

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS  
ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL  
CURSO DE MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL**

**DANILO GOMES MARTINS**

**INFLUÊNCIA DO TAMANHO DO CORPO DE PROVA NOS RESULTADOS DE  
ENSAIOS DE MÓDULO DE DEFORMAÇÃO E RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E  
SUAS CORRELAÇÕES PARA CONCRETOS PRODUZIDOS EM GOIÂNIA - GO**

Goiânia - GO

2008

# **Livros Grátis**

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

**DANILO GOMES MARTINS**

**INFLUÊNCIA DO TAMANHO DO CORPO DE PROVA NOS RESULTADOS DE  
ENSAIOS DE MÓDULO DE DEFORMAÇÃO E RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E  
SUAS CORRELAÇÕES PARA CONCRETOS PRODUZIDOS EM GOIÂNIA - GO**

Dissertação apresentada ao Curso de  
Mestrado em Engenharia Civil da  
Universidade Federal de Goiás para  
obtenção do título de Mestre em  
Engenharia Civil

**Área de Concentração:**

Estruturas e Materiais

**Orientador:**

Prof. Dr. André Luiz Bortolacci Geyer


Goiânia - GO

2008

DANILO GOMES MARTINS

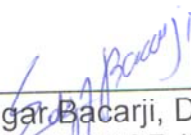
INFLUÊNCIA DO TAMANHO DO CORPO DE PROVA NOS RESULTADOS DE  
ENSAIOS DE MÓDULO DE DEFORMAÇÃO E RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E  
SUAS CORRELAÇÕES PARA CONCRETOS PRODUZIDOS EM GOIÂNIA - GO

Dissertação defendida no Curso de Mestrado em Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, e aprovada em 03 de Outubro de 2008, pela Banca Examinadora constituída pelos seguintes professores:



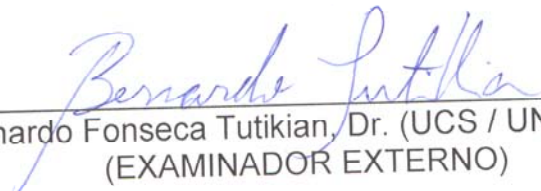
---

André Luiz Bortolacci Geyer, Dr. (UFG)  
(ORIENTADOR)



---

Edgar Bacarji, Dr. (UFG)  
(EXAMINADOR INTERNO)



---

Bernardo Fonseca Tutikian, Dr. (UCS / UNISINOS)  
(EXAMINADOR EXTERNO)

**Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)**  
**(GPT/BC/UFG)**

Martins, Danilo Gomes.  
M379i Influência do tamanho do corpo de prova nos resultados de ensaios de módulo de deformação e resistência à compressão e suas correlações para concretos produzidos em Goiânia-GO [manuscrito] / Danilo Gomes Martins. – 2008.  
xviii, 112 f.: il., figs., tabs.

Orientador: Prof.Dr. André Luiz Bortolacci Geyer.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, 2008.

Bibliografia: f.99-105.  
Inclui listas de figuras e de tabelas.

1. Concreto –Produção - Goiânia 2. Concreto – Tamanho do corpo de prova 3. Concreto – Módulo de deformação 4. Concreto – Resistência à compressão 5. Concreto – Análise estatística I. Geyer, André Luiz Bortolacci. II. Universidade Federal de Goiás, **Escola de Engenharia Civil** III. Título.

CDU: 624.012.45/.46(817.3)

*À Deus pelo cumprimento  
de todas as promessas de  
sucesso em minha vida.*

*Ao Vítor, razão da minha  
vida, e o maior incentivador  
de todos.*

## AGRADECIMENTOS

À minha esposa Mariana pela renúncia, pelas palavras de apoio e otimismo, enfim, por tudo que fez por mim neste período.

À minha mãe, Marlia, pelo incessante “falarório” para que eu obtivesse esse título.

Ao meu sogro e sogra, aliás, tio Colemar e tia Glorinha pela acolhida e apoio durante toda essa etapa.

A minha irmã, Etienne e ao Daniel, pela ajuda nos textos em inglês e pela paciência de “Jó”.

A minha outra irmã, Helen, pela companhia e sábio silêncio de apoio no pior momento desta jornada.

Ao meu pai, José, pelos conselhos e pela serenidade transmitida.

A minha avózinha Lia (*in memoriam*), que apesar das minhas falhas, sempre me transmitiu confiança e alegria.

A todos da Carlos Campos Consultoria e Construções Ltda., em especial ao Engenheiro Carlos Campos, Denílson, Frank, Fernanda, Daniel, pelo incondicional apoio e auxílio na execução do programa experimental.

Aos Engenheiros Alexandre Castro, Marco Aurélio Cupertino e a Bibliotecária Fátima, todos do corpo técnico de Furnas, pelas sugestões, disponibilidade, boa vontade e presteza que sempre demonstraram.

A Realmix pela doação do concreto e em especial ao engenheiro Rodrigo que a cada dúvida ou pedido esteve sempre pronto a ajudar.

Ao engenheiro Marcelo Bisinoto, um irmão, pela ajuda na formatação e na calma ao lidar e resolver as insistentes manifestações da “lei de Murphy”.

A equipe da Camamar Engenharia – Palmas – TO, Cid, Egnaldo e Evelin, por me aturarem diariamente.

A Ludmila e tio Robertão que plantaram a sementinha deste mestrado há 10 anos através da bolsa no curso de especialização Engenharia de Segurança do Trabalho.

Aos amigos e ex-colegas da ETF, Marcio Moraes e Conceição, pelo incentivo e apoio durante o processo de afastamento para capacitação.

Aos colegas Tiago, Cecília, Mário Sergio, Renata, Danúbia e Andressa.

Ao professor orientador André Luiz Bortolacci Geyer pelos ensinamentos transmitidos. E aos professores do Curso de Mestrado em Engenharia Civil (CMEC – UFG) pelas valiosas informações fornecidas.

À Escola Técnica Federal de Palmas (ETF-TO) pela liberação e pelo indispensável apoio financeiro.

A todos que de forma direta ou indireta fizeram parte deste trabalho e que por ventura tenha esquecido de mencionar, o meu mais sincero agradecimento.

*Daniilo*



*Àqueles que disseram que o retorno  
seria com os ombros pesados de  
derrota, fracasso e tristeza, saibam  
que esta sendo pesado sim...  
... de vitória, conquista e alegria!!!*

## SUMÁRIO

SUMÁRIO.....	viii
LISTA DE FIGURAS .....	xi
LISTA DE TABELAS.....	xv
RESUMO.....	xvii
ABSTRACT.....	xviii
<b>CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO .....</b>	<b>19</b>
1.1. JUSTIFICATIVA E IMPORTÂNCIA DO TEMA .....	20
1.2. OBJETIVOS.....	22
1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	22
<b>CAPÍTULO 2 – MÓDULO DE DEFORMAÇÃO DO CONCRETO E SUAS CORRELAÇÕES COM <math>f_c</math> .....</b>	<b>24</b>
2.1. INTRODUÇÃO.....	24
2.2. MÓDULO DE DEFORMAÇÃO NO CONCRETO.....	26
2.2.1. TIPOS DE MÓDULO DE DEFORMAÇÃO DO CONCRETO.....	28
2.2.1.1. Módulo de deformação estático .....	28
2.3. FATORES QUE INFLUENCIAM O MÓDULO DE DEFORMAÇÃO .....	32
2.3.1. INFLUÊNCIA DO AGREGADO GRAÚDO.....	33
2.3.2. INFLUÊNCIA DA MATRIZ DA PASTA DE CIMENTO.....	35
2.3.3. INFLUÊNCIA DA ZONA DE TRANSIÇÃO.....	35
2.3.4. PARÂMETROS DE ENSAIO .....	36
2.3.5. IDADE DO CONCRETO.....	38
2.4. MÓDULO DE DEFORMAÇÃO A PARTIR DA RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO DO CONCRETO – RELAÇÃO $f_c$ x $E_c$ .....	39
<b>CAPÍTULO 3 – INFLUÊNCIA DAS DIMENSÕES DO CP NA RESISTÊNCIA E NO MÓDULO DE DEFORMAÇÃO DO CONCRETO.....</b>	<b>45</b>
3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	45

3.2. INFLUÊNCIA DO TAMANHO DO CP NA RESISTÊNCIA DO CONCRETO	48
3.3. INFLUÊNCIA DO TAMANHO DO CP NO MÓDULO DE DEFORMAÇÃO DO CONCRETO .....	58

## **CAPÍTULO 4 – PROGRAMA EXPERIMENTAL: MATERIAIS E MÉTODOS 66**

4.1. INTRODUÇÃO .....	66
4.2. VARIÁVEIS .....	67
4.2.1. VARIÁVEIS INDEPENDENTES .....	67
4.2.2. VARIÁVEIS DEPENDENTES .....	68
4.3. MATERIAIS .....	69
4.3.1. CIMENTO .....	69
4.3.2. AGREGADO MIÚDO .....	70
4.3.3. AGREGADO GRAÚDO .....	72
4.3.4. ADITIVOS .....	73
4.3.5. ÁGUA .....	73
4.4. LOCAL DOS ENSAIOS E EQUIPAMENTOS UTILIZADOS .....	73
4.5. CORPOS DE PROVA .....	74
4.5.1. FÔRMAS .....	74
4.5.2. COLETA E MOLDAGEM .....	74
4.5.3. CURA .....	76
4.6. ENSAIOS REALIZADOS .....	76
4.6.1. ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO .....	77
4.6.2. ENSAIO PARA OBTENÇÃO DO MÓDULO DE DEFORMAÇÃO TANGENTE INICIAL .....	78
4.7. ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS DADOS .....	80

## **CAPÍTULO 5 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS ..... 81**

5.1. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO .....	81
5.2. MÓDULO DE DEFORMAÇÃO DO CONCRETO .....	85
5.3. .... RELAÇÃO ENTRE MÓDULO DE DEFORMAÇÃO E RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO .....	91

5.4. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS COM AS CURVAS PROPOSTAS POR ALGUMAS NORMAS .....	93
--	----

<b>CAPÍTULO 6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....</b>	<b>97</b>
--	-----------

<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>99</b>
--	-----------

## LISTA DE FIGURAS

### **CAPÍTULO 2 – MÓDULO DE DEFORMAÇÃO DO CONCRETO E SUAS CORRELAÇÕES COM $f_c$**

FIGURA 2.1. – Modelos de comportamento (CUNHA, 2000).....	25
FIGURA 2.2. – Comportamento tensão-deformação da pasta de cimento, do agregado e do concreto (NEVILLE, 1997). .....	27
FIGURA 2.3. – Representação esquemática do módulo de deformação secante ( $E_{cs}$ ) - NBR 8522 (ABNT, 2003). .....	28
FIGURA 2.4. – Representação esquemática do módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangente inicial ( $E_{ci}$ ) - NBR 8522 (ABNT, 2003).....	29
FIGURA 2.5. – Efeitos da perturbação inicial no gráfico tensão-deformação (PEREIRA NETO, 1994 apud CUNHA, 2000).....	30
FIGURA 2.6. – Representação esquemática dos ciclos de carregamento e descarregamento para determinação de $E_{ci}$ - NBR 8522 (ABNT, 2003). .....	31
FIGURA 2.7. – Parâmetros que influenciam o módulo de deformação do concreto (adaptado de MEHTA & MONTEIRO, 2006).....	33
FIGURA 2.8. – Módulo de elasticidade tangente inicial de concretos com diferentes tipos de agregados graúdos (KLISZCZEWICZ & AJDUKIEWICZ, 2002).....	34
FIGURA 2.9. – Ensaio de compressão: a) deformação vertical e horizontal; b) atrito entre os pratos da prensa e o corpo de prova (JACINTHO & GIONGO, 2005).....	38
FIGURA 2.10. – Curvas comparativas entre os modelos de algumas normas. ....	40
FIGURA 2.11. – Comparação entre a curva obtida experimentalmente e as propostas pela NBR6118 (ABNT, 2003) e ACI318/02 (adaptado MELO NETO & HELENE, 2002) .....	42
FIGURA 2.12. – Relações entre $E_{cij}$ e $f_{cmj}$ experimental e comparação com a ABNT NBR 6118:2003 (NUNES et al, 2005) .....	42
FIGURA 2.13. – Curvas de tensão deformação para o concreto (ACITO & GUERRINI, 1999 apud FARIAS et al, 2004) .....	43
FIGURA 2.14. – Relação entre os valores de resistência à compressão e módulo de elasticidade (SOUZA & DAL MOLIN, (2006).....	44

### **CAPÍTULO 3 – INFLUÊNCIA DAS DIMENSÕES DO CP NA RESISTÊNCIA E NO MÓDULO DE DEFORMAÇÃO DO CONCRETO**

FIGURA 3.1. – Variação do coeficiente de variação da resistência em função das resistências à compressão médias (DAY & HAQUE, 1993).....	48
FIGURA 3.2. – Resistência média à compressão x diâmetro do corpo de prova - CP. (COURA, 2006).....	49
FIGURA 3.3. – Efeito da idade sobre a resistência a compressão de corpos de prova de formas e tamanhos variados (NEVILLE, 1997). ....	50
FIGURA 3.4. – Comparação resultados da resistência à compressão em função do tamanho do corpo de prova (CUPERTINO et al, 2008). ....	51
FIGURA 3.5. – Resistência relativa à compressão em cilindros de vários tamanhos (NEVILLE, 1997). ....	51
FIGURA 3.6. – Efeito do tamanho para CP cilíndricos (YI et al, 2006). ....	53
FIGURA 3.7. – Efeito da variação da resistência para concretos normais e de alta resistência (YI et al, 2006).....	54
FIGURA 3.8. – Resistência à tração x diâmetro dos cilindros (NEVILLE, 1997).....	54
FIGURA 3.9. – Diagrama das resistências de corpos de prova cilíndricos submetidos a dois tipos de cura (DAY & HAQUE, 1993).....	55
FIGURA 3.10. – Influência da relação altura/diâmetro sobre a resistência relativa do cilindro.....	56
FIGURA 3.11. – Deslocamento da argamassa em direção à fôrma (GEYER & GREVEN, 1999.).....	57
FIGURA 3.12. – Diagrama tensão-extensão (AZEVEDO, 2002).....	59
FIGURA 3.13. – Efeito da base de medida e efeito do tamanho do corpo de prova, englobando os valores médios obtidos por todos os extensômetros (CUPERTINO et al, 2007). ....	60
FIGURA 3.14. – Efeito do tipo de extensômetro e efeito do tamanho do corpo de prova, englobando os valores médios obtidos nas bases de medida (CUPERTINO et al, 2007). ....	61
FIGURA 3.15. - Comparação resultados do módulo de deformação em função do tamanho do corpo de prova (CUPERTINO et al, 2008). ....	62
FIGURA 3.16. – Gráfico tensão deformação para cilindros de diâmetro 75 e 100 mm (del VISO et al, 2007).....	62
FIGURA 3.17. – Comparação de médias e desvios-padrão obtidos para módulos de deformação tangente inicial (BILESKEY & TANGO, 2005). ....	63

FIGURA 3.18. – Dispersão medida ao longo do tempo (FURNAS, 2008). .....	64
---	----

## **CAPÍTULO 4 – PROGRAMA EXPERIMENTAL: MATERIAIS E MÉTODOS**

FIGURA 4.1. - Fluxograma do programa experimental .....	67
FIGURA 4.2. – Tamanho dos corpos de prova de concreto com $l/d=2$ . .....	68
FIGURA 4.3. – Chegada do caminhão a obra.....	74
FIGURA 4.4. - Moldagem dos corpos de prova.....	75
FIGURA 4.5. – Identificação dos corpos de prova. ....	75
FIGURA 4.6. – CPs imersos em água saturada com cal para cura. ....	76
FIGURA 4.7. – Capeamento dos CPs com enxofre. ....	77
FIGURA 4.8. – Determinação da resistência à compressão. ....	77
FIGURA 4.9. – Preparação do corpo de prova para o ensaio do módulo de deformação tangente inicial.....	78
FIGURA 4.10. - Prensa para ensaio de módulo.....	79
FIGURA 4.11. – Aplicação de carga para o ensaio de módulo. ....	79

## **CAPÍTULO 5 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS**

FIGURA 5.1. – Resistência média à compressão em função do tamanho do corpo de prova. ....	85
FIGURA 5.2. – Resistência média à compressão em função da classe de resistência do concreto.....	85
FIGURA 5.3. – Módulo de deformação médio (GPa) para concretos moldados em CP 100 x 200 mm e 150 x 300 mm em função da classe de resistência. ....	89
FIGURA 5.4. – Módulo de deformação médio (GPa) em função da classe de resistência. ....	89
FIGURA 5.5. – Módulo de deformação médio (GPa) em função do tamanho do corpo de prova. ....	90
FIGURA 5.6. – $f_c \times E_c$ . Concretos de todas as classes de resistência avaliados em CPs 100x200 e 150x300 mm. ....	92
FIGURA 5.7. – $f_c \times E_c$ . Concretos de todas as classes de resistência e corpos de prova avaliados conjuntamente.....	93

FIGURA 5.8. – Nuvens de pontos e curvas comparativas da pesquisa em relação aos modelos da NBR6118/2003 e pelo ACI318/2002 dos concretos de 25MPa avaliados em CPs de 100 x 200 mm e 150 x 300 mm. .... 94

FIGURA 5.9. – Nuvens de pontos e curvas comparativas da pesquisa em relação aos modelos da NBR6118/2003 e pelo ACI318/2002 dos concretos de 30MPa avaliados em CPs de 100 x 200 mm e 150 x 300 mm. .... 95

FIGURA 5.10. – Nuvens de pontos e curvas comparativas da pesquisa em relação aos modelos da NBR6118/2003 e pelo ACI318/2002 dos concretos de 40MPa avaliados em CPs de 100 x 200 mm e 150 x 300 mm. .... 95

FIGURA 5.11. – Nuvens de pontos correspondentes ao módulo de deformação em relação aos modelos da NBR6118/2003 e pelo ACI318/2002 dos concretos de todas as classes de resistência avaliados em CPs 100x200 e 150x300 mm. .... 96



## LISTA DE TABELAS

### **CAPÍTULO 2 – MÓDULO DE DEFORMAÇÃO DO CONCRETO E SUAS CORRELAÇÕES COM $f_c$**

TABELA 2.1 – Denominação e determinação do módulo de elasticidade segundo diferentes métodos padronizados (SHEHATA, 2005). .....32

TABELA 2.2 - Equações de algumas normas para previsão do módulo de deformação em função da resistência do concreto. .... 40

TABELA 2.3 – Módulo de deformação para diversos tipos de agregado (SANTOS et al, 2006) ..... 41

### **CAPÍTULO 3 – INFLUÊNCIA DAS DIMENSÕES DO CP NA RESISTÊNCIA E NO MÓDULO DE DEFORMAÇÃO DO CONCRETO**

TABELA 3.1 – Fórmulas para obtenção da resistência em função do diâmetro (YI et al, 2006). ..... 52

TABELA 3.2 – Fatores de conversão (FC) para concretos normais e de alto desempenho de acordo de acordo com o tamanho do cilindro (YI et al, 2006). ..... 53

TABELA 3.3 - Resumo histórico – Interlaboratorial módulo de elasticidade. .... 64

### **CAPÍTULO 4 – PROGRAMA EXPERIMENTAL: MATERIAIS E MÉTODOS**

TABELA 4.1 – Consumo de materiais dos concretos utilizados..... 69

TABELA 4.2 – Análise das propriedades físicas e mecânicas do cimento utilizado.. 69

TABELA 4.3 – Análise das propriedades químicas do cimento utilizado. .... 70

TABELA 4.4 - Composição granulométrica da areia natural. .... 71

TABELA 4.5 - Composição granulométrica da areia artificial. .... 71

TABELA 4.6 - Composição granulométrica do agregado graúdo (GRANITO). .... 72

TABELA 4.7 – Resumo das características do agregado graúdo. .... 72

## **CAPÍTULO 5 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS**

TABELA 5.1 – Resultados (médias) do ensaio de resistência à compressão e análise estatística (estatística descritiva).....	82
TABELA 5.2 – Análise de variância (ANOVA) da resistência à compressão. ....	84
TABELA 5.3 – Resultados (médias) do ensaio de módulo de deformação para os concretos com fck de 25 MPa, 30 MPa e 40 MPa.....	86
TABELA 5.4 – Análise de variância do módulo de deformação do concreto. ....	88
TABELA 5.5 – Agrupamento de médias por tamanho do corpo de prova (método Duncan).....	90
TABELA 5.6 – Agrupamento de médias por classe de resistência (método Duncan).	91

## RESUMO

### **INFLUÊNCIA DO TAMANHO DO CORPO DE PROVA NOS RESULTADOS DE ENSAIOS DE MÓDULO DE DEFORMAÇÃO E RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E SUAS CORRELAÇÕES PARA CONCRETOS PRODUZIDOS EM GOIÂNIA - GO**

Apesar dos parâmetros de ensaios, como o tamanho do corpo de prova, influenciarem nos resultados do módulo de deformação e da resistência a compressão, normalmente esse fator não é estudado na maioria das pesquisas. Assim, esta dissertação objetivou avaliar a influência do tamanho dos corpos de prova no módulo de deformação tangente inicial ( $E_{ci}$ ), e na resistência a compressão ( $f_c$ ), correlacionar os valores de  $f_c$  e  $E_{ci}$  e comparar os valores de módulo de deformação alcançados com os valores estimados pelas equações propostas pela norma brasileira (NBR 6118/2003) e pela americana (ACI 318/2002).

Utilizaram-se concretos com três níveis de resistência aos 28 dias: 25MPa, 30MPa e 40Mpa, todos dosados com materiais da região e fornecidos por uma mesma central de concreto de Goiânia - GO. Os ensaios de resistência à compressão e de módulo de deformação tangente inicial foram realizados em corpos de prova cilíndricos de 100 x 200 mm e 150 x 300 mm aos 28 dias. As amostras foram coletadas durante a entrega do concreto nas obras. A cada caminhão, eram moldados dez corpos de prova, cinco de 100 x 200 mm e cinco de 150 x 300 mm. Foram moldados 600 corpos de prova, onde realizaram-se 240 ensaios de resistência à compressão e 360 de módulo de deformação. A cura foi em tanque com água saturada com cal. Após a realização dos ensaios, fez-se a análise estatística dos resultados obtidos.

A análise de variância (ANOVA) indicou que o tamanho do corpo de prova exerce influência apenas nos resultados do módulo de deformação tangente inicial ( $E_{ci}$ ). Houve uma tendência dos corpos de prova de 100 x 200 mm apresentarem maiores resultados para o módulo de deformação do concreto que os corpos de prova 150 x 300 mm. Na resistência à compressão, como já era esperado, apenas a classe de resistência influenciou significativamente nos resultados. Observou-se também que a NBR-6118/2003 superestima os valores de módulo de deformação dos concretos estudados e que os resultados obtidos se adequam melhor ao modelo proposto pelo ACI318/02.

Palavras - Chave: concreto, tamanho do corpo de prova, módulo de deformação tangente inicial, resistência à compressão, centrais de concreto, análise estatística, NBR 6118/2003.

## ABSTRACT

### INFLUENCE OF THE SIZE OF THE SPECIMEN IN THE RESULTS OF THE TESTS OF MODULUS OF ELASTICITY AND COMPRESSIVE STRENGTH AND THEIR CORRELATIONS FOR CONCRETE MADE IN GOIÂNIA – GO

Even though the different sizes of cylindrical specimens for tests in concrete are standardized to get the simple compressive strength and the modulus of elasticity, this factor is not usually studied in most researches. So, the goal of this thesis was to evaluate the influence of the size of the specimens in the initial tangent modulus of elasticity ( $E_{ci}$ ) and in the compressive strength ( $f_c$ ), correlate the values of  $f_c$  and  $E_{ci}$ , and compare the values of modulus of elasticity that were estimated by the equations proposed by the Brazilian code (NBR 6118/2003) and by the American norm (ACI 318/2002).

Concretes with three levels of strength were used after 28 days: 25MPa, 30MPa and 40MPa. They were all proportionally mixed with materials of the region and supplied by only one concrete batching plant of Goiânia – GO. The tests of compressive strength and initial tangent modulus of elasticity were done in cylindrical specimens of 100 x 200 mm and 150 x 300 mm after 28 days. The samples were collected during the delivery of the concrete in the construction sites. For each truck, ten specimens were molded, five of 100 x 200 mm and five of 150 x 300 mm. Of the 600 specimens that were molded, 240 tests of compressive strength and 360 tests of modulus of elasticity were done. The cure was in a tank with water saturated with limestone. After the tests were done, the statistical analysis of the results was done.

The variance analysis (ANOVA) indicated that the size of the specimen exerts influence only on the results of the initial tangent modulus of elasticity ( $E_{ci}$ ). There is a tendency for the specimens of 100 x 200 mm to show greater results for the modulus of elasticity of the concrete than the specimens of 150 x 300 mm. In the compressive strength, only the level of strength significantly exerted influence on the results. It was also observed that the NBR 6118/2003 overestimates the values of modulus of elasticity of the researched concretes and the results are better adequate to the model proposed by the ACI 318/02.

Key-words: concrete, size of the specimen, modulus of elasticity, compressive strength, concrete batching plants, statistical analysis, NBR 6118/2003.

# Capítulo 1

## INTRODUÇÃO

O desenvolvimento tecnológico ocorrido nas últimas décadas aplicado aos materiais para o concreto (cimentos mais finos, aditivos químicos e adições minerais) ocasionou uma evolução significativa nos concretos dosados em centrais. Essa evolução pode ser notada no expressivo aumento no valor da resistência à compressão nas primeiras idades com diminuição do consumo de cimento (PACHECO, 2006).

O aumento das resistências dos concretos, somado à evolução dos métodos de cálculo com o uso do computador, gerou mudanças nos padrões construtivos e arquitetônicos. Possibilitou-se a construção de edifícios mais altos, obras são executadas com maior agilidade, as estruturas tornaram-se mais esbeltas, houve a adoção de vãos maiores e o uso de seções transversais dos elementos estruturais cada vez menores, porém suportando as mesmas cargas que antes eram suportadas por elementos com maiores áreas de seção transversal. Esse desenvolvimento trouxe a redução da inércia e conseqüentemente o aumento das deformações (D'AVILA, 2006; MELO NETO & HELENE, 2002).

A verificação das deformações se torna mais importante ainda no projeto de uma estrutura, uma vez que para um cálculo estrutural se aproximar de uma maneira mais fiel do comportamento real dos materiais tem-se que conhecer, além da resistência à compressão do concreto, o módulo de deformação, a retração, a fluência e todos os parâmetros que expressem as condições dos estados limites de serviço.

Os calculistas passaram a especificar nos projetos estruturais, além da resistência à compressão desejada, os módulos de deformação necessários e esta informação passou a ser solicitada também à indústria do concreto dosado em central. Contudo, para se conseguir o módulo desejado muitas vezes há a necessidade de traços especiais, uma vez que nem sempre se consegue aliar a resistência ao módulo de deformação especificado (SILVA, 2003).

