171-178.
- COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. 1993, “CEB-FIP Model Code 1990”. London, Thomas Telford.
- COUTINHO, A. S.; GONÇALVES, A., 1994, “Fabrico e Propriedades do Betão”, Vol III, LNEC, Lisboa, Portugal.
- DAL MOLIN, D. C. C., 1995 “Contribuição ao Estudo das Propriedades Mecânicas dos Concretos com e sem Adição de Microsílica”, Tese de Doutorado, Escola Politécnica, Departamento de Construção Civil, Universidade de São Paulo, São Paulo-SP, 286p.
- DJANIKIAN, João G.; TRINDADE, Odair A., 2001 “*Medida do Módulo de Elasticidade do Concreto in situ*”, 43º Congresso Brasileiro de Concreto, IBRACON, Foz do Iguaçu-PR, Agosto.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, PrEN 1991-1, 2001, “*Eurocode2: Design of Concrete Structures – Part 1,: General Rules and Rules for Buildings*”.
- EVANGELISTA, Ana C. J., 2002, “*Avaliação da Resistência do Concreto Usando Diferentes Ensaios Não Destrutivos*”, Tese de Doutorado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- FERRARI, A. A., FLOR, J. M., CALIXTO, J. M., 1996, “*Propriedades Mecânicas do Concreto de Alto Desempenho Fabricado com Diversos Materiais*”, Anais, International Congresso on High Performance Concrete and Performance and Quality of Concrete Structures, Florianópolis, Brasil, June, pp 15-26.
- 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.
- GENTLEMAN, R., IHAKAR., 2005, University of Auckland, “R-2.1.0 for windows” Disponível em < <http://gauss.est.ufpr.br/CRAN/bin/windows/base/>>. Acesso em: 05/04/2005.

- GOMES, P. C. C., SHEHATA, L. C. D., ALMEIDA, I. R., 1995, “Estudo Comparativo de Materiais para Produção de Concretos de Alta Resistência”, Anais, 37ª Reibrac – Instituto Brasileiro do Concreto, Goiânia-GO, Julho, pp 401-413.
- GONCALVES, J. R., ALMEIDA, I.R., SHEHATA, L. C. D., 1994, “Influência do Tipo de Agregado Graúdo nas Propriedades do Concreto de Alta Resistência”, Anais, 36ª Reibrac – Instituto Brasileiro do Concreto, Porto Alegre-RS, Setembro, pp. 339-352.
- HELENE, Paulo R. L., 1998, “*Estudo da Variação do Módulo de Elasticidade do Concreto com a Composição e Características do Concreto Fresco e Endurecido.*”, Relatório EPUSP, São Paulo-SP, Janeiro.
- HELENE, Paulo R. L., 2002, “*Estudo da Influência do MetacaulimHP como Adição de Alta Eficiência em Concretos de Cimento Portland*”, Relatório EPUSP, São Paulo-SP, Outubro.
- NEVILLE, A. M.; 1997, *Propriedades do concreto*, tradução Salvador E. Giammusso, ed. 2ª, São Paulo-SP, PINI.
- NILSON, Arthur H., 1978, *Design of Prestressed Concrete*. United States of America, John Wiley & Sons.
- METHA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M., 1993, *Structure, Properties, and Materials*, Second Edition, Prentice-Hall International, New Jersey.
- 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.
- 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 nº 12, São Paulo-SP, Abril.
- SHEHATA, L. C. D.; GASPARELO, M. M., 1999 “*Propriedades do Concreto e a Nova NBR 6118*”, V Semana de Engenharia e III Seminário Fluminense de Engenharia, Universidade Federal Fluminense, Niterói-RJ.
- SHEHATA, L. C. D., VIEIRA, J., 2004, “*Nova NBR 6118. O que Muda na Minha Obra?*”, ENECE 2004 – Tendências da Engenharia Estrutural Pós NBR 6118:2003, São Paulo – SP.

- SILVA, E. F., 1997, “Concreto de Alto Desempenho: Estudo de Propriedades Mecânicas”, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, 166p.
- SILVEIRA, R. L. Et al, 1999, “*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, pp. 655-670.
- STURRUP, V. R., VECCHIO, F. J., CARATIN, H., 1984, “ Pulse Velocity as a Measure of Concrete Compressive Strength”, Organizing Committee International Conference on In Situ/Nondestructive Testing of Concrete, Ottawa, Canada, October.
- TIZATO, V., SHEHATA, L. C. D., 1987, “*Módulo de Deformação Longitudinal do Concreto.*”, XXIV Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Junho.
- VANDERLAI, R. D.; GIONGO, J. S., 2000 “ *Análise de Característica Mecânicas do Concreto de Alta Resistência*”, IV Simpósio EPUSP Sobre Estruturas de Concreto, São Paulo-SP.