No caso particular do concreto, o módulo de deformação determina a sua capacidade de deformar, sendo uma propriedade muito importante para o cálculo das estruturas de concreto armado. A especificação equivocada do módulo de deformação para o dimensionamento estrutural pode ter graves conseqüências como, por exemplo, a ocorrência de deformações excessivas. Deste modo, uma boa estimativa do seu valor e dos fatores que o influenciam é de grande valor aos engenheiros projetistas, bem como dos engenheiros responsáveis pela execução das obras.

A resistência à compressão, juntamente com o módulo de deformação, é uma das principais propriedades mecânicas do concreto. Devido a essa importância, ambas são aferidas através de ensaios realizados sob condições específicas a fim de se controlar a qualidade do concreto e avaliar o atendimento às especificações de projeto.

Em se tratando desses ensaios, diversos fatores podem influenciar nos resultados e na consistência dos mesmos. Cupertino et al (2007a), Mehta e Monteiro (2006) e Neville (1997) advertem que de nada adianta uma rígida especificação do concreto se os ensaios não oferecerem garantia em relação aos resultados obtidos. Dentre esses fatores de influência estão os parâmetros de ensaio. Além das características da prensa (capacidade, rigidez do equipamento) e dos procedimentos (tipo de capeamento, velocidade de aplicação da carga), destaca-se também o tamanho dos corpos de prova. Segundo a NBR 5738 (ABNT, 1994), os corpos de prova cilíndricos podem ter o diâmetro ( $d$ ) de: 100 mm, 150 mm, 250 mm ou 450 mm e altura equivalente a  $2d$ .

## **1.1. JUSTIFICATIVA E IMPORTÂNCIA DO TEMA**

Apesar de sua importância, o módulo de deformação do concreto, na maioria das vezes, é determinado a partir de equações propostas pelas normas (geralmente em função da resistência à compressão). Entretanto, essas equações não são válidas para todas as idades, pois não levam em consideração outros fatores que influenciam a sua determinação como, por exemplo, o tipo litológico de agregado graúdo (ANDRADE et al, 2006).

Quanto aos ensaios do módulo de deformação e da resistência à compressão do concreto, por norma (ABNT NBR 8522:2003 e ABNT NBR 5738:1994) deve-se observar a dimensão máxima do agregado ( $d > 3D$ , onde  $D$  é a dimensão máxima característica do agregado), podendo utilizar tanto os corpos de prova cilíndricos 100 x 200 mm ou 150 x 300 mm. Deve-se, entretanto, garantir que os corpos de prova tenham diâmetro igual a  $d$  e altura igual a  $2d$ .

A literatura indica que o tamanho do corpo de prova, apesar de ser normalizado, pode influenciar nas propriedades mecânicas do concreto. Menores corpos de prova levam a maiores resistências. Essa influência na resistência atua também nos ensaios de módulo de deformação, pois se adota a média das resistências obtidas para fazer os carregamentos no ensaio do módulo (CUPERTINO et al, 2008, CUPERTINO et al, 2007, CUPERTINO et al, 2007a, YI et al, 2006 e DAY & HAQUE, 1993).

Assim, a uniformização dos corpos de prova, do procedimento de cura e dos métodos de ensaio, levará a resistência à compressão e o módulo de deformação do concreto a depender apenas das características das fases do concreto (NUNES, 2005).

Em se tratando da região de Goiânia – GO notam-se poucos estudos sobre a influência do tamanho do corpo de prova nas propriedades da resistência à compressão, do módulo de deformação do concreto e da correlação  $f_c \times E_c$ . Dentre as pesquisas goianas destacam-se as de Andrade et al (1997), Costa & Prado (2001), Rodrigues (2003), SILVA (2003), Farias et al (2004), Ferreira et al (2004), Lima (2006), Prado (2006), Cupertino et al (2007), Cupertino et al (2007a) e Cupertino et al (2008). Das pesquisas citadas apenas a de Cupertino et al (2007), Cupertino et al (2007a) e Cupertino et al (2008) abordam o efeito do tamanho dos corpos de prova na resistência à compressão e no módulo de deformação.

Podem-se citar alguns pesquisadores nacionais que estudaram o módulo de deformação do concreto: Dal Molin (1995), Cunha (2000), Leite (2001), Melo Neto & Helene (2002), Regis (2004), Farias et al (2004), Nunes (2005), Bilesky & Tango, (2005), Pacheco (2006), Gonçalves Jr. et al, (2006), Montija (2007) e Viera et al (2008).

Em se tratando de corpos de prova, geralmente as pesquisas sobre o módulo de deformação do concreto buscam obter índices de correlação entre os formatos do corpo de prova (cilindro para prisma, por exemplo) e a influência do

sentido da moldagem, se horizontal ou vertical (CHIN, MANSUR & WEE, 1997). Outras abordam essa propriedade no CAD (FARIAS et al, 2004) e no concreto auto adensável (GOMES et al. 2006).

Diante do exposto nota-se que, apesar das várias pesquisas realizadas analisando os diversos fatores de influência no módulo de deformação e na resistência à compressão do concreto, são escassos os estudos sobre a influência das dimensões do corpo de prova sobre essas propriedades, o que contribui para justificar este estudo.

## **1.2. OBJETIVOS**

A partir de concretos usinados do tipo bombeado de 25, 30 e 40 MPa aos 28 dias, utilizando materiais da região de Goiânia – GO, propõem-se neste trabalho:

1- Avaliar a influência do tamanho dos corpos de prova – 100 x 200 mm e 150 x 300 mm - no comportamento do módulo de deformação tangente inicial ( $E_c$ ) e na resistência à compressão ( $f_c$ ) aos 28 dias;

2- Estabelecer correlações entre os valores de  $f_c$  e  $E_c$  para os concretos estudados;

3- Comparar os valores de módulo de deformação alcançados nos concretos avaliados com os valores estimados pelas equações propostas por normas nacionais e internacionais

## **1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO**

O trabalho está estruturado em cinco capítulos de acordo com assuntos específicos. No capítulo 1 é apresentada a introdução, contemplando a importância do tema estudado, a justificativa, os objetivos e a estrutura da pesquisa.

O segundo capítulo é uma revisão bibliográfica sobre o módulo de deformação do concreto abordando: aspecto histórico, importância, tipos de módulos de deformação, fatores de influência, equações empíricas (nacionais e internacionais) para a determinação do mesmo e correlações entre  $f_c$  X  $E_c$ .



Já no terceiro capítulo faz-se uma revisão sobre a influência do tamanho dos corpos de prova tanto na resistência à compressão como no módulo de deformação do concreto.

O capítulo quatro é destinado ao programa experimental. Nele estão expostas as variáveis, os materiais empregados (concretos e seus materiais constituintes), os tamanhos dos corpos de prova estudados, o local dos ensaios, os equipamentos utilizados, os ensaios realizados, os métodos estatísticos e os softwares utilizados para análise dos resultados.

No capítulo cinco são apresentados e discutidos os resultados obtidos no programa experimental. Apresentam-se a análise estatística dos concretos com os resultados obtidos nos ensaios das propriedades estudadas e a comparação dos resultados deste estudo com os valores estimados pelas equações propostas pelas normas brasileira (NBR 6118/2003) e americana (ACI318/2002).

E, por fim, no capítulo 6, são apresentadas as considerações finais desta dissertação e sugestões para futuros estudos ou pesquisas que possam contribuir com o avanço do desempenho do concreto no Brasil.

Após, seguem-se as referências bibliográficas seguidas pelo anexo.

## Capítulo 2

# MÓDULO DE DEFORMAÇÃO DO CONCRETO E SUAS CORRELAÇÕES COM $f_c$

### 2.1. INTRODUÇÃO

Os fundamentos da lei da elasticidade foram escritos em 1660 pelo físico inglês Robert Hooke (1635-1703) que considerava apenas uma proporcionalidade entre deslocamentos e forças para alguns materiais (VASCONCELOS e GIAMMUSSO, 1998).

A lei de Hooke é dada pela seguinte fórmula:

$$F = k * x$$

Onde: F é a sollicitação;

x é a deformação causada pela sollicitação e;

k é a constante de proporcionalidade característica da natureza do material, também chamada de constante elástica.

A proporcionalidade entre a tensão e a deformação pode estabelecer uma elasticidade linear, onde o gráfico tensão-deformação é retilíneo; ou uma elasticidade não linear, apresentando um gráfico curvilíneo para materiais elásticos não lineares. Para as duas situações, anulada a sollicitação, retrocede-se a deformação. A constante de proporcionalidade elástica ou módulo de elasticidade é igual ao coeficiente angular da reta para os materiais elásticos lineares e uma aproximação para os casos dos materiais não lineares (VASCONCELOS e GIAMMUSSO, 1998).

Observa-se então que na elasticidade ocorre o aparecimento e a reversão de deformações imediatas em decorrência da aplicação ou retirada de tensões sollicitantes. Contudo, essa propriedade irá depender da composição estrutural dos materiais ao nível atômico, pois a recuperação física ocorre apenas quando o material busca retornar à sua conformação de equilíbrio elétrico e de menor

dissipação de energia (VAN VLACK, 1970). Já na plasticidade, as deformações são permanentes e irreversíveis e sem variação volumétrica do material.

Timoshenko & Goodier (1980) e Beer & Johnston (1995) citam que quase todos os materiais usados na engenharia possuem, até certo grau, a propriedade da elasticidade, podendo apresentar comportamento elástico ou plástico. Entretanto, segundo Hasparyk et al (2005), o concreto sob cargas pode estar submetido a três tipos de deformação: elástica, plástica e viscosa. Essas três combinadas podem incidir em deformações elasto-plásticas e visco-elásticas (FIGURA 2.1).

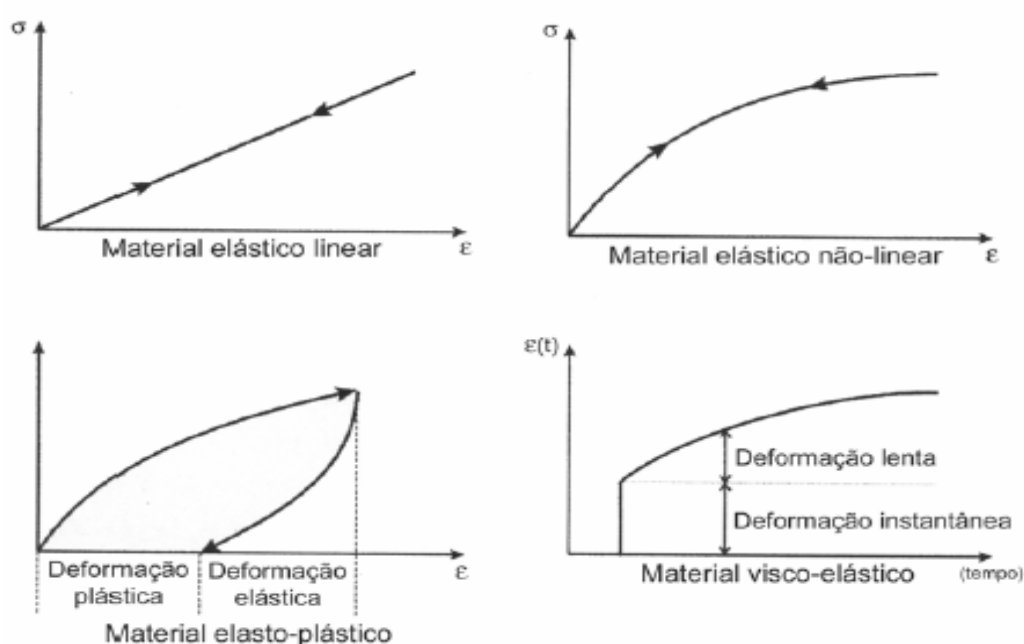


FIGURA 2.1. – Modelos de comportamento (CUNHA, 2000).

Ao se carregar uma estrutura de concreto, ela sofrerá uma deformação instantânea. Geralmente ela é considerada elástica e em condições normais de carregamento, dependente da velocidade de aplicação da carga.

Diante do exposto, o módulo de elasticidade avalia a resistência do material à deformação elástica, medindo assim a sua rigidez, e indica a deformação máxima antes do material adquirir a deformação permanente (plástica). No caso do concreto, o gráfico tensão-deformação para incrementos contínuos de carga tem a forma de uma linha com suave curvatura. Sendo assim, a Lei de Hooke representa uma aproximação da relação tensão-deformação (SCANDIUZZI & ANDRIOLO, 1986; VOGT, 2006; HIBBELER, 2000).

Nesta dissertação se optará pelo uso do termo módulo de deformação no lugar de módulo de elasticidade. Tal preferência se justifica pois, na prática, a faixa de sollicitação entre 0 e 30-50% da resistência é usada para a determinação do módulo de elasticidade do concreto, somado ao fato de o concreto não possuir um comportamento perfeitamente elástico visto que o conceito de elasticidade pressupõe que, cessada a sollicitação, a deformação desaparece em qualquer nível de carregamento (VASCONCELOS & GIAMMUSSO, 1998).

## 2.2. MÓDULO DE DEFORMAÇÃO NO CONCRETO

Essa propriedade mecânica é de suma importância e indispensável para os cálculos e análise das deformações máximas permitidas e tensões de projeto de estruturas de concreto. Isso porque as estruturas devem ser projetadas de modo a sofrerem apenas pequenas deformações, que não excedam os valores de tensão-deformação correspondentes ao trecho linear do diagrama (deformação elástica). Um baixo valor de módulo representa alta deformação. Entretanto, na maioria dos casos, não se deseja a ocorrência dessas deformações. Com o valor do módulo de deformação estima-se também a retração por secagem e a fluência dos concretos, afastando a possibilidade de fissuração excessiva. (SCANDIUZZI & ANDRIOLO, 1986; PACHECO, 2006; VOGT, 2006).

Dentre os danos provocados por essas deformações excessivas, observa-se (SILVA & FILHO, 2006):

- sensação desagradável aos usuários devido às vibrações sentidas no piso;
- surgimento de grandes fissuras geradas por flechas excessivas, o que compromete a estética e a durabilidade;
- revestimento adicional para nivelamento em superfícies que deveriam ser planas, gerando custos não previstos e crescimento das flechas devido ao aumento da carga na laje;
- flechas excessivas em lajes descobertas – cobertura ou varanda – podem gerar uma inversão na inclinação prevista, comprometendo a drenagem de águas pluviais;

- paredes não estruturais de vedação podem apresentar fissuras se ocorrer flechas excessivas na estrutura nas quais se apóiam. A grande rigidez dessas paredes faz com que elas não acompanhem a deformação da estrutura e assim surgem as fissuras de cisalhamento;
- esquadrias de portas e janelas com o funcionamento comprometido devido a deformações excessivas.

O concreto é um material heterogêneo. Alterações na microestrutura ou na microfissuração da zona de transição podem influenciar na sua resistência e deformabilidade. As suas fases, matriz de cimento e areia e agregado graúdo têm isoladamente comportamento frágil e linear. Entretanto, a rigidez do material composto não reflete totalmente a rigidez de cada um dos seus constituintes, tanto que o diagrama tensão-deformação do concreto fica compreendido entre os diagramas, quase sempre lineares, do agregado e da pasta de cimento (FIGURA 2.2). Portanto, a curvatura do gráfico tensão-deformação do concreto, ou seja, a não-linearidade do diagrama é explicada pela existência da zona de transição e de suas microfissuras, que podem ocorrer mesmo antes do carregamento (BUCHAIM, 2001; MEHTA & MONTEIRO, 2006).

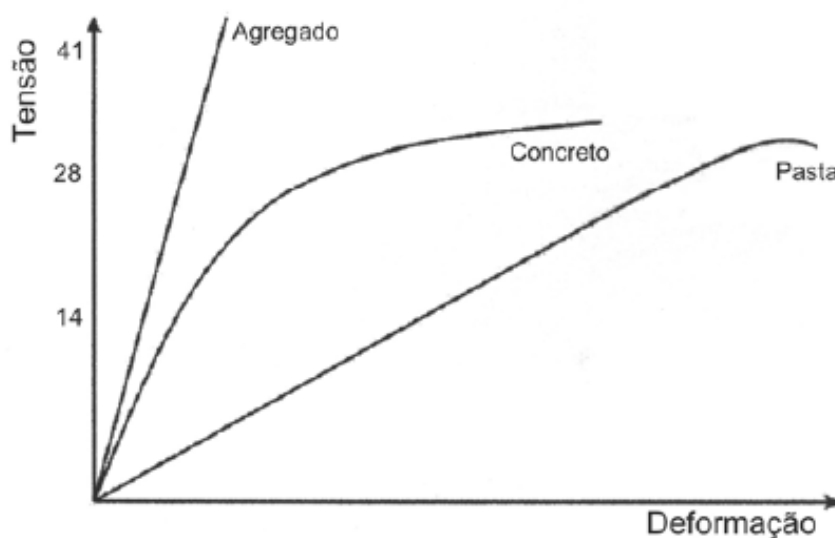


FIGURA 2.2. – Comportamento tensão-deformação da pasta de cimento, do agregado e do concreto (NEVILLE, 1997).

Uma revisão mais detalhada da influência da zona de transição e suas microfissuras será dada mais a frente no item 2.3.3.

### 2.2.1. TIPOS DE MÓDULO DE DEFORMAÇÃO DO CONCRETO

O tipo de ensaio é que define o tipo de módulo de deformação. Este, então, pode ser estático, dinâmico, módulo de deformação à flexão e módulo de deformação à tração.

Neste trabalho trata-se apenas do módulo de deformação estático, especificamente o módulo de deformação tangente inicial ( $E_{ci}$ ).

#### 2.2.1.1. Módulo de Deformação Estático

A NBR 8522 (ABNT, 1984) dividia o módulo de deformação estático em três tipos: o módulo de deformação tangente inicial ( $E_{ci}$ ), o módulo tangente a qualquer ponto ( $E_{tang}$ ) e o módulo secante ( $E_{sec}$ ). Entretanto, em 2003, a NBR8522 (ABNT, 2003) excluiu o módulo tangente a qualquer ponto ( $E_{tang}$ ) e propõe apenas procedimentos para determinação dos módulos de deformação secante e tangente inicial, como ilustram as FIGURAS 2.3 e 2.4, respectivamente.

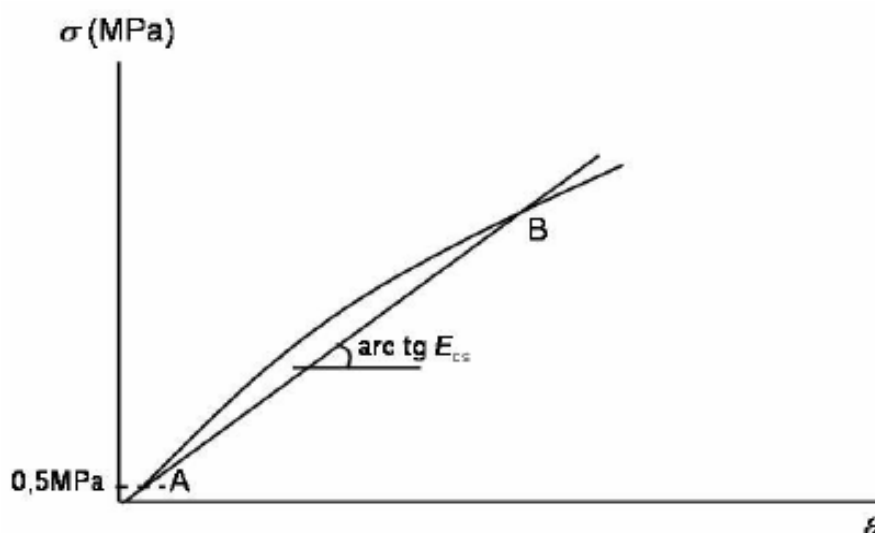


FIGURA 2.3. – Representação esquemática do módulo de deformação secante ( $E_{cs}$ ) - NBR 8522 (ABNT, 2003).

O módulo secante ( $E_{sec}$ ) é dado pela declividade de uma reta traçada da tensão correspondente a  $0,5\text{ MPa}$  (A) a um ponto da curva correspondente à tensão-

deformação considerada no ensaio (B). Adota-se esse limite superior da curva tensão-deformação de  $0,40 f_c$ , ou acima dele, ficando a critério do projetista esta exigência. Esse limite é adotado pois se admite que o mesmo seja uma tensão média que corresponde às condições de serviço em uma estrutura de concreto e o concreto comporta-se elasticamente ainda (PACHECO, 2006).

O módulo secante é utilizado para simular estruturas em seu primeiro carregamento. E, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2003), o mesmo deve ser usado nas análises elásticas de projeto, especialmente para determinação de esforços solicitantes e verificação de estados limites de serviços (ELS).

O módulo tangente inicial ( $E_{ci}$ ), foco deste trabalho, segundo a NBR-8522 (ABNT, 2003), é considerado equivalente ao módulo de deformação secante entre  $0,50$  MPa e  $30\%$  do  $f_c$ . É utilizado para caracterizar a deformabilidade do concreto (SHEHATA, 2005) e está representado na FIGURA 2.4. Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2003), o módulo de deformação tangente inicial ( $E_{ci}$ ) deve ser usado na avaliação do comportamento global da estrutura e para o cálculo de perdas de protensão.

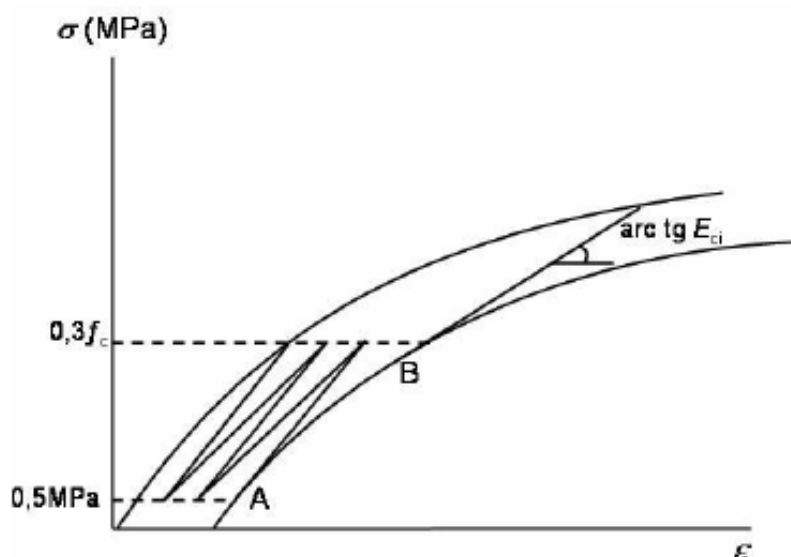


FIGURA 2.4. – Representação esquemática do módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangente inicial ( $E_{ci}$ ) - NBR 8522 (ABNT, 2003).

A justificativa para o início das leituras de deformação a  $0,50$  MPa se deve, segundo Cunha (2000), ao fato de que, no início da curva tensão-deformação existe um pequeno intervalo onde a curva apresenta uma leve concavidade voltada para cima, resultante do processo de fechamento de microfissuras de retração pré-

existentes. Além disso, a presença de imperfeições nos corpos de prova das máquinas de ensaios e o processo de acomodação do topo e base dos corpos de prova aos pratos da prensa geram uma perturbação inicial no traçado dos gráficos. Sendo assim, a norma brasileira recomenda que as leituras sejam realizadas a partir de uma tensão igual a 0,5 MPa, a fim de minimizar esses efeitos. A FIGURA 2.5 ilustra os efeitos da perturbação inicial no gráfico tensão-deformação.

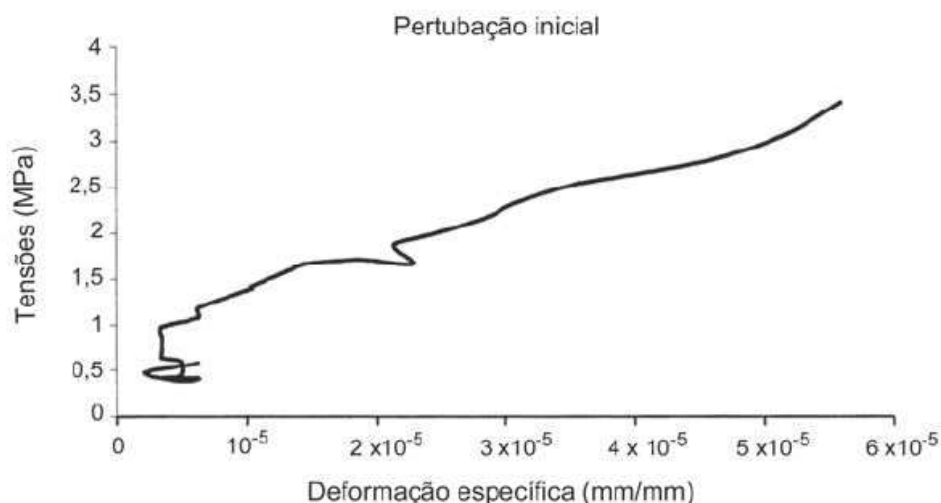


FIGURA 2.5. – Efeitos da perturbação inicial no gráfico tensão-deformação (PEREIRA NETO, 1994 apud CUNHA, 2000).

Segundo a NBR-8522 (ABNT, 2003), o módulo de deformação tangente inicial é determinado a partir da relação tensão-deformação em corpos de prova cilíndricos, com 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura ou atendendo uma proporção comprimento/diâmetro,  $l/d = 2$ .

Para o ensaio de módulo de deformação tangente inicial, devem ser moldados e armazenados cinco corpos de prova de acordo com a NBR 5738 (ABNT, 1994), sendo que dois corpos de prova são ensaiados à resistência à compressão seguindo as orientações da NBR 5739 (ABNT, 1994); e nos outros três é feito o ensaio de módulo. Neste ensaio aplica-se o plano de carga 7.3.2 da NBR 8522 (ABNT, 2003). Faz-se, então, ciclos de carregamento e descarregamento sucessivos. Conforme FIGURA 2.6, são feitas as medições das deformações específicas relativas às tensões de  $0,50MPa$  e  $0,30f_c$  e calculado o módulo de elasticidade tangente inicial,  $E_{ci}$ , em GPa, pela fórmula:

$$E_{ci} = (\sigma_b - \sigma_a) / (\varepsilon_b - \varepsilon_a) \times 10^3$$



onde:  $\sigma_b$  é a tensão maior, em megapascals ( $\sigma_b = 0,3f_c$ );  
 $\sigma_a$  é a tensão básica, em megapascals ( $\sigma_a = 0,5 \text{ MPa}$ );  
 $\varepsilon_b$  é a deformação específica média dos corpos de prova ensaiados sob a tensão maior;  
 $\varepsilon_a$  é a deformação específica média dos corpos-de-prova ensaiados sob a tensão básica.

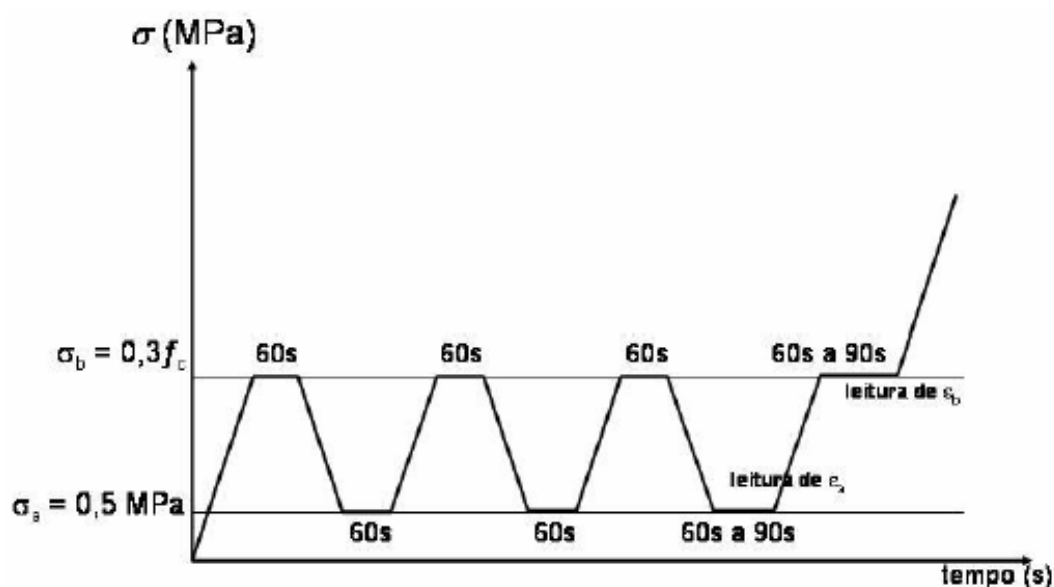


FIGURA 2.6. – Representação esquemática dos ciclos de carregamento e descarregamento para determinação de  $E_{ci}$  - NBR 8522 (ABNT, 2003).

Os procedimentos para determinação do módulo de deformação são muito variáveis ao se comparar as prescrições da norma brasileira e as várias normas internacionais. Encontram-se diferenças nos valores estipulados para velocidade de carregamento, nos limites para a carga máxima aplicada, na intensidade de carga e no número de pré-carregamentos. A TABELA 2.1 resume algumas dessas diferenças. Ocorrem também diferenças quanto aos valores mínimo e máximo do comprimento da base adotada para medição da variação de comprimento, a partir da qual se calcula a deformação específica, a velocidade de aplicação da tensão e ao número de ciclos de carregamento e descarregamento. Embora ocorra diferença na nomenclatura, todas as normas levam à determinação do que aqui é denominado módulo de deformação tangente inicial, uma vez que, após alguns ciclos de carregamento e descarregamento, a reta que liga os pontos

da curva tensão-deformação relativos às tensões  $\sigma_{c1}$  e  $\sigma_{c2}$  é aproximadamente paralela à reta tangente à curva de origem (SHEHATA, 2005).

TABELA 2.1 – Denominação e determinação do módulo de elasticidade segundo diferentes métodos padronizados (SHEHATA, 2005).

Norma	Determinação do Módulo	$E_c = (\sigma_{c2} - \sigma_{c1}) / (\varepsilon_{c1} - \varepsilon_{c1})$
RILEM CPC8 : 1975	Secante	$\sigma_{c1} = 0,5 \text{ MPa}$ $\sigma_{c2} = f_c / 3$ $\varepsilon_{c1} = \text{deformação relativa a } \sigma_{c1}$ $\varepsilon_{c2} = \text{deformação relativa a } \sigma_{c2}$
BS 1881 : 1983 (igual à ISO 6784)	Secante	$\sigma_{c1} = 0,5 \text{ MPa}$ $\sigma_{c2} = f_c / 3$ $\varepsilon_{c1} = \text{deformação relativa a } \sigma_{c1}$ $\varepsilon_{c2} = \text{deformação relativa a } \sigma_{c2}$
ASTM M469-02	Cordal	$\sigma_{c1} = \text{tensão relativa a } \varepsilon_{c1} = 50 \times 10^{-6}$ $\sigma_{c2} = 0,4 f_c$ $\varepsilon_{c1} = 50 \times 10^{-6}$ $\varepsilon_{c2} = \text{deformação relativa a } \sigma_{c2}$
NBR 8533:2003	Tangente inicial	$\sigma_{c1} = 0,5 \text{ MPa}$ $\sigma_{c2} = 0,3 f_c$ $\varepsilon_{c1} = \text{deformação relativa a } \sigma_{c1}$ $\varepsilon_{c2} = \text{deformação relativa a } \sigma_{c2}$

### 2.3. FATORES QUE INFLUENCIAM O MÓDULO DE DEFORMAÇÃO

O módulo de deformação de um material é determinado de forma geral pela sua composição e apenas indiretamente relacionado com as demais propriedades mecânicas (VAN VLACK, 1970). Segundo Li, Zhao, Pang & Li (1999) e Vasconcelos & Giammusso (1998), em materiais heterogêneos e multifásicos, como o concreto, características como fração volumétrica, massa específica, módulo de deformação dos principais constituintes e características da zona de transição influenciam fortemente o comportamento elástico do compósito. Como a massa específica é inversamente proporcional à porosidade, naturalmente os fatores que afetam a porosidade dos componentes do concreto (agregado e pasta de cimento) e a zona de transição são extremamente importantes.

No concreto, normalmente associa-se resistência à compressão ao módulo de deformação. Isto se deve ao fato de que tanto o módulo de deformação como a resistência, embora em diferente proporção, são afetados pela porosidade do material. Assim, de um modo geral, os parâmetros que influenciam a resistência à compressão influenciam também o diagrama de tensão-deformação, embora em diferente grau (PACHECO, 2006). Segundo Andrade et al (1997), os fatores que mais influenciam são o tipo e a quantidade de agregado graúdo.

A FIGURA 2.7 apresenta o fluxograma com os diversos parâmetros que influenciam o módulo de deformação do concreto.

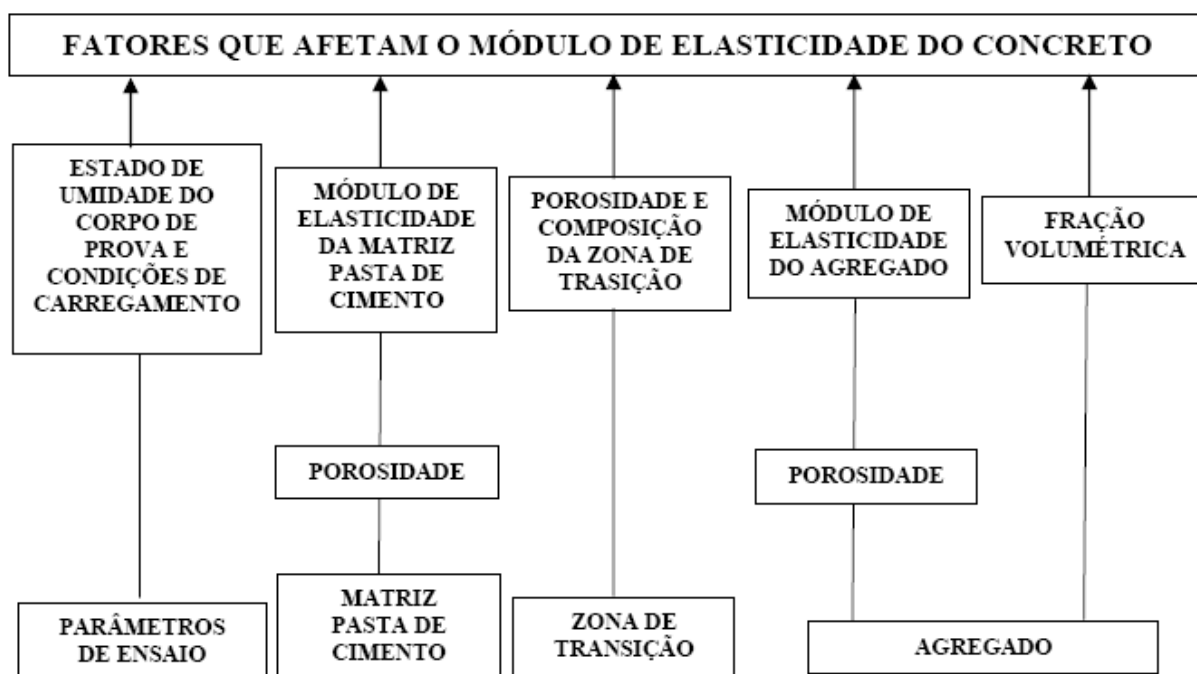


FIGURA 2.7. – Parâmetros que influenciam o módulo de deformação do concreto (adaptado de MEHTA & MONTEIRO, 2006).

### 2.3.1. INFLUÊNCIA DO AGREGADO GRAÚDO

Das características do agregado graúdo que afetam o módulo de deformação do concreto, a porosidade é a mais importante, uma vez que esta determina a rigidez do agregado. Sabe-se que a rigidez controla a capacidade do agregado em restringir deformações do concreto. Pressupõe-se, então, que agregados mais densos e com alto módulo de deformação resultarão em concretos com módulos de deformação maiores. No entanto, a influência dos agregados no valor do módulo de deformação do concreto somente é evidenciada em idades mais

avançadas já que às primeiras idades, a pasta de cimento, por ser o ligante dos agregados e por apresentar módulo baixo, exerce grande influência no módulo de deformação da mistura (MEHTA & MONTEIRO, 2006).

Na FIGURA 2.8 mostra-se o resultado do módulo de elasticidade tangente inicial em função da resistência à compressão. Nos concretos estudados foram utilizados três tipos diferentes de agregado graúdo – basalto, granito e seixo. O gráfico evidencia a influência do tipo de agregado escolhido para o concreto no módulo de elasticidade. Silva (2003) também chegou à essa conclusão na sua pesquisa, onde os concretos produzidos com o agregado de tipo litológico basalto apresentaram maiores valores de módulo de deformação, seguido pelos resultados dos concretos produzidos com os agregados de tipos litológicos calcário e seixo.

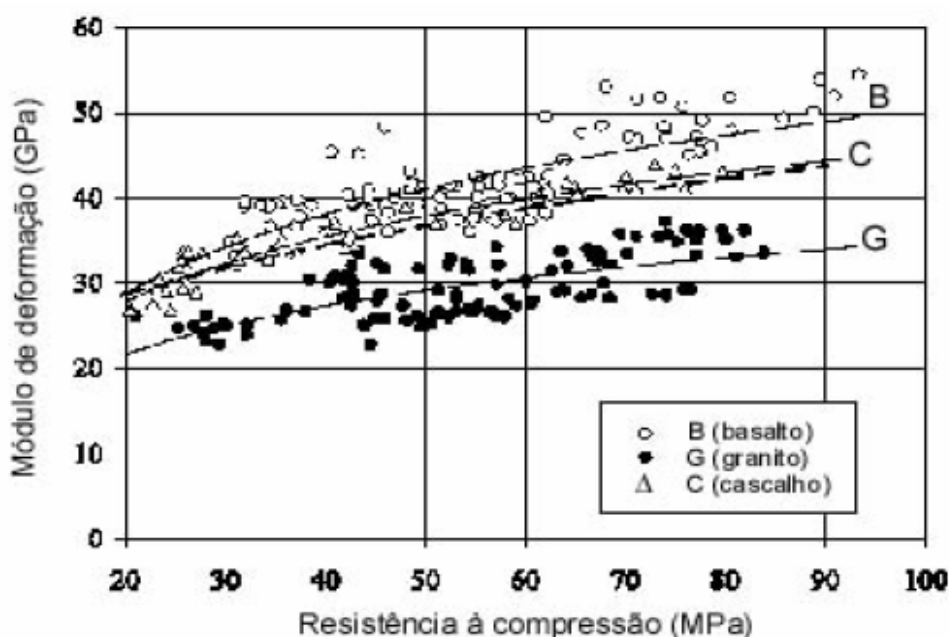


FIGURA 2.8. – Módulo de elasticidade tangente inicial de concretos com diferentes tipos de agregados graúdos (KLISZCZEWICZ & AJDUKIEWICZ, 2002).

Andrade et al (1997) pesquisaram diversos tipos de agregados graúdos e também chegaram à conclusão de que o módulo de elasticidade do concreto é influenciado pelo módulo de elasticidade do agregado, pelo tipo litológico do agregado, pela dimensão máxima do agregado e pela idade do concreto.

Quando se analisa a relação  $a/c$  juntamente com o agregado, pode-se chegar à seguinte situação: uma relação  $a/c$  constante e uma variação do abatimento provocarão uma conseqüente variação do teor de agregados. A diminuição do abatimento gerará um maior teor de agregados quando for mantida a

mesma relação  $a/c$ . Este aumento do teor de agregados ocasionará um aumento do módulo de elasticidade quando o abatimento for constante. Como esperado, a diminuição da relação  $a/c$ , mantendo constante o abatimento, faz com que se tenha um aumento do módulo de elasticidade (MELO NETO & HELENE, 2002).

### 2.3.2. INFLUÊNCIA DA MATRIZ DA PASTA DE CIMENTO

A porosidade é uma propriedade decisiva para determinação do módulo de deformação da matriz da pasta de cimento, sendo a porosidade da pasta de cimento controlada por diversos fatores, como: relação  $a/c$ , conteúdo de ar, adições minerais e grau de hidratação do cimento. Assim sendo, afeta o módulo de deformação do concreto, sob o mesmo aspecto (rigidez) explicado para o agregado graúdo (PRADO, 2006).

### 2.3.3. INFLUÊNCIA DA ZONA DE TRANSIÇÃO

Conforme já explicado, os dois componentes do concreto, pasta de cimento e o agregado, quando submetidos isoladamente a tensões, demonstram relações tensão-deformação praticamente lineares.

Vários autores, como Buchaim (2001), Mehta & Monteiro (2006) Neville (1997) e Andrade et al. (1997), são unânimes em afirmar que a explicação para a curvatura da relação tensão-deformação do concreto encontra-se na existência de interfaces entre pasta e agregado, ou seja, na zona de transição. A zona de transição possui características que afetam o módulo de deformação do concreto, tais como: volume e tamanho de vazios maiores que na pasta de cimento, concentração de cristais de hidróxido de cálcio que se formam perpendicularmente à superfície do agregado e micro-fissuras. A zona de transição está sujeita ainda à porosidade controlada por fatores como a relação  $a/c$ , adições minerais, características de execução, distribuição granulométrica do agregado, interação química entre o agregado e a pasta de cimento e o grau de hidratação.

Li, Zhao, Pang & Li (1999) comprovaram que o módulo de deformação do concreto aumenta com a redução da fração volumétrica da zona de transição. A fração volumétrica da zona de transição é determinada pela superfície específica do agregado graúdo, que, por sua vez, depende tanto da sua dimensão máxima como

da sua graduação. Primeiramente, o aumento da dimensão máxima reduz a superfície específica do agregado, reduzindo também a extensão da zona de transição. Além disso, o uso de agregados bem graduados proporciona menores espessuras nas zonas de transição, devido ao melhor espalhamento da pasta de cimento, bem como menor número e tamanho dos vazios, e pelo preenchimento dos espaços, tanto pelos agregados bem graduados como pela pasta de cimento (LI, ZHAO, PANG & LI, 1999; MEHTA & MONTEIRO, 2006; ANDRADE et al., 1997; NEVILLE, 1997).

Sabe-se que, mesmo antes da aplicação de carga externa, já existem micro-fissuras na zona de transição entre a matriz e o agregado graúdo no concreto (MEHTA & MONTEIRO, 2006; ANDRADE et al., 1997; NEVILLE, 1997). O aparecimento de fissuras na interface pasta-agregado significa que a energia acumulada é transformada em energia de superfície das novas faces das fissuras. Com o desenvolvimento progressivo das micro-fissuras ocorre um acréscimo localizado e progressivo de tensões, explica Neville (1997). Conseqüentemente, a deformação cresce mais que a tensão aplicada, resultando em um gráfico tensão-deformação na forma de uma curvatura com aparência de comportamento pseudo-elástico (ANDRADE et al., 1997).

O uso de adições minerais densifica e reduz a espessura da zona de transição pasta-agregado. O uso dessas adições minerais pode aumentar a resistência e a dureza do concreto (AITCIN, 2000). Porém, segundo Dal Molin (1995) e Pacheco (2006), as melhores características da zona de transição devido às adições minerais não são suficientes para acarretar uma melhoria correspondente no módulo de deformação do concreto, pois as características do agregado se tornam fator limitante. Verificaram que a resistência à compressão apresenta um aumento três vezes maior que o aumento percentual do módulo de deformação correspondente.

#### 2.3.4. PARÂMETROS DE ENSAIO

Os parâmetros de ensaio (umidade da amostra, condição de carregamento e tipo de medidor de deformação) do módulo de deformação também podem exercer influência sobre os resultados.

Exemplificando, nota-se que independente da dosagem ou tempo de cura dos corpos de prova testados, em condições úmidas, estes apresentam módulo de deformação aproximadamente 15% maior que os correspondentes testados em condições secas. Situação oposta ao que ocorre com os resultados de resistência à compressão, onde são observados aproximadamente os mesmos acréscimos na resistência, porém com os corpos de prova ensaiados em condições secas. Isso ocorre pois a secagem produz efeitos diferentes na matriz da pasta de cimento e na zona de transição (MEHTA & MONTEIRO, 2006; NEVILLE, 1997).

A velocidade de carregamento ou aplicação da carga também influenciará o valor das deformações e a curvatura da relação tensão-deformação. A taxa de propagação das fissuras é dependente da velocidade que a carga é aplicada. Quando a carga é instantânea ou aplicada rapidamente, as deformações serão muito reduzidas antes da ruptura, o módulo de deformação será alto e a curvatura do gráfico tensão-deformação será bem menor (ANDRADE et al, 1997).

Se o tempo de carregamento for aumentado de cinco segundos até dois minutos a deformação poderá aumentar até 15%. Entretanto, de dois a dez minutos, ou até vinte minutos, o aumento da deformação é bem pequeno (ANDRADE et al, 1997).

Leituras de deformação obtidas no eixo de corpos de prova cilíndricos são aproximadamente 55% maiores que em sua superfície. Desta forma, haveria disparidade entre os valores de módulo de deformação obtidos com o uso de extensômetros embutidos e com o uso de deflectômetros instalados na superfície dos corpos de prova (BAKHT, JAEGER & MUFTI, 1989 apud RODRIGUES, 2003).

Crouch & Pearson (1995) *apud* Cunha (2000), realizando ensaios comparativos de módulo de deformação em corpos de prova capeados com enxofre e com neoprene, encontraram diferenças de até 3% para concretos com resistência entre 14 e 38 MPa, e de até 6% para concretos com resistência entre 38 e 55 MPa.

A fim de minimizar os efeitos externos sobre os resultados do ensaio para determinação do módulo de deformação do concreto, Herster (1980) *apud* Cunha (2000), aconselha que a prensa utilizada no ensaio tenha rigidez lateral de pelo menos  $17,5 \times 10^6$  N/m e longitudinal de  $17,5 \times 10^8$  N/m. Além disso, segundo Jacintho & Giongo (2005), nos contatos entre a face superior e inferior do corpo de prova, surgem forças de atrito horizontais que modificam as distribuições de tensões nas faces, influenciando nos resultados (FIGURA 2.9). Sugerem, então, que o atrito entre as

placas de carregamento e o corpo de prova seja minimizado por meio de placas de teflon colocadas entre o aço da prensa e o corpo de prova. Além disso, para simular condições mais próximas de isotropia do material, deve ser observado que o diâmetro do corpo de prova seja maior que três vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo (CUNHA, 2000).

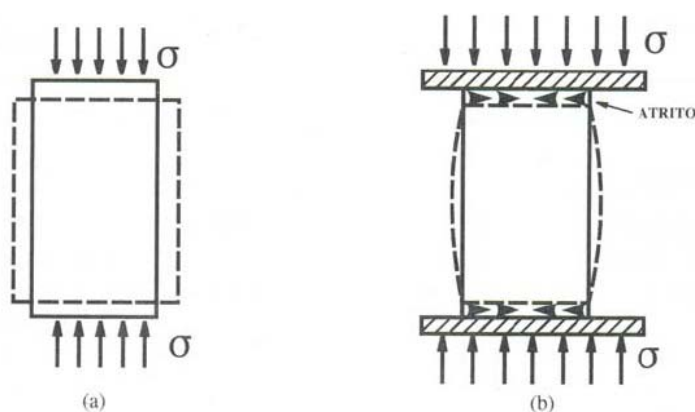


FIGURA 2.9. – Ensaio de compressão: a) deformação vertical e horizontal; b) atrito entre os pratos da prensa e o corpo de prova (JACINTHO & GIONGO, 2005)

### 2.3.5. IDADE DO CONCRETO

Com relação à idade do concreto, Andrade et al (1997) citam que, aos 7 dias, o módulo de deformação alcança entre 65% e 85% do valor a 28 dias, bem parecido com valores de resistência à compressão. Porém, a partir dos 28 dias, evolui mais rapidamente do que a resistência à compressão. E dos 28 dias aos 180 dias há um crescimento em torno de 20% no módulo de deformação.

Rodrigues (2003), em seus ensaios usando granito e micaxisto como agregado graúdo e uma relação a/c de 0,4 e 0,7, não obteve uma tendência definida do valor do módulo de deformação do concreto X idade. Entretanto, todos os resultados obtidos aos 28 dias foram maiores que os resultados apurados aos 7 dias, sendo que os maiores acréscimos atingiram porcentagens de 55%, 44% e 23%.



## 2.4. MÓDULO DE DEFORMAÇÃO A PARTIR DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO – RELAÇÃO $f_c \times E_c$

Segundo Mehta & Monteiro (2006), o uso da resistência à compressão como fator principal para o cálculo estimado do módulo de deformação tem fundamento, pois o comportamento da tensão-deformação das três fases componentes do concreto (agregado, matriz da pasta de cimento e zona de transição) seria estabelecido pelas suas resistências individuais, que, por sua vez, estão ligadas à resistência última do concreto. Neville (1997) pactua com essa idéia, porém acrescenta que não há um consenso sobre a forma exata dessa dependência e que o crescimento dos valores do módulo de deformação é menor que o crescimento da resistência à compressão.

Apesar do módulo de deformação ser uma propriedade tão importante, na maioria das vezes é estimado a partir de equações propostas por normas ou por algumas pesquisas. Sabe-se também que possui outros fatores influentes em seu estado, conforme abordado no item anterior. Fatores estes que deveriam ser levados em consideração caso se queira representar o módulo de deformação da forma mais fiel. Entretanto, tais fatores de influência são ocultados das expressões para torná-las mais simples e usuais. Por outro lado, há a necessidade de se avaliar o comportamento do módulo desde as idades iniciais até idades mais avançadas. Porém, as constantes destas equações são geralmente obtidas de corpos de prova ensaiados apenas aos 28 dias (SANTOS et al, 2006; ARAÚJO, 2003).

De acordo com Pereira Neto & Djanikian (1995), e Silva (2003), as equações propostas apresentam as seguintes limitações:

- geralmente não avaliam o efeito das diferentes propriedades dos agregados, exceto que eles podem afetar a resistência;
- o módulo de deformação altera com a idade do concreto e as constantes empíricas das equações são baseadas apenas em corpos de prova ensaiados aos 28 dias de idade;
- nenhuma das equações pode avaliar o efeito das diferentes proporções das misturas;
- não se descobriu ainda uma relação definitiva entre o módulo de deformação e a resistência à compressão quando o concreto é produzido com diferentes tipos de agregados. Concretos com

mesma resistência e agregados diferentes apresentam módulos com valores consideravelmente distintos.

Normalmente as equações correlacionando módulo em função da resistência obedecem ao seguinte modelo:  $E_c = k_1 \cdot f_c^{k_2} + k_3$ , sendo desejável o modelo onde  $k_3=0$ , pois, assim,  $E_c$  será zero quando o  $f_c$  também o for. Deste modo, o modelo se reduziria a  $E_c = k_1 \cdot f_c^{k_2}$ , onde  $k_1$  será uma constante relacionada aos parâmetros avaliados e  $k_2$  varia entre 0,3 e 0,5 (VOGT, 2006). Segundo Shehata (2005),  $k_2=0,3$  oferece melhor correlação  $f_c \times E_c$  para concretos de maiores faixas de  $f_c$ , enquanto  $k_2=0,5$  beneficiaria menores faixas de  $f_c$ .

Abaixo, na TABELA 2.2, são apresentadas equações propostas por algumas normas e pelo IBRACON, e, na FIGURA 2.10, a representação e comparação gráfica destas normas. Observa-se que os parâmetros  $a_1$  e  $a_2$  não foram levados em consideração. Logo, NBR 6118 (ABNT, 2003) e IBRACON/2003 se igualam.

TABELA 2.2 - Equações de algumas normas para previsão do módulo de deformação em função da resistência do concreto.

Referência	Equação de correlação	Observações
NBR 6118:2003	$E_{ci} = 5600 f_{ck}^{1/2}$	$15 \leq f_{ck} \leq 50$
ACI 318 -02	$E_{ci} = 4700 f_{ck}^{1/2}$	
IBRACON - 2003	$E_{ci} = a_1 a_2 5600 \cdot f_{ck}^{1/2}$	$a_1$ em função do agregado; $a_2$ em função da consistência.
CEB FIP MC 90	$E_{ci} = a_1 21500 (f_{cm}/10)^{1/3}$	$a_1$ em função do agregado; $f_{cm} = f_{ck} + 8$

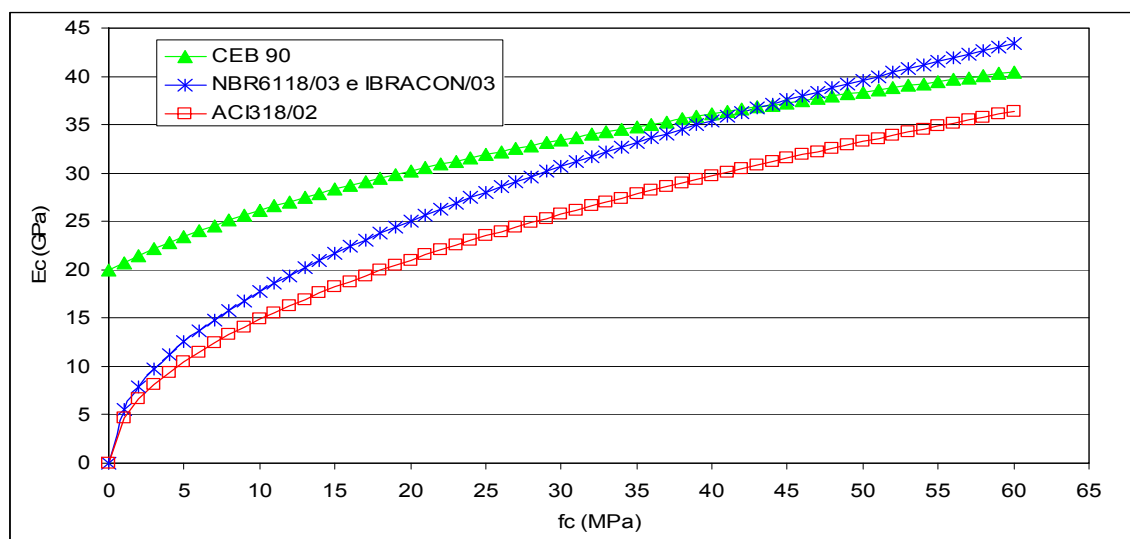


FIGURA 2.10. – Curvas comparativas entre os modelos de algumas normas.

A seguir, mostram-se na TABELA 2.3 algumas expressões propostas por diversos pesquisadores onde se relaciona o módulo de deformação (para tensões entre 0,3 e 0,5  $f_c$ ) com a resistência à compressão para alguns tipos de agregados e avaliados em corpos de prova cilíndricos.

TABELA 2.3 – Módulo de deformação para diversos tipos de agregado (SANTOS et al, 2006)

Referência	Tipo de agregado graúdo	Equação de correlação	Faixa de aplicação (MPa)
Carrasquillo et al.(1981)	Calcário e seixo	$E = 3320.f_c^{1/2} + 6900$	$21 \leq f_c \leq 83$
Shih et al. (1989)	Calcário	$E = 4660.f_c^{1/2} - 1370$	$21 \leq f_c \leq 83$
Almeida (1990)	Calcário e granito	$E = 5330.f_c^{1/2}$	$40 \leq f_c \leq 120$
EC2 (1992)	Quartzo	$E = 9500.f_c^{1/3}$	-----
Shehata et al. (1993)	Gnaise	$E = 4250.f_c^{1/2}$	$f_c \leq 90$
Gomes (1995)	Traquito e gnaise	$E = 8142.f_c^{0,37}$	-----
Ferrari et al. (1996)	Calcário e gnaise	$E = 3691.f_c^{1/2} + 5445$	$10 \leq f_c \leq 81$
Dal Molin e Monteiro (1996)	Basalto	$E = 9570.f_c^{0,31}$	$30 \leq f_c \leq 90$
Radain et al. (1993)	Basalto	$E = 2173.f_c^{1/2} + 1456$	$40 \leq f_c \leq 90$
Pinto (2003)	Granulito e calcário	$E_c = -0,0013f_c^2 + 0,4303f_c + 7,3413$	$40 \leq f_c \leq 120$

A FIGURA 2.11 mostra a curva ( $f_c \times E_c$ ) e o modelo matemático ( $y=3,3736x^{0,6002}$ ,  $R^2=0,8733$ ) obtidos por Melo Neto & Helene (2002) em concretos produzidos com agregado graúdo de origem granítica do estado de São Paulo, analisando a variação da relação  $a/c$  e o abatimento. Os valores experimentais obtidos estão bem próximos aos da curva proposta pelo ACI 318, ultrapassando o mesmo quando a resistência atinge aproximadamente 30MPa. Com relação à NBR 6118 (ABNT, 2003), tem-se que a mesma apresenta valores de módulo superestimados.

Nunes et al (2005) avaliaram a resistência e o módulo de deformação de concretos fabricados no Rio de Janeiro com classe de resistência de 25MPa e 30MPa. Verificaram, conforme FIGURA 2.12, que a expressão da norma brasileira também tende a superestimar o valor do módulo tangente inicial dos concretos

estudados, fato este que também já havia sido confirmado por SHEHATA e GASPARELO (1999). A equação que melhor representa esse comportamento é dada por  $E_{cij} = 4,55 f_{cmj}^{0,5}$ , com um  $R^2=0,77$ .

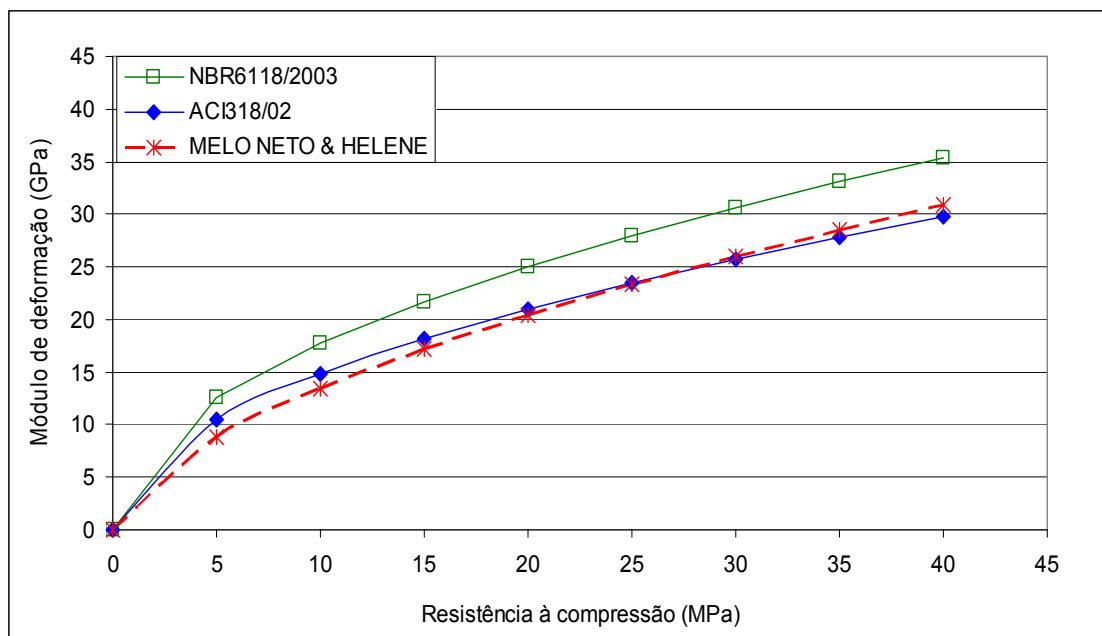


FIGURA 2.11. – Comparação entre a curva obtida experimentalmente e as propostas pela NBR6118 (ABNT, 2003) e ACI318/02 (adaptado MELO NETO & HELENE, 2002)

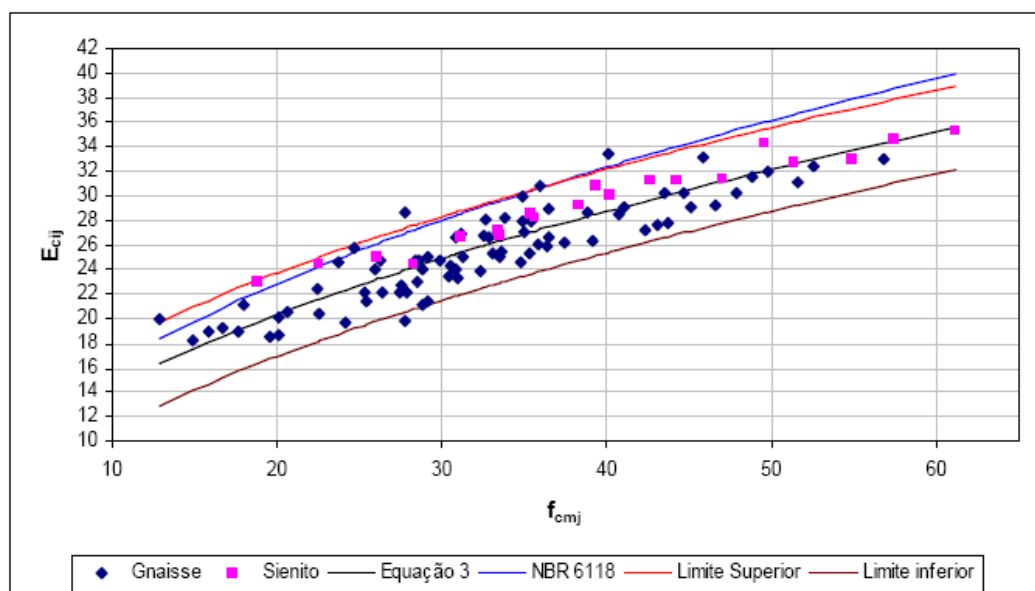


FIGURA 2.12. – Relações entre  $E_{cij}$  e  $f_{cmj}$  experimental e comparação com a ABNT NBR 6118:2003 (NUNES et al, 2005)

Em um estudo semelhante ao anterior, associando  $f_c$  e  $E_{ci}$  para concretos de 25MPa e 30MPa nas idades de 7, 28 e 91 dias, fabricados por centrais da região

da grande Vitória – ES, Pacheco (2006) chegou a uma correlação bem próxima à NBR 6118 (ABNT, 2003) ( $E_{ci}=5870f_{ck}^{0,5}$ ). Conclui-se, então, que a norma brasileira atende perfeitamente os concretos produzidos na referida região. Diante desse tipo de divergência, em uma região a norma está superestimando valores, enquanto noutra está adequada. Shehata (2005) então sugere que cada região buscasse expressões específicas do módulo de deformação para os concretos a fim de evitar que valores de módulo estimados venham a ser muito diferentes dos valores reais.

Em se tratando de concreto de alto desempenho, tem-se que o comportamento do mesmo difere do concreto convencional. A introdução de adições minerais e de aditivos químicos permite obter um concreto mais homogêneo. Isso faz com que as tensões sejam transmitidas aos agregados submetendo-os no processo de propagação de fissuras. Então, a curva tensão – deformação se torna mais frágil, e o comportamento de pós fissuração é observado com dificuldade. As curvas de tensão-deformação se aproximam da natureza dos componentes do concreto, especialmente dos agregados. A visualização das curvas tensão-deformação para um concreto convencional (a), concreto de alta resistência (b) e concreto de ultra alta resistência (c) são apresentadas na FIGURA 2.13 (ACITO & GUERRINI, 1999 *apud* FARIAS et al, 2004).

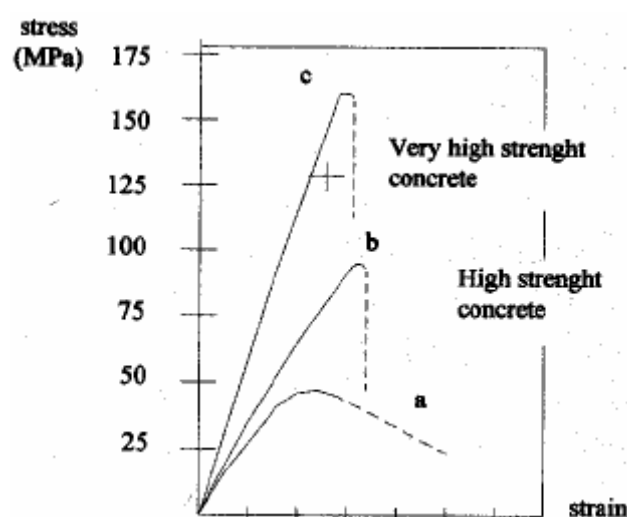


FIGURA 2.13. – Curvas de tensão deformação para o concreto (ACITO & GUERRINI, 1999 *apud* FARIAS et al, 2004)

Parte do estudo de Souza & Dal Molin (2006) teve como objetivo avaliar a uso do metacaulim de alta reatividade no concreto, visando verificar a sua influência na relação da resistência à compressão com o módulo de elasticidade do concreto.

Obteve-se então que, para concretos com resistência à compressão entre 10MPa e 90MPa, a relação entre  $f_c$  e  $E_c$  segue o seguinte modelo:  $E_c=3776,1f_c^{0,5781}$ , com  $R^2:= 0,9274$ .

A FIGURA 2.14 compara a curva deste modelo com as curvas propostas pelo ACI 363 (1991), pela NBR 6118 (ABNT, 1991) e com a obtida com a sílica ativa e com a cinza de casca de arroz, por DAL MOLIN (1995) e SENSACLE (2000), respectivamente, além da nuvem de pontos obtidos na pesquisa. Nota-se então que o modelo matemático obtido se assemelha ao anteriormente proposto por DAL MOLIN (1995) e SENSACLE (2000), ou seja, inferiores aos estabelecidos pela NBR 6118 (ABNT, 2003), comprovando que a norma brasileira também não está ajustada ao concreto de alta resistência.

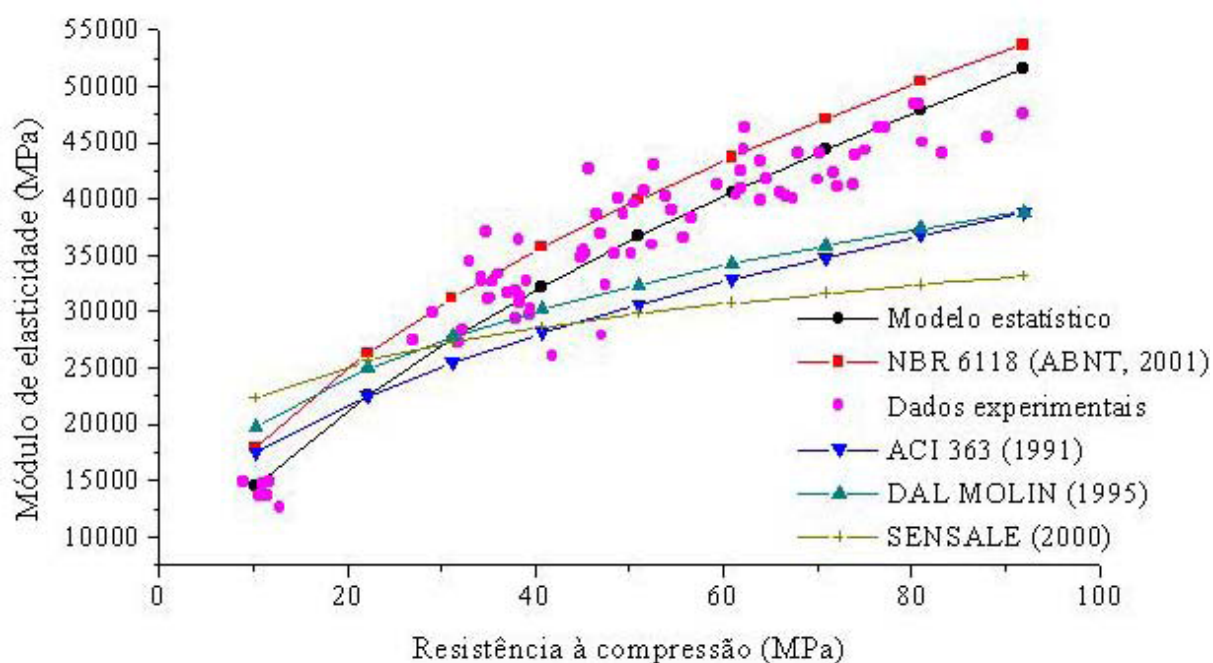


FIGURA 2.14. – Relação entre os valores de resistência à compressão e módulo de elasticidade (SOUZA & DAL MOLIN, (2006))

Ribeiro & Almeida (2002), em seus experimentos, ponderam que, apesar de alguns modelos conduzirem a boas aproximações dos valores reais do módulo de deformação, eles podem levar a erros apreciáveis. Assim, recomenda-se fazer a determinação do módulo através de ensaios práticos caso se pretenda obter valores mais precisos das tensões e das deformações de estruturas de concreto.

## Capítulo 3

# INFLUÊNCIA DAS DIMENSÕES DO CP NA RESISTÊNCIA E NO MÓDULO DE DEFORMAÇÃO DO CONCRETO

### 3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

YI et al (2006) explicam que todo material possui propriedades próprias específicas. Deste modo, essas propriedades são consideradas únicas quando são independentes de dimensões e formato dos corpos de prova. Entretanto, essa independência não é notada no concreto, pois algumas propriedades, dentre elas a resistência e o módulo de deformação, variam com a mudança do tamanho e formato dos corpos de prova.

Segundo Bazant (2000), os estudos iniciais sobre a influência do tamanho remontam ao século XVI. Leonardo da Vinci constatou que entre cordas de mesma espessura a mais comprida possui menor resistência e sugeriu que, quanto menor for uma corda, mais forte ela será. Porém, um século adiante, em 1638, Galileu Galilei, em uma abordagem mais metódica, contestou o trabalho de da Vinci. Avaliou o formato de ossos de animais e comparou esqueletos de pequenos e grandes vertebrados, chegando à conclusão de que eles crescem desproporcionalmente em relação à dimensão linear do animal, devido à reciprocidade do peso do animal ( $\sim [L]^3$ ) e da resistência do osso ( $\sim [L]^2$ ).

Um pouco mais a frente, em 1686, com base nas pesquisas de Mariotte, constatou-se que uma corda longa ou curta sempre suporta o mesmo peso, a não ser que a corda longa possua alguma imperfeição em algum lugar no qual haverá um rompimento mais rápido do que na corda curta (BAZANT, 2000).

Acreditou-se por muito tempo que o efeito do tamanho do corpo de prova tinha sua origem na estatística, teoria de Weibull. Essa afirma que o efeito do tamanho na resistência se origina no fato de que quanto maior for a estrutura, maior é a probabilidade que em seu volume seja encontrado um elemento do material de

baixa resistência, podendo causar a falha de toda a estrutura. Assim, essa influência era considerada como um assunto de estudo da estatística (BAZANT, 2000).

Esse conceito só foi contestado na década de 1980, com diversos trabalhos mostrando essa influência das dimensões na resistência da estrutura e na sua fragilidade. Atualmente é largamente aceito que essa influência tem caráter determinístico, sendo causado, sobretudo, por redistribuição de tensões e liberação de energia, associados a uma propagação estável de grandes fraturas, ou à formação de grandes zonas com fissuras distribuídas, que são típicas de materiais frágeis, tais como o concreto (COURA, 2006).

Ainda segundo Coura (2006), a influência das dimensões dos corpos de prova sobre as propriedades mecânicas dos materiais é chamada de efeito escala. O autor explica que, na análise dimensional, os parâmetros que são ignorados no corpo grande (protótipo) por exercerem pequena influência, no corpo pequeno (modelo) passam a exercer grande influência. No caso do concreto, se as dimensões dos agregados forem pequenas em relação às dimensões dos corpos de prova, a heterogeneidade do material é desconsiderada. Entretanto, num corpo de prova pequeno esta influência é significativa. Logo, esse efeito desapareceria se o diâmetro máximo do agregado variasse proporcionalmente com a dimensão do corpo de prova.

Carneiro (1993) sugere prudência para as conclusões de que a resistência mecânica de um material tende para zero quando a dimensão característica do corpo de prova utilizado no ensaio tende para o infinito. Deve-se então considerar tais conclusões defeituosas por serem contrárias à experiência ou mesmo à simples observação.

O formato, o tamanho e os tipos de molde usados para os ensaios do concreto variam de país para país. Geralmente essas características são apontadas pelas normas específicas de cada um. Corpos de prova cilíndricos, prismáticos ou cúbicos são utilizados, podendo ser moldados em fôrmas de aço, de ferro fundido ou de materiais descartáveis como o papelão ou o plástico.

O tipo de material do molde, apesar de parecer insignificante, pode levar a resultados de ensaios equivocados. Resistências menores podem ser obtidas devido à perda de parte da energia de adensamento para casos de moldes com pouca rigidez. O contrário pode ocorrer caso o molde apresente vazamento da água de amassamento. Deformações excessivas podem ser resultantes do uso excessivo



de moldes descartáveis, que devem ser usados um número limitado de vezes (Day & Haque, 1993).

Corpos de prova cilíndricos, geralmente com relação altura/diâmetro igual a dois, são usados no Brasil, Estados Unidos, Canadá, França, Austrália e África do Sul. Os cúbicos, geralmente com 150 mm de aresta, são usados em vários países europeus como a Inglaterra e Alemanha. Já na Noruega ocorre o emprego dos dois tipos de corpos de prova citados acima. Os prismáticos, apesar de mais raros, também são utilizados no Brasil. Possuem seção quadrada e relação altura/menor dimensão da seção transversal igual a dois, análoga ao corpo de prova cilíndrico.

No Brasil, a norma relativa ao assunto é a NBR 5738 – Moldagem e Cura de Corpos de Prova Cilíndricos ou Prismáticos de Concreto (ABNT, 1994). Ela estabelece que os corpos de prova podem ser prismáticos ou cilíndricos. A dimensão básica (diâmetro) escolhida para os cilindros deve ser 100mm, 150mm, 250mm ou 450 mm e devem ter diâmetro igual a  $d$  e altura igual a  $2d$ .

Com a liberdade das normas em permitir o uso de corpos de prova de diferentes tamanhos, ocasionalmente surgem argumentos favoráveis à adoção de corpos de prova menores. Dentre as vantagens, alguns autores como Yazici & Sezer (2007), Tokyay & Ozdenir (1997) e Day & Haque (1993) citam:

- facilidade de manuseio e transporte. Um corpo de prova cilíndrico de 150 x 300 mm pesa aproximadamente 12,5 Kg, enquanto os de 100 x 200 mm pesam 3,6 Kg;
- menor susceptibilidade de danos;
- menores custos com os moldes, concreto e material de capeamento;
- menor espaço para armazenamento;
- menor capacidade das prensas.

Apesar das indiscutíveis vantagens oferecidas pelo uso de corpos de prova de menores dimensões, Cupertino et al (2008), Cupertino et al (2007) e YI et al (2006) explicam que o tamanho pode influenciar no valor da resistência e também na variabilidade dos ensaios. O coeficiente de variação da resistência aumenta com a diminuição do tamanho de corpos de prova geometricamente semelhantes (FIGURA 3.1). Salienta-se que o coeficiente de variação (CV) é uma análise

estatística, com o qual se avalia a variação dos resultados de um experimento. Pode ser usado quando se deseja comparar a variabilidade de várias amostras com médias diferentes, ou quando as variáveis aleatórias têm dimensões diferentes. A grande dispersão de resultados obtidos através de corpos de prova pequenos faz com que eles sejam usados em grande quantidade para obter a mesma precisão no cálculo da média (CRESPO, 2002). Exemplificando, Day & Haque (1993) mostram em seus estudos que, para resistências entre 15MPa e 50 MPa, o coeficiente de variação passaria de 3,0% para 6,0% alterando os cilindros de 150 x 300 mm para 75 x 150 mm.

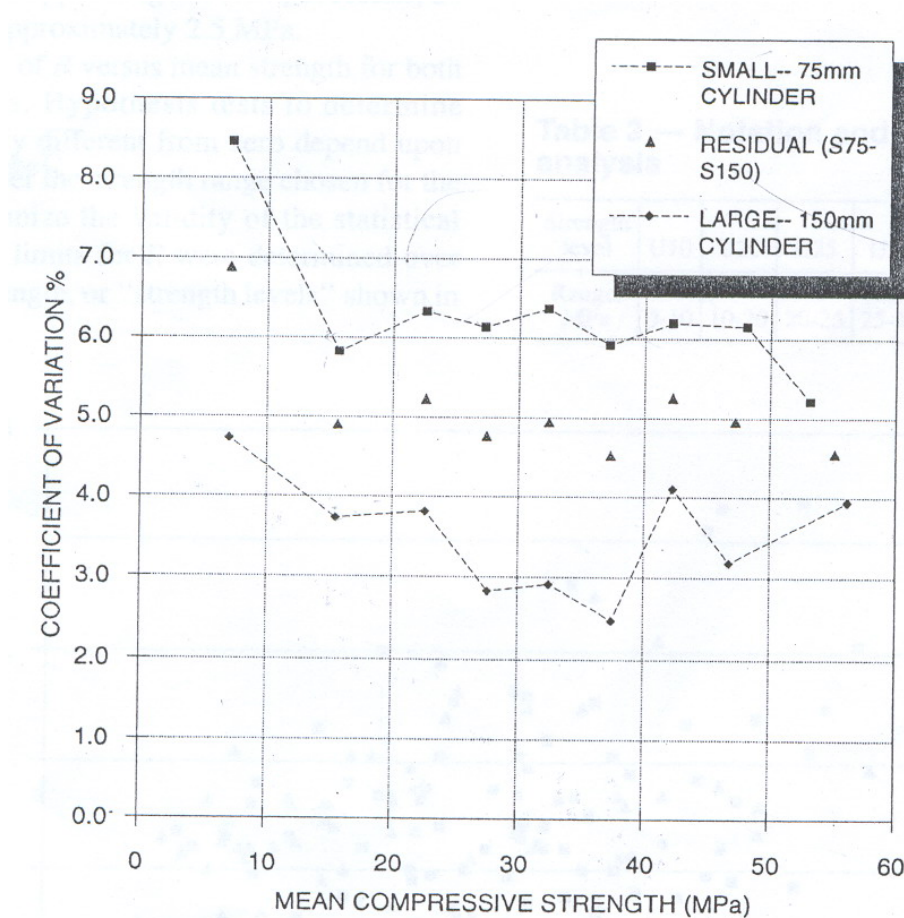


FIGURA 3.1. – Variação do coeficiente de variação da resistência em função das resistências à compressão médias (DAY & HAQUE, 1993).

### 3.2. INFLUÊNCIA DO TAMANHO DO CP NA RESISTÊNCIA DO CONCRETO

Freqüentemente a literatura faz referência a resultados comparativos de ensaios em corpos de prova com dimensões diferentes e apontam que os de maior

tamanho e, obviamente de maior volume, conduzem a resultados de resistências menores, FIGURA 3.2 (COURA, 2006, ELFAHAL et al. 2005). A influência do tamanho dos corpos de prova está relacionada ao fato de que a resistência do concreto encontra-se ligada às diferentes resistências dos seus elementos constituintes. Logo, é razoável esperar que a chance de apresentar um material menos resistente aumenta nas amostras de maiores dimensões e que estatisticamente o número de fissuras e de defeitos nos corpos de prova pequenos são menores que nos grandes, resultando em uma densidade maior (COUTINHO e GONÇALVES, 1994; COURA, 2006). No entanto, na visão de Jacintho & Giongo (2005), para volumes maiores o índice de vazios é maior e, portanto, mais deformável, por isso apresenta resistências menores.

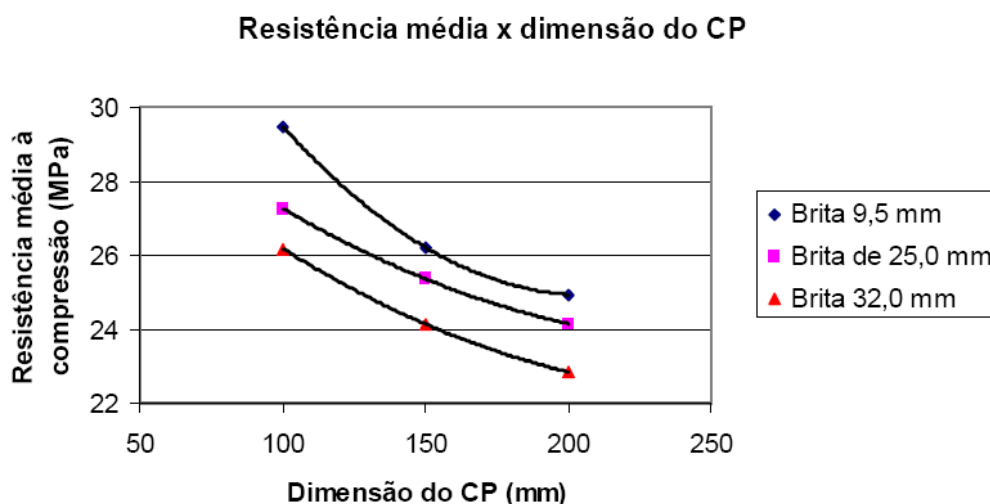


FIGURA 3.2. – Resistência média à compressão x diâmetro do corpo de prova - CP. (COURA, 2006).

Chin, Mansur & Wee (1997) concluíram que corpos de prova com tamanhos, formas e sentido de moldagens diferentes também aumentam a resistência na mesma razão. Resultado semelhante também obtido por Neville (1997) (FIGURA 3.3).

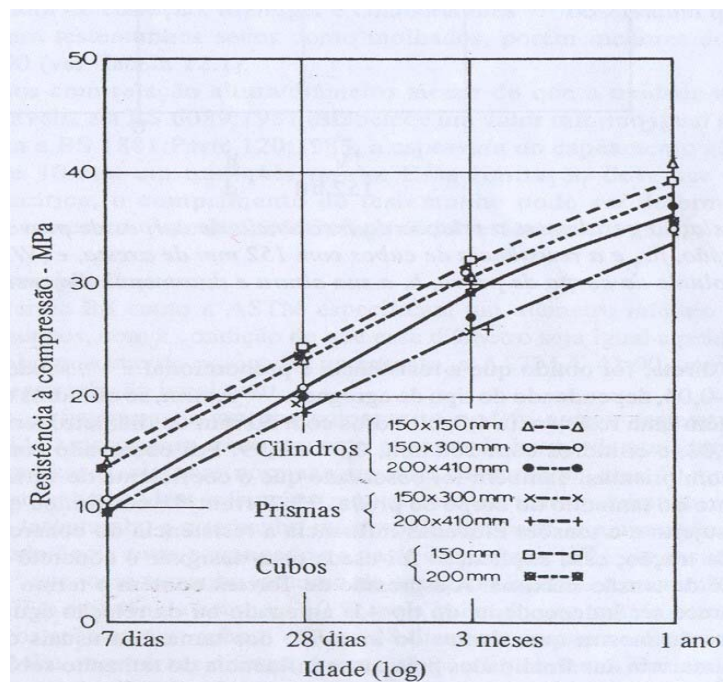


FIGURA 3.3. – Efeito da idade sobre a resistência à compressão de corpos de prova de formas e tamanhos variados (NEVILLE, 1997).

Entretanto, Day & Haque (1993) não encontraram essa tendência em seus estudos. Analisando concretos de 20 MPa, 30 MPa e 40 MPa moldados em corpos de prova cilíndricos de 75 x 150 mm e 150 x 300 mm, foram encontrados valores de resistência equivalentes para esses dois tamanhos de cilindro. Acrescentando a seus dados os resultados de outros pesquisadores, como Day (1991), Nasser & Al-Manaseer (1987) e Nasser & Kenyon (1984), Forstie & Schnormeier (1981), Date & Schnormeier (1984) e Carrasquillo & Carrasquillo (1988), os autores sugerem que ocorre equivalência estatística dos corpos de prova de diâmetro 150mm, 100 mm e 75mm para resistências inferiores a 50MPa. Advertem, porém, que mais pesquisas precisam ser realizadas para avaliar a influência da dimensão máxima do agregado, do tipo de molde e do método de compactação.

Cupertino et al (2008) avaliaram os resultados da edição 2007 do Programa Interlaboratorial de Ensaio em Concreto Endurecido, conduzido pelo CT-01, sob a coordenação do Laboratório de Concreto de FURNAS Centrais Elétricas S.A., em corpos de prova de 100x200mm e 150x300mm para concretos de 28MPa e 30MPa com agregado graúdo granítico. Após a análise, observou-se que os valores da resistência à compressão medida nos corpos de prova 100x200mm são maiores que as medidas nos de 150x300mm (FIGURA 3.4).

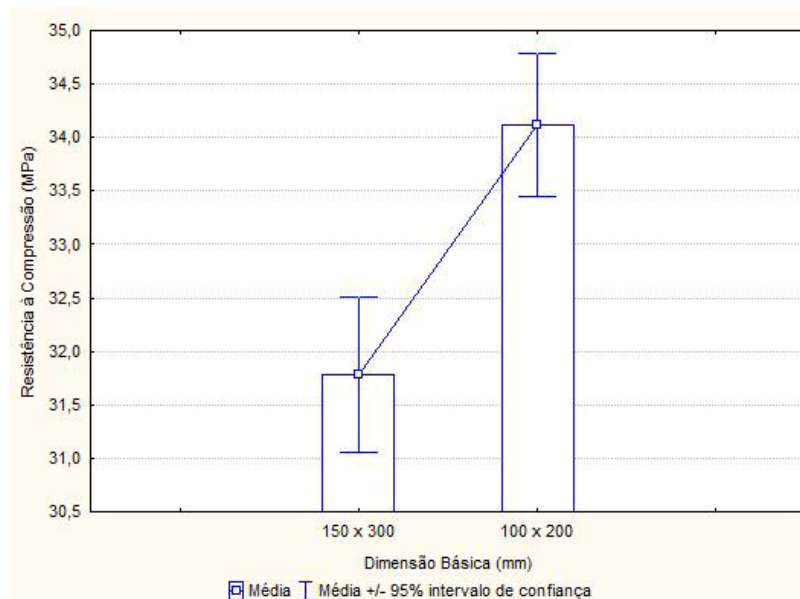


FIGURA 3.4. – Comparação resultados da resistência à compressão em função do tamanho do corpo de prova (CUPERTINO et al, 2008).

O aumento gradativo das dimensões dos corpos de prova a partir de um determinado valor faz com que a influência das dimensões desapareça de modo que as resistências, tanto à compressão como à tração, não mais diminuam. A FIGURA 3.5 mostra que, a partir de determinado diâmetro, a curva da resistência se torna paralela ao eixo da abscissa, ou seja, paralela ao crescimento do diâmetro do corpo de prova. Assim, por exemplo, cilindros com 600 ou 800 mm de diâmetro possuirão a mesma resistência (GONNERMAN, 1925 apud NEVILLE, 1997).

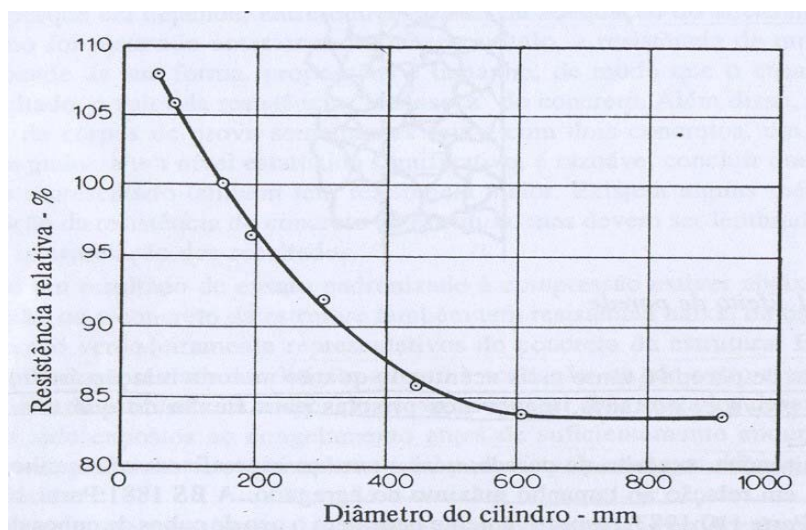


FIGURA 3.5. – Resistência relativa à compressão em cilindros de vários tamanhos (NEVILLE, 1997).

Yazici & Sezer (2007) explicam que, devido às diferenças entre os valores de resistência dos corpos de prova cilíndricos de 100 x 200 mm e 150 x 300 mm,

alguns pesquisadores propõem fatores de conversão. A razão entre a resistência dos corpos de prova de diâmetro 100 mm e 150 mm varia de 84% a 136%. Em seus estudos com concretos variando de 14 MPa a 50MPa, Yazici & Sezer (2007) chegaram a uma razão de 103%. Porém, avaliam que a mesma não deve ser adotada como índice único de conversão. Então, é válido advertir que os fatores de conversão dependem do tipo e da resistência do concreto.

YI et al (2006) estudaram concretos de 20, 30, 40, 60 e 80 MPa, para analisar o formato e as dimensões dos corpos de prova. Foram considerados corpos de prova cilíndricos de 50 x 100 mm, 100 x 200 mm, 150 x 300 mm e 200 x 400 mm, além de prismas e cubos com dimensões equivalentes a essas. Foram comparados os dados obtidos com duas fórmulas propostas (TABELA 3.1), para obter a resistência à compressão em corpos de prova cilíndricos em função do seu diâmetro. As resistências são dadas em MPa, e as dimensões da altura h e diâmetro d são dadas em cm.

TABELA 3.1 – Fórmulas para obtenção da resistência em função do diâmetro (YI et al, 2006).

Referência	Fórmula
1 - Kim & Eo (1990)	$f_{cy}(h, d) = \frac{0,4fc'}{\sqrt{1+(h-d)/5}} + 0,8fc'$
2 - Benjamin & Cornell (1970)	$f_{cy}(d) = \frac{0,49fc'}{\sqrt{1+d/2,6}} + 0,81fc'$

A FIGURA 3.6 mostra valores de  $f_{cy}(d)/f_c$  em função do diâmetro. Os retângulos sólidos são os dados obtidos e as linhas pontilhada e cheia são os valores obtidos das fórmulas 1 e 2, respectivamente. Nota-se então que a relação das resistências tende a se tornar constante com o aumento do diâmetro e que as curvas representam satisfatoriamente os resultados obtidos com coeficiente de correlação  $R^2$  de 0,98.

YI et al (2006) ainda propõem uma tabela de conversão para diferentes tamanhos de corpos de prova cilíndricos para concretos normais e de alto desempenho, conforme TABELA 3.2.

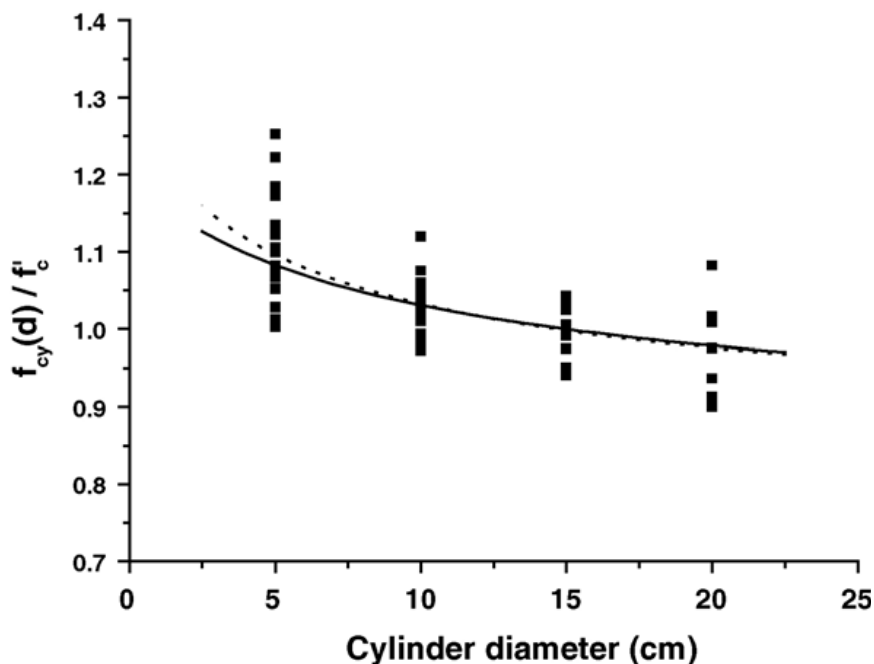


FIGURA 3.6. – Efeito do tamanho para CP cilíndricos (YI et al, 2006).

TABELA 3.2 – Fatores de conversão (FC) para concretos normais e de alto desempenho de acordo com o tamanho do cilindro (YI et al, 2006).

CONCRETO NORMAL			CAD		
Dimensões (mm)	d (mm)	FC	Dimensões (mm)	d (mm)	FC
100x200	50	1,05	100x200	50	1,08
	100	1,00		100	1,00
	150	0,97		150	0,96
	200	0,96		200	0,93
150x300	50	1,07	150x300	50	1,13
	100	1,03		100	1,04
	150	1,00		150	1,00
	200	0,98		200	0,97

Ainda com relação às diferenças encontradas, YI et al (2006) apontam que essas diferenças se atenuam com o aumento da resistência à compressão do concreto. Assim sendo, a influência da variação do tamanho e da forma dos corpos de prova é menor para concretos de alto desempenho do que para concretos normais (FIGURA 3.7). Aïtcin (2000) completa que, aparentemente, não é correto afirmar que os resultados das resistências à compressão obtidas de amostras cilíndricas de 100 x 200 mm de concreto de alto desempenho não sejam tão consistentes quanto às de 150 x 300 mm.

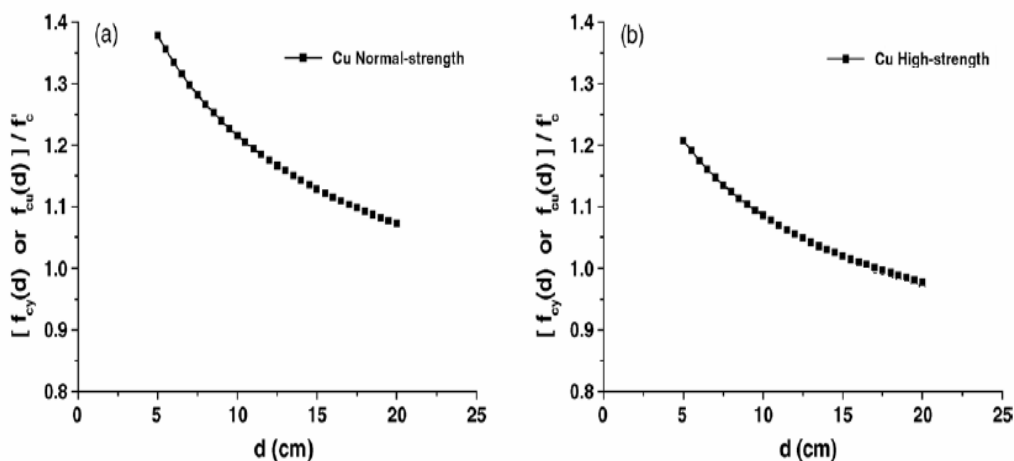


FIGURA 3.7. – Efeito da variação da resistência para concretos normais e de alta resistência (YI et al, 2006).

Além do citado anteriormente com relação ao concreto de alto desempenho, o U.S. Bureau of Reclamation (1992) *apud* Neville (1997) verificou que, para concretos com misturas pobres, a redução da resistência não é tão grande com o aumento do tamanho do corpo de prova. Conclusão semelhante foi obtida através de ensaios de tração indireta (compressão diametral) em corpos de prova cilíndricos com resistência à compressão entre 35 MPa e 138 MPa (FIGURA 3.8). Alerta ainda que dentro do intervalo de tamanhos de corpos de prova normalmente usados, o efeito do tamanho não é grande, mas é significativo e não deve ser ignorado em trabalhos de grande precisão ou pesquisa.

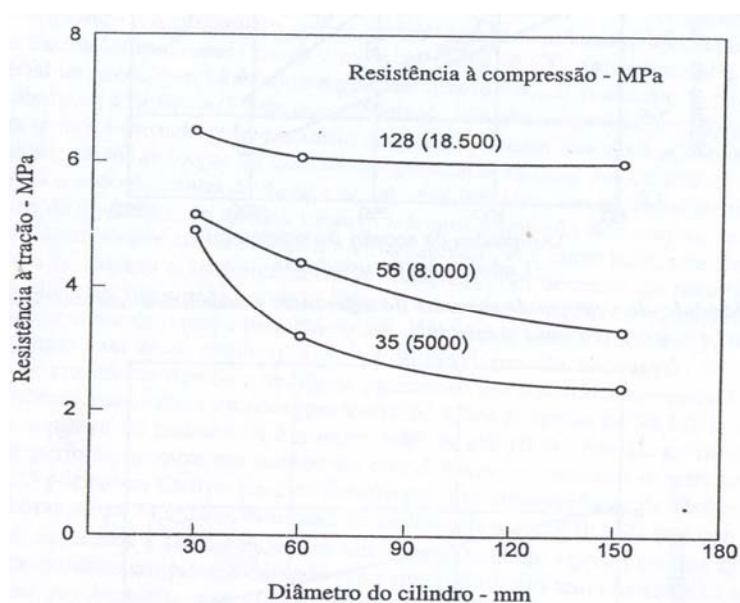


FIGURA 3.8. – Resistência à tração x diâmetro dos cilindros (NEVILLE, 1997).



Alguns dos fatores usados para justificar o efeito do tamanho são: eficácia da cura, relação entre as dimensões do corpo de prova e do agregado, efeito parede e modificação da distribuição das tensões nas faces do corpo de prova devido à restrição sofrida na região do topo pela ação dos pratos da máquina de ensaio.

Com relação à eficácia da cura, experimentos feitos por Day & Haque (1993), comparando cura em câmara úmida durante 28 dias (M) e cura em câmara úmida por três dias e o restante ao ar livre (MR), mostram que o método de cura não influencia a resistência de corpos de prova cilíndricos de 75 x 150 mm e 150 x 300 mm (FIGURA 3.9).

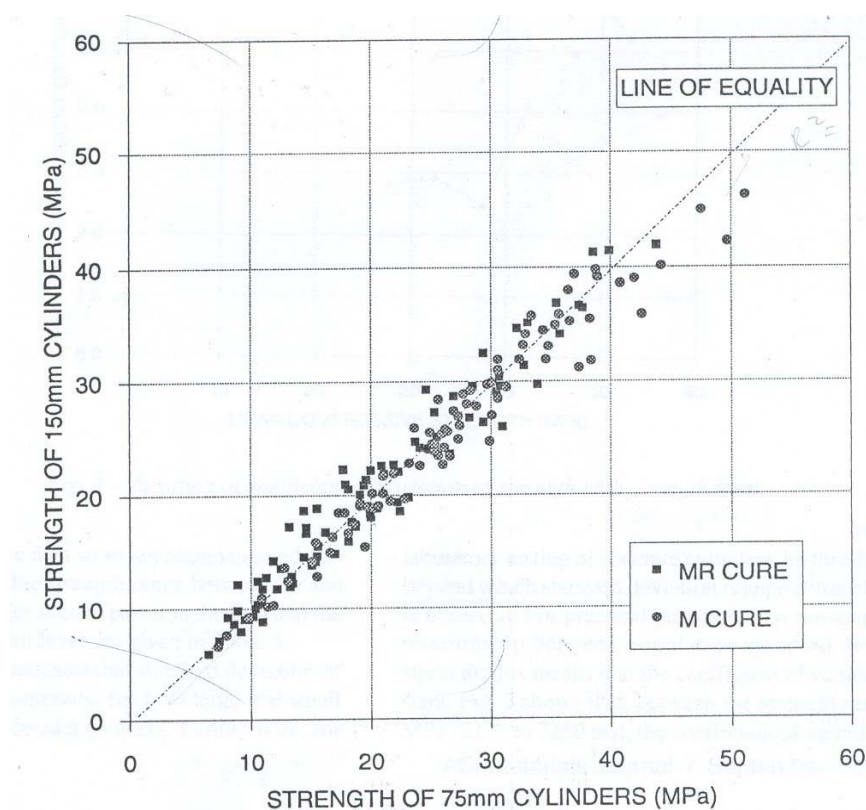


FIGURA 3.9. – Diagrama das resistências de corpos de prova cilíndricos submetidos a dois tipos de cura (DAY & HAQUE, 1993).

A FIGURA 3.10 mostra a influência da relação altura/diâmetro ( $h/d$ ) do corpo de prova na resistência do concreto. A relação  $h/d$  igual a dois parece ser a mais adequada, pois para valores menores que 1,5 a resistência aumenta rapidamente devido à contenção dos pratos da prensa. E, para valores acima de 1,5 a resistência é pouco influenciada (CHIN, MANSUR & WEE, 1997). Segundo Tokyay & Ozdenir (1997), a influência da relação  $h/d$  diferente de dois só é significativa para

concreto de resistências normais. Concretos de alto desempenho são menos afetados pelas mudanças dessa relação. Os autores exemplificam que para concretos de 75MPa, quando a relação h/d passa de dois para um, ocorre o aumento de apenas 0,6% na resistência. Já para concretos de 40MPa essa diferença chega a aproximadamente 1,7%.

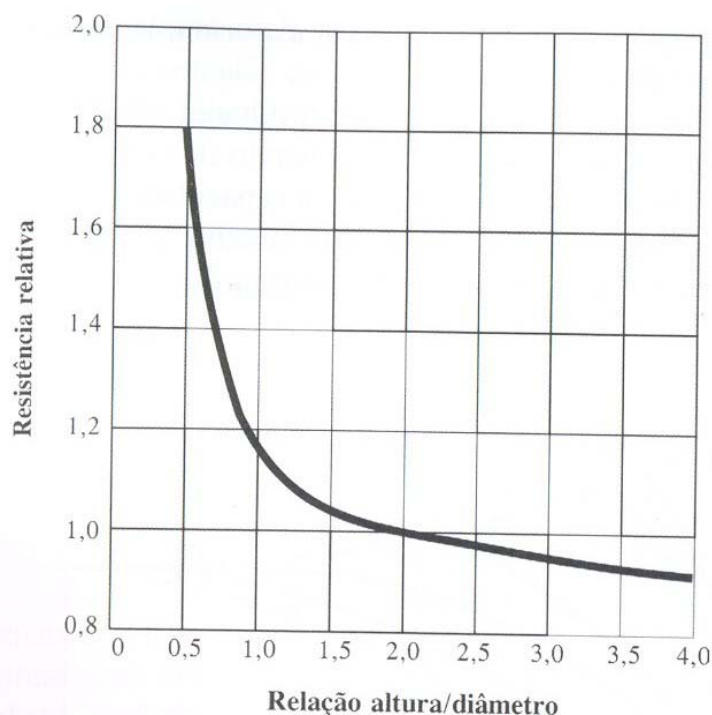
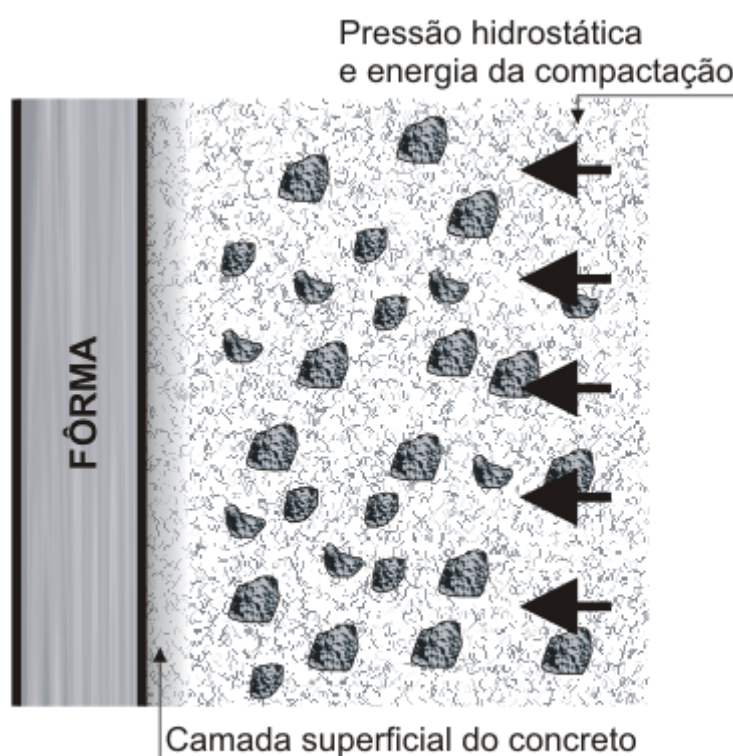


FIGURA 3.10. – Influência da relação altura/diâmetro sobre a resistência relativa do cilindro

O adensamento do concreto e a uniformidade na distribuição do agregado graúdo ficam prejudicados quando o tamanho do agregado é grande em relação ao molde. Isso é conhecido como efeito parede. De acordo com Silva (1995), o efeito-parede é a movimentação de argamassa para junto de superfícies limites do concreto, tais como: fôrmas, armaduras e os próprios agregados. A energia de compactação força a argamassa, confinada na massa interna do concreto, em direção à superfície, de encontro às fôrmas - FIGURA 3.11 (GEYER & GREVEN, 1999). Outros argumentos que justificam a existência do efeito-parede são: o efeito absorvente das fôrmas, no caso das fôrmas de madeira, e o efeito da adsorção física da água ou da pasta fluida do cimento nas superfícies de alguns tipos de fôrmas não absorventes, no caso de fôrmas metálicas ou moldes de corpos de prova metálicos.

A movimentação da argamassa em direção às fôrmas só pode ser conseguida à custa do empobrecimento da massa interna do concreto. Isso porque a quantidade de argamassa necessária para preencher o espaço entre as partículas de agregado graúdo e a parede é maior do que a necessária no interior da massa e, portanto, maior que a quantidade disponível em uma mistura bem proporcionada (COURA, 2006).



### Corte Vertical

FIGURA 3.11. – Deslocamento da argamassa em direção à fôrma (GEYER & GREVEN, 1999.).

O efeito parede limita a compactabilidade dos corpos de prova e é mais evidente quanto maior a relação área lateral/volume do corpo de prova em questão. Essa relação é de 0,53; 0,40; 0,27 e 0,20 para cilindros de diâmetro 75mm, 100mm, 150mm e 200mm, respectivamente (TOKYAY & OZDENIR, 1997).

Para superar o efeito parede em seus experimentos, Tokyay & Ozdenir (1997) aumentaram o teor de argamassas no traço do concreto. Foram aumentados 10%, em massa, de agregado miúdo e retirado a mesma quantidade de agregado graúdo. Com essa mudança, foi conseguido um aumento de 6,28% na resistência de corpos de prova cilíndricos de 75 x 150 mm em concretos de 40MPa.

Outra forma de minimizar o efeito parede é especificar o tamanho do corpo de prova em relação à dimensão máxima do agregado. No Brasil, a NBR 5738 (ABNT, 1994) estabelece que o diâmetro do corpo de prova deve ser igual ou maior que três vezes o tamanho da dimensão máxima do agregado.

Ainda abordando o efeito parede estima-se que os corpos de prova cilíndricos tenham vantagens sobre os prismáticos, pois as arestas destes últimos constituem zonas de resistência mais fraca e o concreto nesse local não é representativo do conjunto, devido ao efeito parede (CHIN, MANSUR & WEE, 1997).

### **3.3. INFLUÊNCIA DO TAMANHO DO CP NO MÓDULO DE DEFORMAÇÃO DO CONCRETO**

Como já mencionado anteriormente, a determinação experimental do módulo de deformação do concreto é influenciada principalmente pela sua composição e as demais propriedades mecânicas são fatores de influência indireta (RODRIGUES, 2003).

Os mesmos fatores que causam variações nas resistências também provocam variações no módulo de elasticidade, não havendo, por outro lado, uma direta proporcionalidade entre as duas propriedades, mas apenas um mesmo sentido de variação. A determinação experimental do módulo de deformação do concreto é influenciada principalmente pela sua composição e as demais propriedades mecânicas são fatores de influência indireta (RODRIGUES, 2003).

Com relação aos parâmetros de ensaio, apesar deles afetarem nos resultados, a influência do tamanho dos corpos de prova raramente é avaliada. Segundo AZEVEDO (2002), forma e tamanho dos corpos de prova variam consideravelmente de acordo com as preferências particulares de cada pesquisador. Todavia, pesquisas avaliando os resultados relativos à adoção de corpos de prova de diferentes dimensões não se esgotaram.

Segundo Van Mier et al (1997), o aumento da esbeltez (relação altura/diâmetro do corpo de prova) leva a uma maior tendência para que ocorra o *snap-back* na curva tensão deformação. Sugere então que a esbeltez deve ser reduzida a fim de evitar eventuais efeitos estruturais (curvatura) e diminuir a zona de localização do dano. Uma relação h/d igual a dois também é recomendada, pois se

tenta assegurar que os deslocamentos sejam medidos em locais sujeitos a um estado de tensão aproximadamente uniaxial, onde o efeito de cintagem possa ser considerado desprezível. Assim como já dito, valores de  $h/d$  inferiores a dois levam a valores de resistência maiores devido ao efeito cintagem/restrrição e a uma alta variabilidade de ensaios.

Observam-se na FIGURA 3.12 dois tipos possíveis de comportamento: no de classe I ocorre o aumento contínuo do deslocamento, já no de classe II, há uma diminuição do deslocamento no ramo descendente da curva, que é designado na língua inglesa como '*snap-back*'. Esse fenômeno, '*snap-back*', ocorre quando parte do corpo de prova continua a deformação devido à ação mecânica enquanto que a restante entra em descarga, provocando uma resposta global da classe II (AZEVEDO, 2002).

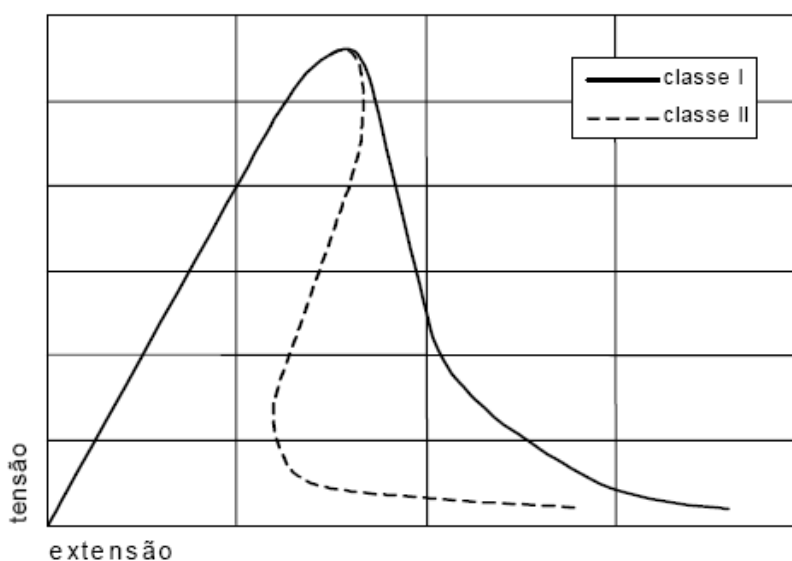


FIGURA 3.12. – Diagrama tensão-extensão (AZEVEDO, 2002).

Segundo Andrade et al (1997), o tamanho do corpo de prova cilíndrico não tem influência definida no módulo de elasticidade para os casos de agregados de mesma dimensão máxima característica. Entretanto, observaram-se valores 6% maiores nos corpos de prova 150 x 300 mm quando comparados a corpos de prova de 600 x 1200 mm.

Cupertino et al (2007) avaliaram a influência do tamanho dos corpos de prova cilíndricos (100 x 200 mm e 150 x 300 mm) e base de medida (75 mm, 100 mm ou 150 mm) no módulo de elasticidade. Utilizaram concretos de 30 MPa, areia natural, mesmo tipo litológico de agregado graúdo (granítico) com dimensão máxima

de 19 mm, e capeamento de enxofre. Na leitura das deformações, fez uso de quatro tipos de extensômetro: elétrico, mecânico, *strain gage* e LVDT.

Foi constatada uma grande influência do tipo de extensômetro e do tamanho do corpo de prova nos resultados de módulo de elasticidade, e que o efeito individual da variável base de medida não influenciou significativamente nos resultados.

Os corpos de prova menores (100 x 200 mm) apresentam as maiores dispersões de resultados. Assim, não seria apropriado o uso desse tipo de corpo de prova. Pode ser notada na FIGURA 3.13 a influência do tamanho dos corpos de prova. Os de dimensão 150 x 300 mm apresentam valores de módulo maiores. Observa-se também que a base de medida não tem efeito significativo.

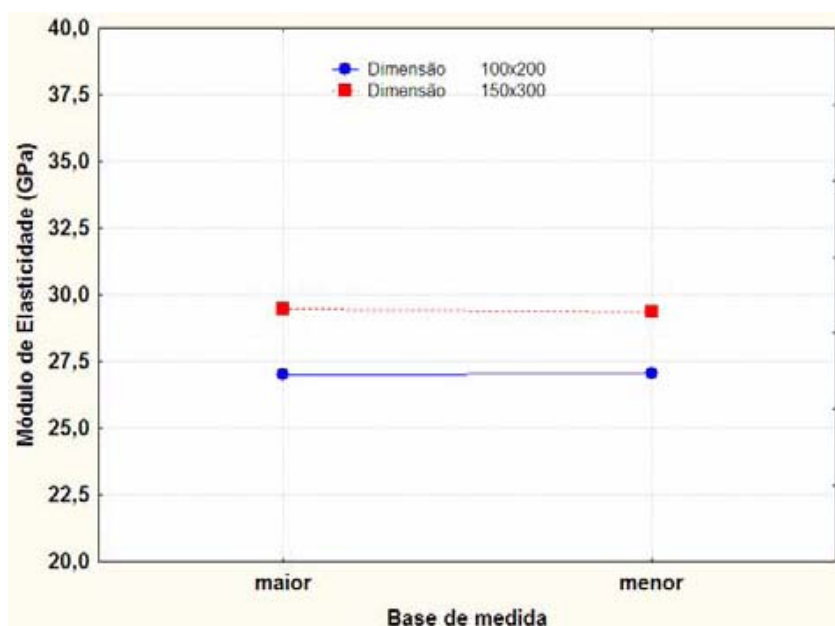


FIGURA 3.13. – Efeito da base de medida e efeito do tamanho do corpo de prova, englobando os valores médios obtidos por todos os extensômetros (CUPERTINO et al, 2007).

Nenhum extensômetro apresentou resultado semelhante a outro (FIGURA 3.14), ressaltando que o extensômetro LVDT estava em fase de teste, devendo ser analisada a alta dispersão apresentada quanto à alteração do tamanho do corpo de prova. Nota-se também a tendência de os corpos de prova 150 x 300 mm apresentarem maiores valores de módulo de deformação.

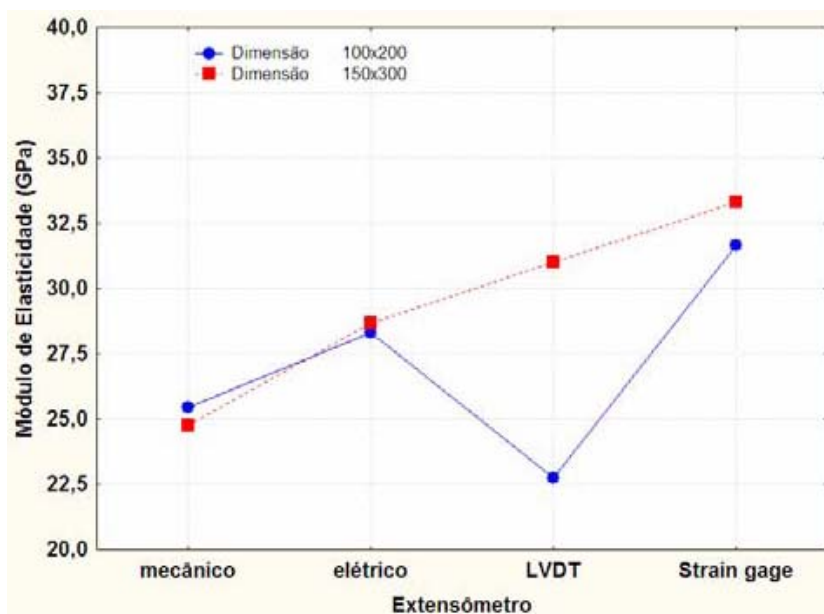


FIGURA 3.14. – Efeito do tipo de extensômetro e efeito do tamanho do corpo de prova, englobando os valores médios obtidos nas bases de medida (CUPERTINO et al, 2007).

Em outra pesquisa, na análise dos resultados da edição 2007 do Programa Interlaboratorial de Ensaios em Concreto Endurecido, conduzido pelo CT-01 sob a coordenação do Laboratório de Concreto de FURNAS Centrais Elétricas S.A. em corpos de prova de 100 x 200 mm e 150 x 300 mm para concretos de 28MPa e 30MPa com agregado graúdo granítico, Cupertino et al (2008) avaliaram também a influência que o tamanho dos corpos de prova exerce sobre o módulo de deformação do concreto de 28 e 30MPa com agregado graúdo granítico. Ao contrário da pesquisa anterior, nesta percebeu-se que os resultados obtidos em corpos de prova com dimensão 100 x 200 mm são maiores que os medidos em corpos de prova 150 x 300 mm (FIGURA 3.15). Este comportamento foi observado nas duas amostras analisadas no estudo.

A dispersão dos resultados obtidos em corpo de prova 150 x 300 mm foi menor que a dispersão entre o corpo de prova 100 x 200 mm. Embora do ponto de vista estatístico a diferença seja significativa, o desvio percentual entre os dois tamanhos de corpo de prova foi da ordem de 8%. Porém, observa-se que do ponto de vista estatístico o valor de 10% é um valor aceitável para variabilidade de um processo de medição. Entretanto, sob a ótica da engenharia, é prudente avaliar o impacto dessa variação. Como exemplo, em um concreto com módulo de 30 GPa, 10% de coeficiente de variação implica em um desvio padrão de 3 GPa. Todavia,

pode-se ter resultados variando de 27 GPa a 33 GPa o que corresponde a uma amplitude de 6,0 GPa.

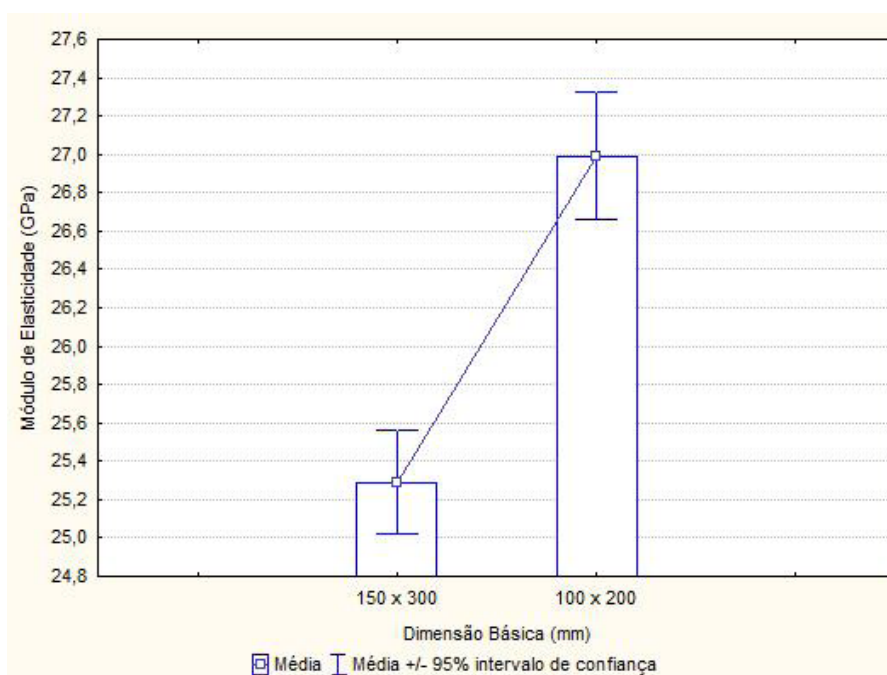


FIGURA 3.15. - Comparação de resultados do módulo de deformação em função do tamanho do corpo de prova (CUPERTINO et al, 2008).

Os estudos de del Viso et al. (2007) também mostram um comportamento semelhante. Em seus experimentos utilizando cilindros de 75 x 150 e 100 x 200 mm, nota-se que os cilindros menores apresentam menores deformações e, conseqüentemente, maiores módulos de deformação, FIGURA 3.16.

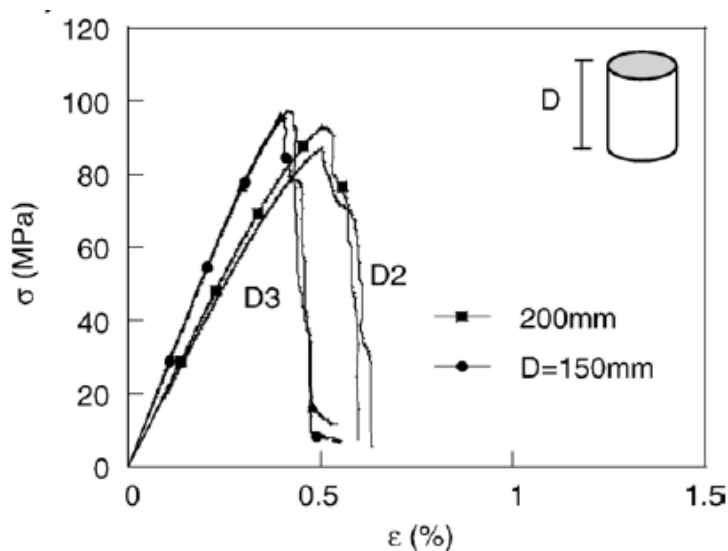


FIGURA 3.16. – Gráfico tensão deformação para cilindros de diâmetro 75 e 100 mm (del VISO et al, 2007).



Bilesky & Tango (2005), avaliando a utilização de “cilindros montados” para ensaios mecânicos de concreto, moldaram cilindros de 100 x 200 mm e 150 x 300 mm para servirem de referência. Foi utilizado concreto usinado com dois diferentes traços (não detalhados pela usina), confeccionados com agregado graúdo de origem calcária e diâmetro máximo 25 mm. Os ensaios de módulo de deformação foram feitos aos 28 dias.

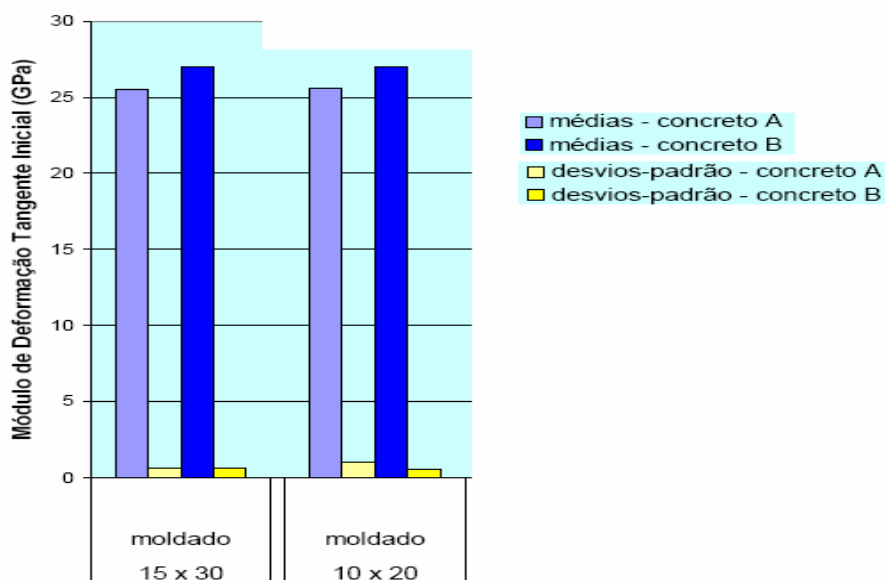


FIGURA 3.17. – Comparação de médias e desvios-padrão obtidos para módulos de deformação tangente inicial (BILESKY & TANGO, 2005).

Usando apenas os resultados dos corpos de prova de referência, nota-se, pela FIGURA 3.17, que os corpos de prova menores (100X 200 mm) do concreto “A” apresentam maior desvio padrão. Com relação aos valores de módulos de deformação tangente inicial, observa-se que não se obteve grande variação. Essa inesperada falta de variação dos resultados pode ser justificada pelo pequeno número de amostras analisadas. Foram moldados para cada traço (concreto A e B) apenas nove corpos de prova de 100 x 200 mm e nove de 150 x 300 mm.

O programa interlaboratorial de concreto coordenado por FURNAS (2008) avalia desde 1999, continuamente, a propriedade módulo de elasticidade. O resumo dos resultados das edições avaliadas encontra-se na TABELA 3.3. Destaca-se nessa tabela a dimensão básica do corpo de prova, a amplitude dos resultados e a evolução do coeficiente de variação ao longo das edições.

TABELA 3.3 - Resumo histórico – Interlaboratorial módulo de elasticidade.

Edição	Método	Plano De Carga	Limite Superior - secante	Dimensão Básica (mm)	Módulo de Elasticidade (GPa)				Coeficiente de Variação	Laboratórios		
					Maior Resultado	Menor Resultado	Amplitude	Média		Total (T)	Aprovados (AP)	AP/T
1999	NBR 8522:84	III	40% de fc	100x200	31,2	17,7	13,5	23,0	17,7%	10	10	100%
2000	NBR 8522:84	III	40% de fc	100x200	28,8	14,1	14,7	19,5	23,7%	11	11	100%
2001	NBR 8522:84	III	40% de fc	100x200	23,1	9,4	13,7	18,3	23,6%	10	10	100%
2002	NBR 8522:84	I	30% de fc	150x300	27,1	18,3	8,8	21,5	10,7%	16	12	75%
2003	NBR 8522:03	Módulo de Elasticidade	30% de fc	150x300	34,6	22,1	12,5	27,3	10,8%	20	19	95%
2004	NBR 8522:03	Módulo de Elasticidade	30% de fc	150x300	32,6	20,3	12,3	27,0	12,8%	18	17	94%
2005	NBR 8522:03	Módulo de Elasticidade	30% de fc	150x300	30,0	18,0	12,1	23,2	14,4%	23	20	87%
2006	NBR 8522:03	Módulo de Elasticidade	30% de fc	150x300	26,5	19,9	6,6	23,4	7,1%	18	17	94%

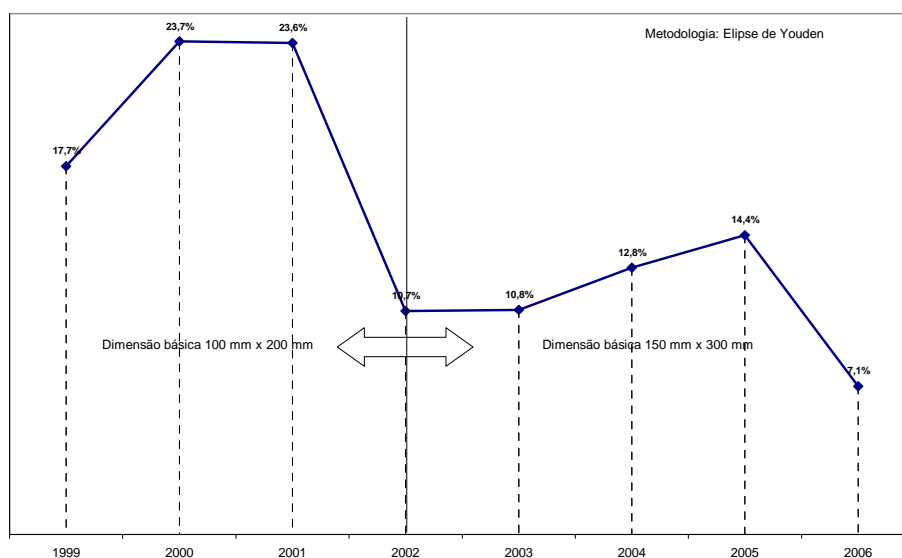


FIGURA 3.18. – Dispersão medida ao longo do tempo (FURNAS, 2008).

A FIGURA 3.18 expõe a dispersão medida ao longo do tempo. Nota-se que, se comparadas às três edições iniciais, há a redução da dispersão dos resultados das cinco últimas edições. Essa redução provavelmente se deve à alteração na metodologia de ensaio, à uniformização dos procedimentos de execução e à adoção de corpos de prova com dimensão básica de 150 x 300 mm.

Outro dado observado foi o aumento do número de laboratórios avaliados com a adoção de corpos de prova com dimensão básica 150 x 300 mm.

## Capítulo 4

# PROGRAMA EXPERIMENTAL: MATERIAIS E MÉTODOS

### 4.1. INTRODUÇÃO

O programa experimental foi elaborado com o intuito de investigar a influência do tamanho dos corpos de prova cilíndricos (100 x 200mm e 150 x 300mm) no módulo de deformação tangente inicial ( $E_{ci}$ ), na resistência à compressão ( $f_c$ ) e na correlação  $f_c \times E_c$  de concretos usinados e bombeados, fornecidos por uma concreteira para aplicação em estruturas de edifícios residenciais na cidade de Goiânia – GO. Foram avaliados concretos em três níveis de resistência aos 28 dias, 25MPa, 30MPa e 40MPa.

A coleta e a moldagem dos corpos de prova foram feitas durante a entrega do concreto nas obras

Na pesquisa, foram coletadas amostras de 60 caminhões assim divididos com relação à classe de resistência à compressão: 20 caminhões (200 corpos de prova) de 25 MPa, 20 caminhões (200 corpos de prova) de 30 MPa e 20 caminhões (200 corpos de prova) de 40 MPa. Assim, para todo o programa experimental foram moldados 600 corpos de prova com um volume de aproximadamente 2,00 m<sup>3</sup> de concreto.

A cada betonada entregue nas obras eram moldados dez corpos de prova, sendo cinco corpos de prova de cada tamanho (100 x 200mm e 150 x 300mm). Destes cinco, dois foram utilizados no ensaio para definição da resistência à compressão e três no ensaio para definição da determinação do módulo de deformação. Todos os ensaios foram realizados aos 28 dias. Segue-se, na FIGURA 4.1, o fluxograma do programa experimental.

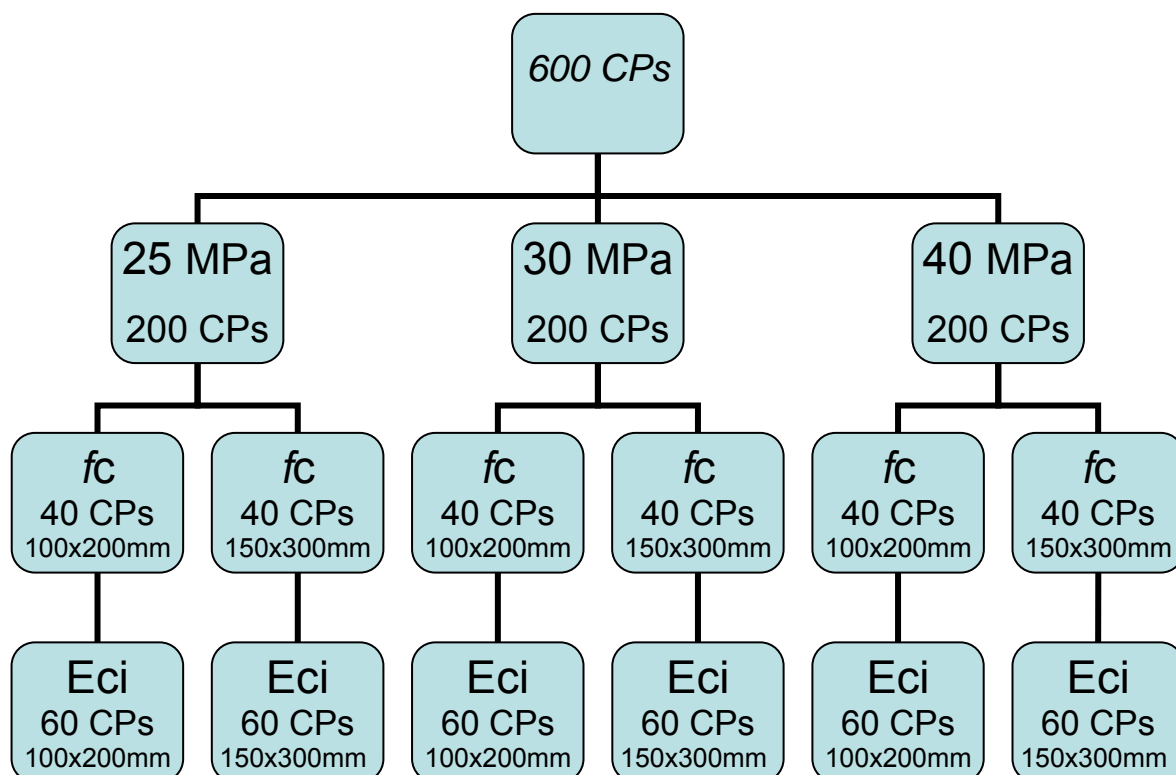


FIGURA 4.1. - Fluxograma do programa experimental

## 4.2. VARIÁVEIS

### 4.2.1. VARIÁVEIS INDEPENDENTES

**a) fck:** 25MPa, 30MPa, 40MPa.

Optou-se por essas três resistências por serem as mais utilizadas para aplicação em estruturas de edifícios residenciais na região de Goiânia – GO.

**b) Dosagem e materiais.**

Foram utilizados os mesmos materiais e o mesmo teor de argamassa seca ( $\alpha=0,53$ ) nas dosagens para os três níveis de resistência pesquisados.

Sendo  $\alpha = (1+a) / (1+a+p)$ , onde:

a é o agregado miúdo;

p é o agregado graúdo.

**c) Tamanho dos corpos de prova cilíndricos:**

100 x 200mm e 150 x 300mm.

Apesar dos corpos de prova cilíndricos possuírem diferentes dimensões, os mesmos são geometricamente similares: 100 mm x 200 mm, 150 mm x 300 mm (FIGURA 4.2), onde a razão entre altura e diâmetro é igual a dois.

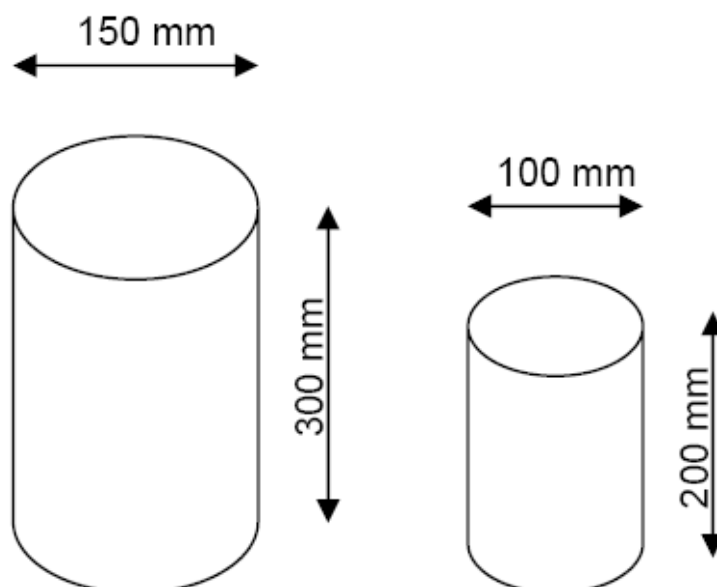


FIGURA 4.2. – Tamanho dos corpos de prova de concreto com  $l/d=2$ .

**d) Idade dos ensaios:**

A idade para realização dos ensaios foi definida aos 28 dias por se tratar da mais comumente utilizada para avaliação do comportamento mecânico do concreto.

**e) Tipo de cura:**

Os corpos de prova foram imersos em um tanque de cura com água saturada com cal, obedecendo à NBR 9479 – Câmaras Úmidas e Tanques Para Cura de Corpos de Prova de Argamassa e Concreto (ABNT, 1994).

#### 4.2.2. VARIÁVEIS DEPENDENTES

As variáveis dependentes são a resistência à compressão ( $f_c$ ) e o módulo de deformação tangente inicial do concreto ( $E_{ci}$ ) e a correlação  $f_c \times E_{ci}$ .

### 4.3. MATERIAIS

Para o desenvolvimento desse trabalho foi utilizado concreto usinado bombeado com resistências de 25, 30 e 40 MPa.

Para a confecção do concreto foram utilizados: cimento Portland composto (CP-II-F-32), água, areia natural, areia artificial, brita granítica e aditivos. Para todos os traços obteve-se o resultado no ensaio de abatimento de  $10 \pm 2$  cm e o mesmo teor de argamassa. O consumo dos materiais para cada nível de resistência está descrito na TABELA 4.1.

TABELA 4.1 – Consumo de materiais dos concretos utilizados.

fck (MPa)	Cimento (kg/m <sup>3</sup> ) [a/c]	Areia natural (kg/m <sup>3</sup> )	Areia artificial (kg/m <sup>3</sup> )	Brita (kg/m <sup>3</sup> )	Água (kg/m <sup>3</sup> )	Aditivo (l/m <sup>3</sup> )	
						Polifun- cional	Superplas- tificante
<b>25</b>	342 [0,58]	495	300	1005	197	2,05	---
<b>30</b>	395 [0,49]	477	265	1005	195	2,35	---
<b>40</b>	450 [0,46]	465	250	1030	175	2,28	0,80

A seguir detalhamento dos materiais utilizados.

#### 4.3.1. CIMENTO

O cimento utilizado no programa experimental foi um cimento CP II – F – 32, fabricado pela Cimpor. As características físicas, mecânicas e químicas estão descritas nas TABELAS 4.2 e 4.3. O uso deste cimento se deu pelo seu bom desempenho, custo e pela facilidade de encontrá-lo no mercado de Goiânia – GO.

TABELA 4.2 – Análise das propriedades físicas e mecânicas do cimento utilizado.

PROPRIEDADES FÍSICAS e MECÂNICAS ANALISADAS		Valores obtidos	Limites NBR 11578/91
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )		3,08	---
Finura	Resíduo na peneira 200 (%)	---	≤12
	Resíduo na peneira 325 (%)	---	---
Área específica (cm <sup>2</sup> /g)		3320	≥2600
Tempo de pega	Início de pega (h:min)	02:00	≥1:00
	Fim de pega (h:min)	03:10	≤10:00

Água de consistência – Pasta (%)		29,6	---
Expansão em autoclave (%)		0	---
Resistência à Compressão (MPa)	1 dias	20,3	≥10
	3 dias	31,2	≥20
	7 dias	44,6	≥32
	28 dias	52,7	---
Calor de hidratação (J/g)	3 dias	218,50	---
	7 dias	224,00	---

TABELA 4.3 – Análise das propriedades químicas do cimento utilizado.

PROPRIEDADES QUÍMICAS ANALISADAS	Valores obtidos	Limites NBR 11578/91	
Perda ao fogo	4,94	≤6,5	
Resíduo insolúvel	1,83	≤2,5	
Trióxido de enxofre (SO <sub>3</sub> )	2,59	≤4,0	
Óxido de magnésio (MgO)	1,54	≤6,5	
Dióxido de silício (SiO <sub>2</sub> )	18,58	---	
Óxido de ferro (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	3,40	---	
Óxido de alumínio (Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	4,78	---	
Óxido de cálcio (CaO)	61,32	---	
Óxido de cálcio livre (CaO)	1,63	---	
Álcalis Totais	Óxido de sódio (Na <sub>2</sub> O)	0,52	---
	Óxido de potássio (K <sub>2</sub> O)	0,69	---
	Equiv. alcalino	0,98	---
Sulfato de cálcio (CaSO <sub>4</sub> )	4,40	---	

Verifica-se, pela análise dos dados expostos nas TABELAS 4.2 e 4.3, que todos os valores obtidos na caracterização do cimento atendem aos limites exigíveis pelas normas relativas ao cimento Portland composto com filler, CP II – F – 32.

#### 4.3.2. AGREGADO MIÚDO

Foram utilizadas, como agregado miúdo, areia natural e areia artificial.

A areia natural (quartzosa) é proveniente do município de Israelândia – GO. A determinação de sua composição granulométrica seguiu os preceitos da NBR NM 248 (ABNT, 2003) e NBR 7211 (ABNT, 2005) e foi feita pelo laboratório de Materiais de Construção da UFG (TABELA 4.4).



TABELA 4.4 - Composição granulométrica da areia natural.

Abertura das peneiras (mm)	COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA DA AREIA NATURAL								
	ENSAIO					LIMITES DA DISTRIBUIÇÃO			
	Massas retidas			% retidas		Lim. inferiores		Lim. superiores	
	Massa (g)	Massa (g)	Média (g)	Simple	Acumul.	Utilizável	Ótima	Ótima	Utilizável
9,5	0,0	0,0	0,0	0	0	0	0	0	0
6,3	0,0	0,0	0,0	0	0	0	0	0	7
4,8	2,0	2,0	2,0	0	0	0	0	5	10
2,4	2,7	3,3	3,0	0	1	0	10	20	25
1,2	7,2	6,8	7,0	1	1	5	20	30	50
0,6	64,0	65,0	64,5	6	8	15	35	55	70
0,3	709,2	718,5	713,8	71	79	50	65	85	95
0,15	202,6	191,8	197,2	20	99	85	90	95	100
Prato	12,7	12,7	12,5	1	100	—	—	—	—
TOTAIS	1000,0	1000,0	1000,0	100	—	—	—	—	—
Dimensão Máxima Característica				1,20 mm					
Módulo de Finura				1,87					
Massa Unitária				1,53 Kg/dm <sup>3</sup>					
Massa Específica				2,62 Kg/dm <sup>3</sup>					

TABELA 4.5 - Composição granulométrica da areia artificial.

Abertura das peneiras (mm)	COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA DA AREIA ARTIFICIAL								
	ENSAIO					LIMITES RECOMENDÁVEIS			
	Massas retidas			% retidas					
	Massa (g)	Massa (g)	Média (g)	Simple	Acumul.	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4
9,5	0,0	0,0	0,0	0	0	0	0	0	0
6,3	1,9	6,2	4,1	1	1	0-3	0-7	0-7	0-7
4,8	12,0	12,0	12,0	2	3	0-5	0-10	0-11	0-12
2,4	123,5	130,1	126,8	25	28	0-5	0-15	0-25	5-40
1,2	125,4	115,1	120,3	24	52	0-10	0-25	10-45	30-70
0,6	68,1	56,4	62,2	12	64	0-20	21-40	41-65	66-85
0,3	75,5	84,6	80,0	16	80	50-85	60-88	70-92	80-95
0,15	61,9	62,4	62,1	12	92	85-100	90-100	90-100	90-100
Prato	31,7	33,2	32,5	8	100	—	—	—	—
TOTAIS	500,0	500,0	500,0	100	420	—	—	—	—
Dimensão Máxima Característica				4,80 mm					
Módulo de Finura				3,19					
Massa Unitária				1,40 Kg/dm <sup>3</sup>					
Massa Específica				2,65 Kg/dm <sup>3</sup>					

A areia artificial utilizada tem origem granítica, oriunda da pedra Anhanguera – jazida no município de Goianira – GO. A determinação de sua composição granulométrica foi realizada pelo laboratório da Carlos Campos Consultoria e Construções Ltda (TABELA 4.5). O uso da areia artificial se justifica por aspectos ambientais, econômicos e de padronização, visto que é obtida por processo industrial.

#### 4.3.3. AGREGADO GRAÚDO

O agregado graúdo utilizado foi de rocha granítica. A caracterização da brita utilizada nesta pesquisa foi classificada segundo a NBR NM 248 (ABNT, 2003) e NBR 7211 (ABNT, 2005). Os ensaios foram realizados pelo laboratório da Carlos Campos Consultoria e Construções Ltda. O resultado dessa análise é mostrado na TABELA 4.6 e o resumo na TABELA 4.7.

TABELA 4.6 - Composição granulométrica do agregado graúdo (GRANITO).

Abertura das peneiras (mm)	COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA									
	ENSAIO									
	Massas retidas			% retidas						
	Massa (g)	Massa (g)	Média (g)	Simple	Acumul.	GRAD 0	GRAD 1	GRAD 2	GRAD 3	GRAD 4
152	0	0	0	0	0	–	–	–	–	–
76	0	0	0	0	0	–	–	–	–	0
64	0	0	0	0	0	–	–	–	–	0-30
50	0	0	0	0	0	–	–	–	0	75-100
38	0	0	0	0	0	–	–	–	0-30	90-100
32	0	0	0	0	0	–	–	0	75-100	95-100
25	0	0	0	0	0		0	0-25	87-100	–
19	50,0	83,0	66,5	1,0	1,0		0-10	75-100	95-100	–
12,5	2959,0	2966,0	2962,5	59,0	60,0	0	–	90-100	–	–
9,5	1689,0	1624,0	1656,5	33,0	93,0	0-10	80-100	95-100	–	–
6,3	210,0	213,0	211,5	4,0	97,0	–	92-100	–	–	–
4,8	28,0	29,0	28,5	1,0	98,0	80-100	95-100	–	–	–
2,4	13,0	15,0	14,0	0,0	98,0	95-100	–	–	–	–
Prato	51,0	70,0	60,5	2,0	100,0	–	–	–	–	–
TOTAIS	5000,0	5000,0	5000,0	100,0	547,0	–	–	–	–	–

TABELA 4.7 – Resumo das características do agregado graúdo.

	BRITA
<b>DIÂMETRO MÁXIMO</b>	19,00 mm
<b>MÓDULO DE FINURA</b>	6,90
<b>MASSA UNITÁRIA</b>	1,41 Kg/dm <sup>3</sup>
<b>MASSA ESPECÍFICA</b>	2,65 Kg/dm <sup>3</sup>

#### 4.3.4. ADITIVOS

Para a produção dos concretos, utilizou-se o aditivo polifuncional (plastificante, retardador de pega e redutor de água) líquido, base química de lignosulfonatos e com teor de sólidos entre 38% e 40%. Para o concreto de 40MPa foi usado também aditivo superplastificante de 3ª geração, líquido viscoso, base química policarboxilatos e com teor de sólidos entre 28,5% a 31,5 %. O uso de tais aditivos se justifica pela necessidade de bombeamento do concreto e para melhorar a trabalhabilidade.

#### 4.3.5. ÁGUA

A água utilizada é proveniente da rede pública de abastecimento da Companhia de Saneamento de Goiás S/A (SANEAGO).

### 4.4. LOCAL DOS ENSAIOS E EQUIPAMENTOS UTILIZADOS

Toda a parte experimental, da moldagem aos ensaios, foi desenvolvida com o apoio da equipe e equipamentos do laboratório da Carlos Campos Consultoria e Construções Ltda. Seguem ensaio e respectivos equipamentos utilizados:

- resistência à Compressão (100 x 200 mm): prensa AMSLER – capacidade 100 tf;
- resistência à Compressão (150 x 300 mm): prensa G. DIEFENBACH – capacidade 200 tf;
- módulo de Deformação: Máquina de ensaio – tração/compressão, fabricante MAGTESTE, capacidade 100 tf, com sistema de controle de carga aplicada, possibilitando uma maior precisão (0,01 tf);
- extensômetro: mecânico, digital, marca MITUTOYO, modelo ID-C112B acoplado aos corpos de prova por meio de anéis, com uma precisão de 0,001 mm. A escolha desse equipamento se deve ao fato de ser o mais utilizado nos ensaios de módulo e facilidade de manuseio.

## 4.5. CORPOS DE PROVA

A coleta e moldagem das amostras foram obtidas durante a entrega do concreto na obra (FIGURA 4.3).



FIGURA 4.3. – Chegada do caminhão à obra.

### 4.5.1. FÔRMAS

Foram utilizadas fôrmas cilíndricas metálicas 100 x 200mm e 150 x 300 mm. Na preparação das fôrmas, as mesmas receberam internamente uma fina camada de óleo mineral para facilitar a desmoldagem dos corpos de prova

### 4.5.2. COLETA E MOLDAGEM

Coletou-se o concreto em volume suficiente para a moldagem de todos os corpos de prova previstos e, após, a retirada de parte do volume total do caminhão betoneira.

Após a coleta mediu-se o slump do concreto. Todas as amostras atenderam ao abatimento previsto de  $10 \pm 2$  cm. Antes da moldagem foi feita uma remistura manual do concreto para garantir sua uniformidade. A confecção dos corpos de prova foi executada pelo mesmo operador. A colocação do concreto nas formas foi feita manualmente. O número de camadas e o número de golpes para adensamento manual corresponderam ao que determina a norma brasileira NBR 5738 (ABNT, 1994). Após o adensamento, a superfície foi nivelada com uma colher

de pedreiro em relação à borda do molde. Além dos cuidados já descritos, observou-se também se a superfície de apoio dos moldes estava firme e livre de vibrações ou outras perturbações que pudessem modificar a forma e as propriedades do concreto dos corpos de prova durante sua moldagem e início de pega.

Após moldados, conforme se observa na FIGURA 4.4, os corpos de prova foram identificados (FIGURA 4.5). A moldagem obedeceu ao que preconiza a NBR 5738 – Moldagem e Cura de Corpos de Prova Cilíndrico ou Prismáticos de Concreto (ABNT, 1994).



FIGURA 4.4. - Moldagem dos corpos de prova.



FIGURA 4.5. – Identificação dos corpos de prova.

#### 4.5.3. CURA

Após a moldagem, os corpos de prova permaneceram na obra pelas primeiras 24 horas. Em seguida, foram recolhidos e levados ao laboratório da Carlos Campos Consultoria e Construções Ltda, onde foram desmoldados. Por último, colocaram-se os mesmos em um tanque de cura com água saturada com cal durante 28 dias (FIGURA 4.6).



FIGURA 4.6. – CPs imersos em água saturada com cal para cura.

#### 4.6. ENSAIOS REALIZADOS

Os ensaios de resistência à compressão e o de módulo de deformação tangente inicial foram realizados aos 28 dias. Para esses ensaios utilizaram-se os equipamentos descritos no item 4.4.

Aos 28 dias e antes da realização dos ensaios, os corpos de prova foram retirados do tanque de cura e capeados com enxofre seguindo a NBR 5738 (ABNT, 1994) (FIGURA 4.7).



FIGURA 4.7. – Capeamento dos CPs com enxofre.

#### 4.6.1. ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

Dos cinco corpos de prova cilíndricos de cada tamanho (100 X 200 mm e 150 X 300 mm), ensaiaram-se dois para determinação da resistência à compressão aos 28 dias (FIGURA 4.8).



FIGURA 4.8. – Determinação da resistência à compressão.

Com esses dois valores encontrados ( $f_c$ ), obteve-se a resistência média à compressão ( $f_{cm}$ ). Calculou-se então o percentual, 30% do valor de  $f_{cm}$ , valor este

necessário para o ensaio do módulo de deformação tangente inicial ( $E_{ci}$ ) do concreto, em conformidade com a NBR 8522 (ABNT, 2003). O rompimento foi efetuado em prensa hidráulica com carga aplicada continuamente e sem choques, com velocidade de carregamento de 0,5 MPa/s, dentro do intervalo especificado pela NBR 5739 (ABNT, 1994).

#### 4.6.2. ENSAIO PARA OBTENÇÃO DO MÓDULO DE DEFORMAÇÃO TANGENTE INICIAL



FIGURA 4.9. – Preparação do corpo de prova para o ensaio do módulo de deformação tangente inicial.

De posse dos resultados da resistência à compressão, iniciaram-se os ensaios de módulo com os outros três corpos de prova remanescentes.

Inicialmente, colocou-se o extensômetro mecânico nos corpos de prova (FIGURA 4.9). Aplicou-se, então, carga variando de 0,5 MPa até 30% da carga última ( $f_{cm}$ ), plano de carga 7.3.2 estabelecido no item 7.2 do método para ensaio NBR 8522 (ABNT, 2003), FIGURA 4.10. No caso dos ensaios de módulo de deformação tangente inicial, a prensa utilizada possui um sistema de controle de carga aplicada, possibilitando uma maior precisão (0,01 tf) e facilidade na leitura das deformações (FIGURA 4.10). As leituras foram feitas em um visor digital, o que facilitava o controle da aplicação da carga. Essas deformações foram obtidas através de um extensômetro digital, acoplado aos corpos de prova por meio de anéis



(FIGURA 4.11) presos por três pontos eqüidistantes. Os resultados foram fornecidos em milímetros com uma precisão de 0,001 mm.



FIGURA 4.10. - Prensa para ensaio de módulo.



FIGURA 4.11. – Aplicação de carga para o ensaio de módulo.

#### 4.7. ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS DADOS

Para a análise estatística dos dados fez-se uso da estatística descritiva e da estatística inferencial. Segundo Martins (2006) e Montgomery & Runger (2003), estatística descritiva é o nome dado ao conjunto de técnicas analíticas utilizado para resumir o conjunto de todos os dados coletados numa dada investigação. Já a estatística inferencial é o nome dado ao conjunto de técnicas analíticas utilizado para identificar e caracterizar relações entre variáveis e os seus principais componentes.

Neste trabalho, aplicaram-se as técnicas de estatística descritiva e inferencial nos resultados dos ensaios de resistência à compressão ( $f_c$ ) e do módulo de deformação ( $E_{ci}$ ) e na relação dos mesmos para os concretos de 25 MPa, 30 MPa e 40 MPa aos 28 dias

Na análise estatística descritiva, utilizou-se: média, mediana, desvio padrão, coeficiente de variação, coeficiente de assimetria e margem de erro da resistência à compressão e do módulo de deformação tangente inicial dos concretos.

A estatística inferencial foi empregada nesta dissertação com o objetivo de estabelecer uma relação, traduzida por uma equação, que permitisse estimar o valor de uma variável (módulo de deformação tangente inicial -  $E_{ci}$ ), em função da resistência à compressão ( $f_c$ ), além de analisar a influência do tamanho do corpo de prova, da classe de resistência e a interação entre elas no módulo de deformação e na resistência à compressão do concreto.

Para realizar a análise estatística desta pesquisa, utilizou-se o software STATISTICA 7 e o software Microsoft Excel versão 2000.

## Capítulo 5

# APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

Apresentam-se neste capítulo os resultados alcançados no programa experimental bem como sua análise.

### 5.1. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO

Conforme exposto anteriormente, os ensaios de resistência à compressão são destinados a verificar a influência do tamanho dos corpos de prova nesta propriedade; definir a carga para o cálculo do módulo de deformação tangente inicial e traçar a correlação entre  $f_c$  x  $E_c$ .

A TABELA 5.1 apresenta os resultados obtidos nos ensaios de determinação da resistência à compressão dos concretos pesquisados, de acordo com a classe de resistência (25MPa, 30MPa e 40MPa). Apresenta-se também a análise estatística descritiva dos resultados - média geral, desvio padrão, coeficiente de variação, mediana, coeficiente de assimetria e a margem de erro para o nível de confiança de 95%.

Ressalta-se que o desvio padrão é uma medida de dispersão relativa à média. Como normalmente duas ou mais distribuições podem ter diferentes médias, conseqüentemente o desvio padrão das mesmas não é comparável. Desta maneira, o recurso é usar o coeficiente de variação – CV - (desvio padrão dividido pela média), sendo que o mesmo também é uma medida de dispersão relativa, elimina o efeito da magnitude dos dados e permite-se fazer comparações de distribuições diferentes. Quando o CV é menor que 0,15 ou 15% tem-se uma baixa dispersão em torno da média (CRESPO, 2002).

Outra forma de se comparar as medidas de duas distribuições é o coeficiente de assimetria ( $A_s = 3 * (\text{Média} - \text{Mediana}) / \text{Desvio Padrão}$ ). Avalia-se o grau de desvio ou afastamento da simetria de uma distribuição. Seu valor pode variar de  $-3 < A_s < 3$ , sendo que uma assimetria pequena ocorre quando  $|A_s| < 0,15$ ; assimetria

moderada  $0,15 < |As| < 1$  e assimetria elevada  $|As| > 1$ . Quando o coeficiente é nulo a amostra é dita perfeitamente simétrica (CRESPO, 2002).

TABELA 5.1 – Resultados (médias) do ensaio de resistência à compressão e análise estatística (estatística descritiva).

Nr. Caminhão	25 MPa		30 MPa		40 MPa	
	100x200 (mm)	150x300 (mm)	100x200 (mm)	150x300 (mm)	100x200 (mm)	150x300 (mm)
1	33,25	29,18	35,97	34,89	59,01	43,67
2	30,57	30,31	32,60	32,86	55,30	43,01
3	30,71	28,09	31,27	33,26	48,50	44,15
4	31,18	27,73	33,55	34,43	52,04	53,87
5	29,93	28,21	36,17	36,93	48,00	47,24
6	26,96	27,16	34,39	37,84	47,73	41,08
7	30,65	28,90	38,16	38,69	45,17	48,07
8	30,71	27,74	34,79	35,28	52,78	58,36
9	27,88	26,82	35,89	34,01	54,23	53,51
10	29,27	27,18	37,42	36,73	50,91	53,75
11	30,36	27,86	35,49	33,29	50,20	49,00
12	31,73	29,55	37,92	36,73	46,27	51,71
13	28,87	28,01	35,76	37,43	49,94	49,02
14	28,51	31,19	34,34	36,19	45,52	51,88
15	30,76	31,20	46,39	39,31	49,16	51,82
16	33,45	27,38	40,71	41,37	43,41	45,79
17	32,54	33,10	37,36	38,71	41,09	45,84
18	35,74	28,24	30,17	28,78	45,32	45,55
19	26,71	28,32	30,17	28,78	47,73	41,08
20	29,87	29,37	36,17	36,93	45,73	40,08
<b>Média (MPa)</b>	30,48	28,80	36,02	35,93	49,14	48,74
<b>Desvio Padrão (MPa)</b>	2,21	1,63	3,63	2,94	4,48	4,62
<b>Coef. Variação (%)</b>	7,24	5,66	10,07	8,18	9,11	9,48
<b>Mediana (MPa)</b>	30,61	28,23	35,82	36,46	48,83	48,54
<b>Coef. Assimetria</b>	-0,1696	1,0581	0,1623	-0,5391	0,2085	0,1330
<b>Margem Erro (MPa)</b>	1,032	0,762	1,711	1,387	2,113	2,181

Já a margem de erro foi calculada para o nível de confiança de 95% e com grau de liberdade 19 para o concreto de 20MPa, de 30MPa e de 40MPa.

Ao analisar os dados da TABELA 5.1 verifica-se que o maior coeficiente de variação observado é de 10,07% para o concreto de 30MPa em corpos de prova 100 x 200 mm, portanto menor que 15%. Logo conclui-se que as amostras são aceitáveis e que possui uma baixa dispersão em torno da média. Nota-se também que os corpos de prova 100 x 200 mm apresentaram um maior coeficiente de variação que os corpos de prova 150 x 300 mm para os concretos de 25MPa e 30MPa. Já para o concreto de 40MPa aconteceu o inverso, porém com valores do coeficiente de variação bem mais próximos que os anteriores. Condição semelhante ocorre com a margem de erro, fato esperado já que o desvio padrão é usado para o cálculo da mesma. Os coeficientes de variação aqui encontrados se assemelham aos encontrados por Day e Haque (1993) e Cupertino et al (2008).

Em se tratando do coeficiente de assimetria, o mesmo indica uma assimetria moderada para todos os casos, exceto para o concreto de 40MPa em corpos de prova 150 x 300 mm que apresenta uma assimetria pequena com valor abaixo de 0,15 (0,1330). Fatores estes que juntamente com o coeficiente de variação indicam que a amostra é aceitável.

Após análise via estatística descritiva, foi realizada uma análise estatística de variância (ANOVA) das médias dos resultados de resistência à compressão visando determinar se as variáveis adotadas (tamanho do corpo de prova e classes de resistência) e a interação entre elas são estatisticamente influentes sobre a resistência.

Foi considerado um nível de significância de 5%, isto é, nível de confiança de 95%. Os valores do parâmetro de Fisher foram calculados ( $F_{calc}$ ) e comparados com os valores tabelados ( $F_{tab}$ ). A análise de variância (ANOVA) é apresentada na TABELA 5.2.

Pela avaliação da análise de variância (ANOVA), observa-se que o valor resultante do coeficiente de determinação do modelo adotado ( $R^2$ ) foi de 0,86. Isto demonstra que 86% da variação total dos dados de resistência à compressão pode ser explicada pelas variáveis adotadas. Assim, os 14% restantes das variações observadas na pesquisa devem-se à influência de fatores aqui não controlados.

Outro importante fator a ser analisado na ANOVA é a significância da influência das variáveis pesquisadas. Tal significância ocorre quando o valor do parâmetro de Fischer ( $F_{cal}$ ) é maior que o  $F_{tab}$ . Assim, com base nos valores da amplitude dos valores de  $F_{cal}$ , pode-se verificar que a influência do tamanho do

corpo de prova ( $F=1,47$ ), assim como a interação desta com a classe de resistência ( $F=0,66$ ), não tem influência significativa nos resultados da resistência à compressão do concreto.

TABELA 5.2 – Análise de variância (ANOVA) da resistência à compressão.

Fatores estudados	SQ	GL	MQ	$F_{calc}$	Valor-P (%)	$F_{tab}$	Resultado
Dimensões do CP (A)	15,75	1,00	15,75	1,47	0,227138	3,92	<b>NÃO SIGNIFICATIVO</b>
Classe de Resistência (B)	7742,50	2,00	3871,25	362,46	3,9E-50	3,08	<b>SIGNIFICATIVO</b>
(A) x (B)	14,20	2,00	7,10	0,66	0,516456	3,08	<b>NÃO SIGNIFICATIVO</b>
Erro (resíduo)	1217,58	114,00	10,68				
Total	8990,02	119,00					
$R_{mod} = 0,93$ $R^2_{mod} = 0,86$							
Onde: <b>SQ</b> = soma dos quadrados; <b>GL</b> = grau de liberdade; <b>MQ</b> = média dos quadrados; <b>F</b> = parâmetro de Fischer para o teste de significância de efeitos; $R_{mod}$ = coeficiente de correlação do modelo; $R^2_{mod}$ = coeficiente de determinação do modelo ( $1 - SQ_{erro}/SQ_{total}$ ).							

Nas FIGURAS 5.1 e 5.2 apresenta-se o comportamento da resistência à compressão do concreto em função das variáveis estudadas (tamanho do corpo de prova e classe de resistência). Conforme esperado, por se tratar de uma relação direta com a propriedade em questão, a classe de resistência ( $F = 362,46$ ) exerce grande influência nos resultados da resistência à compressão do concreto (FIGURA 5.1).

Nota-se também o efeito não significativo do tamanho do corpo de prova (FIGURA 5.2). Para o concreto de 25 MPa, apesar da resistência obtida nos corpos de prova de 100 x 200 mm ser 5,83% maior que a obtida nos de 150 x 300 mm, esta diferença, conforme análise da TABELA 5.2, não é estatisticamente significativa, o que conta com a concordância de Day & Haque (1993).

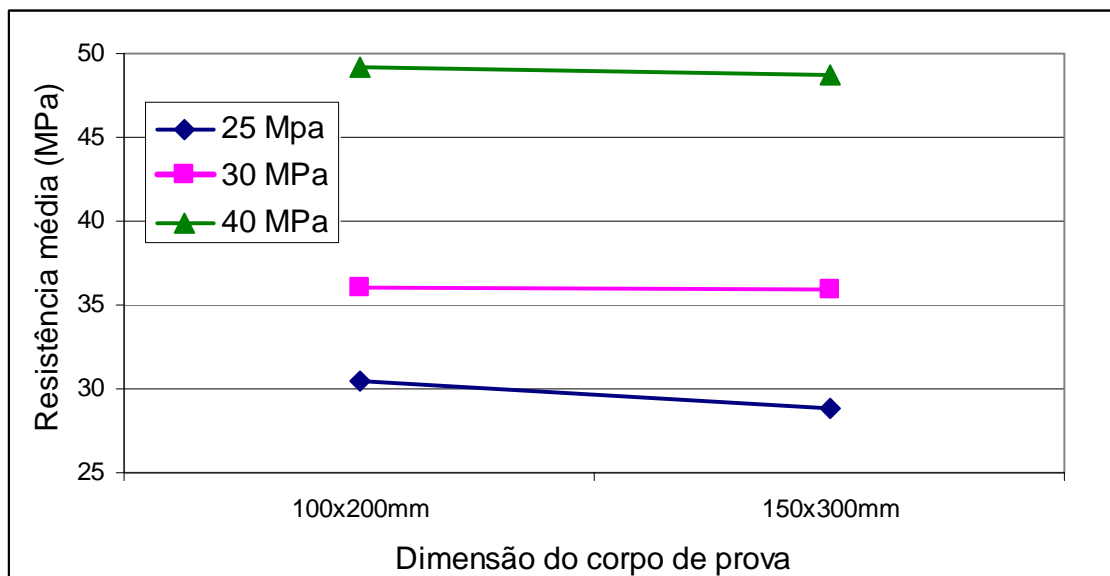


FIGURA 5.1. – Resistência média à compressão em função do tamanho do corpo de prova.

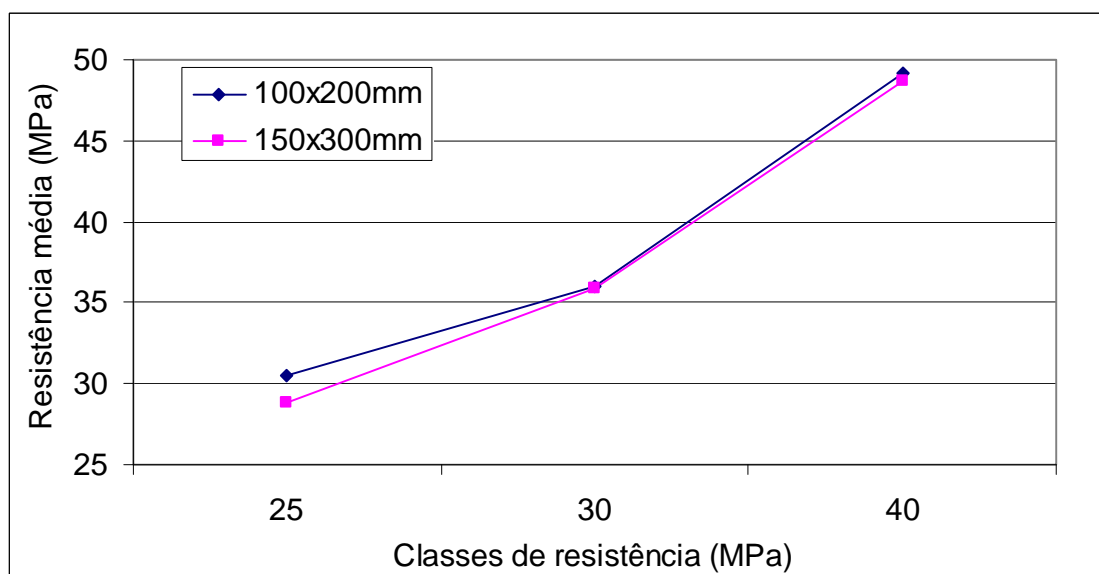


FIGURA 5.2. – Resistência média à compressão em função da classe de resistência do concreto.

## 5.2. MÓDULO DE DEFORMAÇÃO DO CONCRETO

Para o ensaio de módulo de deformação deve-se verificar a influência do tamanho dos corpos de prova nesta propriedade e traçar a correlação entre  $f_c$  x  $E_c$ .

A TABELA 5.3 apresenta a média dos resultados obtidos nos ensaios de determinação do módulo de deformação dos concretos pesquisados de acordo com a classe de resistência (25MPa, 30MPa e 40MPa). Apresenta-se também a análise

estatística descritiva dos resultados - média geral, desvio padrão, coeficiente de variação, mediana, coeficiente de assimetria e margem de erro para o nível de confiança de 95%. A análise estatística dos resultados do módulo de deformação segue os mesmos parâmetros explicados no item anterior para a resistência à compressão do concreto.

TABELA 5.3 – Resultados (médias) do ensaio de módulo de deformação para os concretos com fck de 25 MPa, 30 MPa e 40 MPa.

Nr. Caminhão	25 MPa		30 MPa		40 MPa	
	100x200 (mm)	150x300 (mm)	100x200 (mm)	150x300 (mm)	100x200 (mm)	150x300 (mm)
1	27,52	21,56	27,26	23,25	30,01	27,22
2	27,30	24,28	27,06	22,65	30,37	27,26
3	26,14	23,78	27,29	23,62	28,75	24,01
4	23,04	23,95	27,17	23,24	31,70	28,46
5	23,97	22,22	27,62	24,85	29,95	27,07
6	24,94	22,30	28,63	23,91	27,22	25,42
7	25,84	23,08	28,59	24,95	28,11	26,03
8	27,63	23,74	25,50	22,18	32,78	29,61
9	25,93	22,35	25,46	22,40	30,52	28,90
10	25,89	23,98	24,98	21,23	30,03	28,47
11	26,82	23,47	25,97	22,32	27,76	25,19
12	26,47	23,39	30,64	25,74	28,74	26,57
13	24,26	21,83	30,93	25,73	29,49	26,76
14	27,47	23,93	28,75	23,54	31,50	26,35
15	27,02	23,97	31,62	25,33	31,99	29,07
16	26,50	24,51	30,66	24,04	27,70	24,25
17	27,81	25,37	31,82	25,14	26,75	24,43
18	27,38	24,81	26,47	24,73	27,29	24,09
19	23,85	21,04	27,55	25,29	27,22	25,42
20	26,17	22,71	27,62	24,85	28,22	26,42
<b>Média (GPa)</b>	26,10	23,31	28,13	23,83	29,48	26,62
<b>Desvio Padrão (GPa)</b>	1,41	1,15	2,20	1,34	1,80	1,81
<b>Coef. Variação (%)</b>	5,40	4,91	7,82	5,62	6,12	6,78
<b>Mediana (GPa)</b>	26,32	23,61	27,45	23,76	29,72	26,66
<b>Coef. Assimetria</b>	-0,4765	-0,7721	0,9300	0,1407	-0,3938	-0,0730
<b>Margem Erro (Gpa)</b>	0,659	0,535	1,038	0,631	0,852	0,852



Considerando os dados da TABELA 5.3 observa-se que 7,82% é o maior coeficiente de variação observado – concreto 30MPa em corpos de prova 100 x 200 mm. Assim, novamente, pode-se dizer que a amostra tem baixa dispersão em torno da média. Semelhante aos resultados da resistência à compressão, os corpos de prova 100 x 200 mm apresentaram um maior coeficiente de variação que os corpos de prova 150 x 300 mm para os concretos de 25MPa e 30MPa, sendo que para este último ocorre uma diferença mais acentuada entre o coeficiente de variação dos corpos de prova 100 x 200 mm e 150 x 300 mm. Para o concreto de 40 MPa acontece o inverso dos outros dois, ou seja, coeficiente de variação maior para os corpos de prova 150 x 300mm. Condição semelhante ocorre com a margem de erro, fato esperado já que o desvio padrão é o usado para o cálculo da mesma. O comportamento no módulo também se assemelha aos resultados de Cupertino et al (2008) com valores máximos menores que 8%.

O coeficiente de assimetria sugere uma assimetria moderada ( $0,15 < |As| < 1$ ) para todos os casos, exceto para os concretos de 30MPa e 40MPa em corpos de prova 150 x 300 mm. Eles apresentam um coeficiente de assimetria de 0,14 e 0,070 respectivamente, portanto pequena ( $|As| < 0,15$ ). Fatores estes que juntamente com o coeficiente de variação indicam que a amostra é aceitável.

Após análise via estatística descritiva, foi realizada uma análise estatística de variância (ANOVA) dos resultados individuais do módulo de deformação do concreto com o intuito de verificar se as variáveis adotadas (tamanho do corpo de prova e classes de resistência) e a interação entre elas são estatisticamente influentes sobre o módulo de deformação tangente inicial do concreto.

Foi considerado um nível de significância de 5%, isto é, nível de confiança de 95%. Os valores do parâmetro de Fisher foram calculados ( $F_{calc}$ ) e comparados com os valores tabelados ( $F_{tab}$ ). A análise de variância (ANOVA) é apresentada na TABELA 5.4.

Pela avaliação da análise de variância (ANOVA), observa-se que o valor resultante do coeficiente de determinação do modelo adotado ( $R^2$ ) foi de 0,62. Isto demonstra que 62% da variação total dos dados de módulo de elasticidade pode ser explicada pelas variáveis adotadas. Assim, os 38% restantes das variações observadas na pesquisa devem-se à influência de fatores aqui não controlados.

TABELA 5.4 – Análise de variância do módulo de deformação do concreto.

<b>Fatores estudados</b>	<b>SQ</b>	<b>GL</b>	<b>MQ</b>	<b>F<sub>calc</sub></b>	<b>Valor-P (%)</b>	<b>F<sub>tab</sub></b>	<b>Resultado</b>
Dimensões do CP (A)	991,47	1,00	991,47	327,15	2,99E-52	3,87	<b>SIGNIFICATIVO</b>
Classe de Resistência (B)	683,92	2,00	341,96	112,83	1,23E-38	3,02	<b>SIGNIFICATIVO</b>
(A) x (B)	44,20	2,00	22,10	7,29	7,88E-04	3,02	<b>SIGNIFICATIVO</b>
Erro (resíduo)	1072,85	354,00	3,03				
Total	2792,43	359,00					
<b>R<sub>mod</sub> = 0,79   R<sup>2</sup><sub>mod</sub> = 0,62</b>							
Onde: <b>SQ</b> = soma dos quadrados; <b>GL</b> = grau de liberdade; <b>MQ</b> = média dos quadrados; <b>F</b> = parâmetro de Fischer para o teste de significância de efeitos; <b>R<sub>mod</sub></b> = coeficiente de correlação do modelo; <b>R<sup>2</sup><sub>mod</sub></b> = coeficiente de determinação do modelo (1 - SQ <sub>erro</sub> /SQ <sub>total</sub> ).							

Outro importante fator a ser analisado na ANOVA é a significância da influência das variáveis pesquisadas. Tal significância ocorre quando o valor do parâmetro de Fischer (F<sub>calc</sub>) é maior que o F<sub>tab</sub>. Assim, com base nos valores da amplitude de F<sub>calc</sub>, pode-se verificar que a influência do tamanho do corpo de prova (F=327,15) e a classe de resistência (F=112,83) exercem grande influência nos resultados de módulo de deformação do concreto.

Com relação às interações entre os fatores analisados, observa-se que esta interação também é estatisticamente significativo (F=7,29), ou seja, para cada tamanho de corpo de prova utilizado, dependendo da classe de resistência, o módulo de deformação apresenta comportamento distinto. Verifica-se, porém, uma menor influência quando comparados aos fatores isolados. Isso pode ser verificado já que os valores de F<sub>calc</sub> das variáveis analisadas individualmente são bem maiores que os valores dessas interagindo.

Com relação às médias dos módulos de deformação, nota-se, pela FIGURA 5.3, que todos os concretos estudados apresentam módulos de deformação maiores para os corpos 100 x 200 mm em relação ao corpo de prova 150 x 300 mm, sendo que todas as diferenças são maiores que 10%. O concreto de

30MPa apresenta a diferença mais expressiva (18,10%). Já os de 25MPa e 40MPa possuem diferenças de 11,95% e 10,75%, respectivamente.

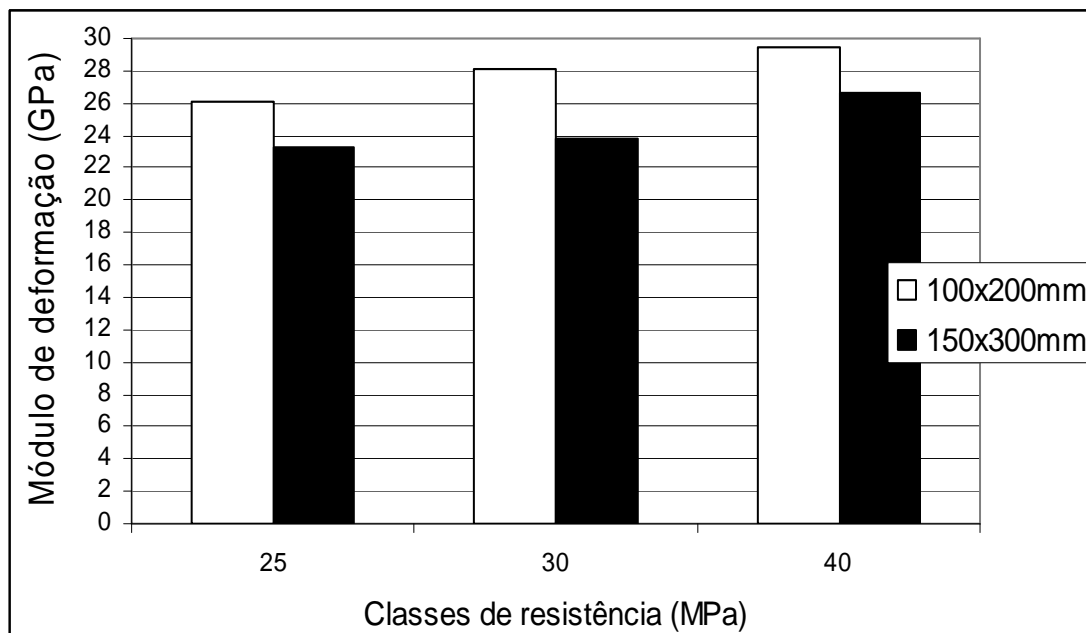


FIGURA 5.3. – Módulo de deformação médio (GPa) para concretos moldados em CP 100 x 200 mm e 150 x 300 mm em função da classe de resistência.

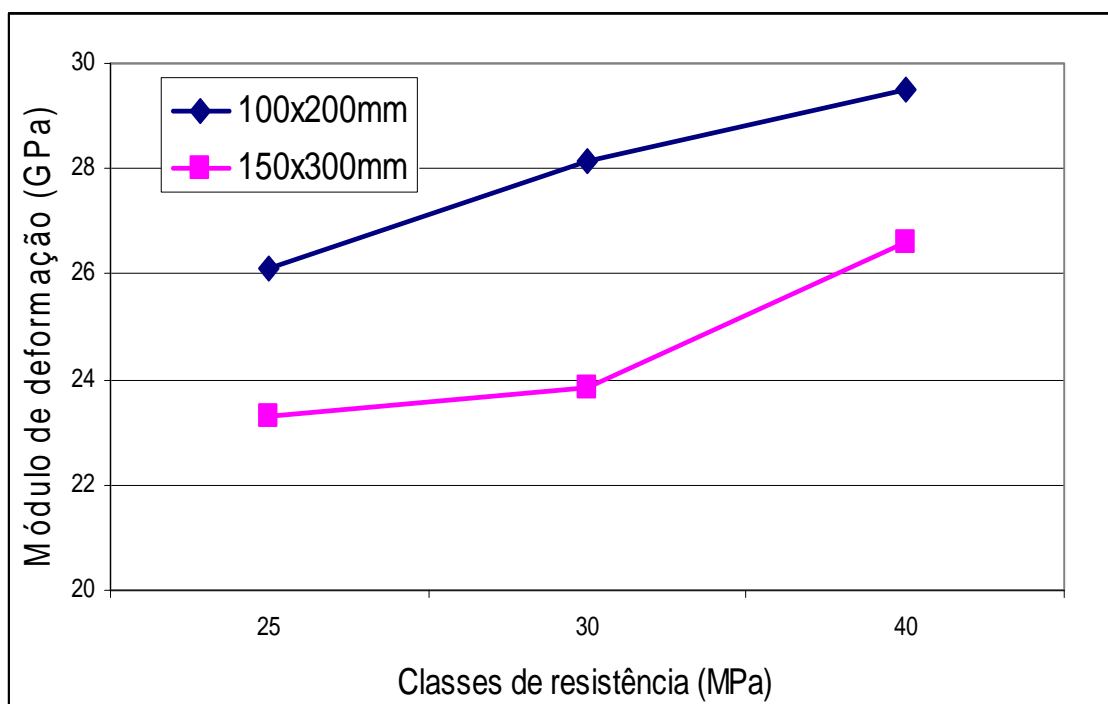


FIGURA 5.4. – Módulo de deformação médio (GPa) em função da classe de resistência.

As FIGURAS 5.4 e 5.5 apresentam a visualização gráfica do comportamento do módulo de deformação do concreto em função das variáveis estudadas (tamanho do corpo de prova e classe de resistência). Nota-se em ambos os gráficos o efeito significativo da classe de resistência e do tamanho dos corpos de prova, sendo que os corpos de prova de 100x200mm apresentaram para todos os casos valores maiores de módulo.

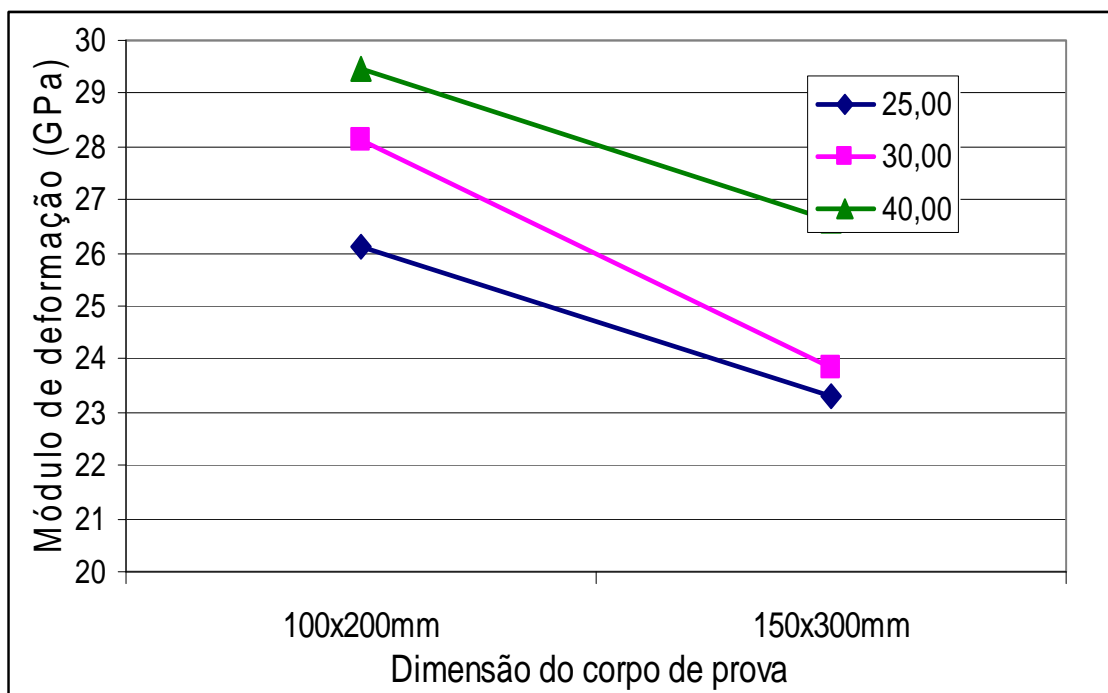


FIGURA 5.5. – Módulo de deformação médio (GPa) em função do tamanho do corpo de prova.

Após a análise de variância indicar que as variáveis tamanho do corpo de prova e classe de resistência apresentam resultados estatisticamente significativos, realizou-se, pelo método de Duncan, o agrupamento das médias homogêneas (TABELAS 5.5 e 5.6), com o intuito de verificar a semelhança ou não dos resultados alcançados. A primeira tabela representa o agrupamento de médias da variável tamanho do corpo de prova e a segunda tabela da variável classe de resistência.

TABELA 5.5 – Agrupamento de médias por tamanho do corpo de prova (método Duncan).

Dimensão do Corpo de prova	Média geral do Módulo de deformação (GPa)	Grupos Homogêneos	
		1	2
100 x 200mm	24,58574	****	
150 x 300mm	27,90482		****

TABELA 5.6 – Agrupamento de médias por classe de resistência (método Duncan).

Classe de Resistência	Média geral do Módulo de deformação (GPa)	Grupos Homogêneos		
		1	2	3
25MPa	24,70575	****		
30MPa	25,97965		****	
40MPa	28,05044			****

Após o agrupamento das médias (TABELA 5.5), nota-se a formação de dois grupos homogêneos para os dois tamanhos do corpo de prova, ou seja, mostram que as dimensões do corpo de prova influenciam os valores do módulo de deformação do concreto e que nenhum tamanho do corpo de prova possui resultado semelhante ao outro.

Semelhantemente, na TABELA 5.6, observa-se a formação de três grupos, o que também indica que a classe de resistência também irá influenciar nos resultados do módulo de deformação e que nenhuma classe de resistência possui resultado de módulo semelhante à outra.

Assim sendo, o módulo de deformação do concreto irá variar de acordo com a variação das variáveis analisadas.

### 5.3. RELAÇÃO ENTRE MÓDULO DE DEFORMAÇÃO E RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

Aqui são apresentados os resultados dos concretos estudados relacionando o valor do módulo de deformação tangente inicial com a resistência à compressão do concreto. São apresentados dois gráficos relacionando módulo de deformação com resistência à compressão e suas respectivas equações. O primeiro compara os resultados dos corpos de prova 100 x 200 mm e 150 x 300 mm e o segundo avalia as duas dimensões do corpo de prova conjuntamente.

A FIGURA 5.6 mostra a nuvem de pontos dos resultados para todas as classes de resistência. Apresenta também a regressão do tipo potência ( $E_c = k_1 * f_c^{k_2}$ ) entre os valores de módulo de elasticidade e resistência à compressão de acordo com o tamanho do corpo de prova.

As curvas de tendência do gráfico indicam uma disposição dos corpos de prova 100 x 200 mm de apresentarem módulos de deformação maiores que os 150 x 300 mm para todos os níveis de resistência avaliados. Tendência essa que já havia sido confirmada através da análise de variância. Este comportamento também foi obtido pela pesquisa de Cupertino et al (2008).

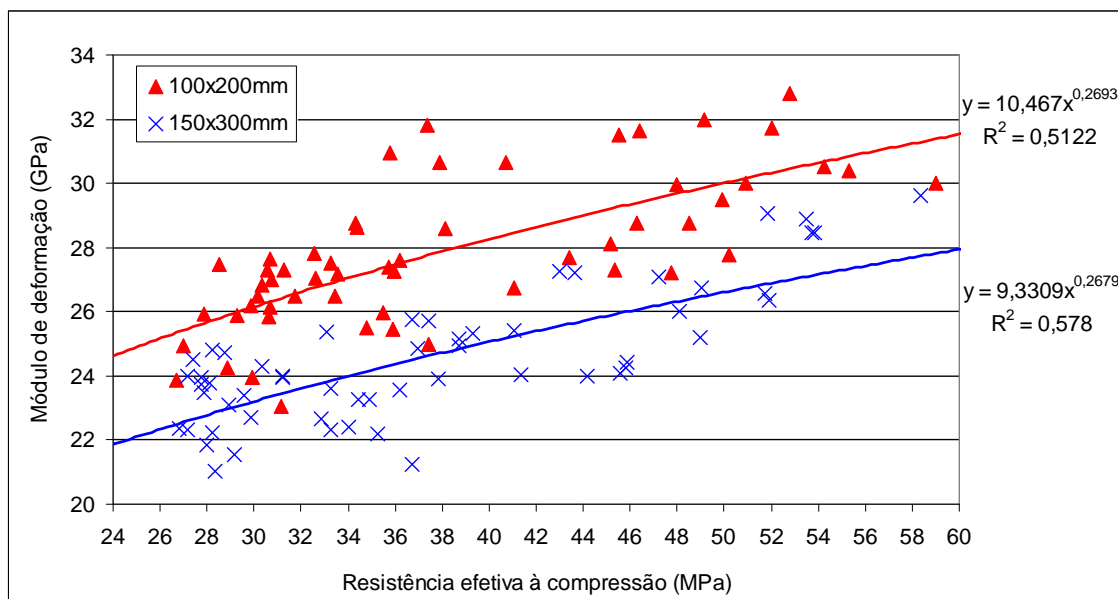


FIGURA 5.6. –  $f_c \times E_c$ . Concretos de todas as classes de resistência avaliados em CPs 100x200 e 150x300 mm.

Através de um programa computacional de análise estatística, tentou-se buscar uma expressão com o modelo potencial  $E_c = k_1 * f_c^{k_2}$  com o objetivo de melhor se ajustar aos dados experimentais. A princípio tentou-se uma expressão onde  $k_2=1/2$  ou  $k_2=1/3$ , entretanto as equações encontradas com esses valores de  $k_2$  não obtiveram um  $R^2$  consistente. Desta forma, os melhores modelos encontrados foram  $E_c = 10,467 f_c^{0,2693}$ , com  $R^2 = 0,5122$  para os corpos de prova de 100 x 200 mm e  $E_c = 9,3309 f_c^{0,2679}$ , com  $R^2 = 0,578$  para corpos de prova de 150 x 300 .mm.

Em se tratando do valor de  $R^2$ , que avalia a precisão da equação dada para os pontos analisados, nota-se uma melhor precisão na curva obtida com os dados do corpo de prova 150 x 300 mm ( $R^2 = 0,578$ ) quando comparados aos 100 x 200 mm ( $R^2 = 0,512$ ).

A seguir (FIGURA 5.7) apresenta-se uma nova curva do módulo de deformação X resistência à compressão. O que a difere da anterior é que serão

considerados, conjuntamente, os resultados obtidos a partir dos ensaios realizados tanto dos corpos de prova de 100 x 200 mm como de 150 x 300 mm.

Ao se considerar a curva traçada a partir do conjunto dos resultados das duas dimensões de corpo de prova, observa-se que houve uma redução nos valores de  $R^2$ . Sendo que este passa de 0,578 (150 x 300 mm) e 0,512 (100 x 200 mm) para 0,3757 quando analisados os dados associadamente. Novamente não se obteve uma equação satisfatória que seguisse o modelo  $E_c = k_1 * f_c^{0,5}$ , sendo que a melhor expressão encontrada foi  $E_c = 9,3079 f_c^{0,2825}$ .

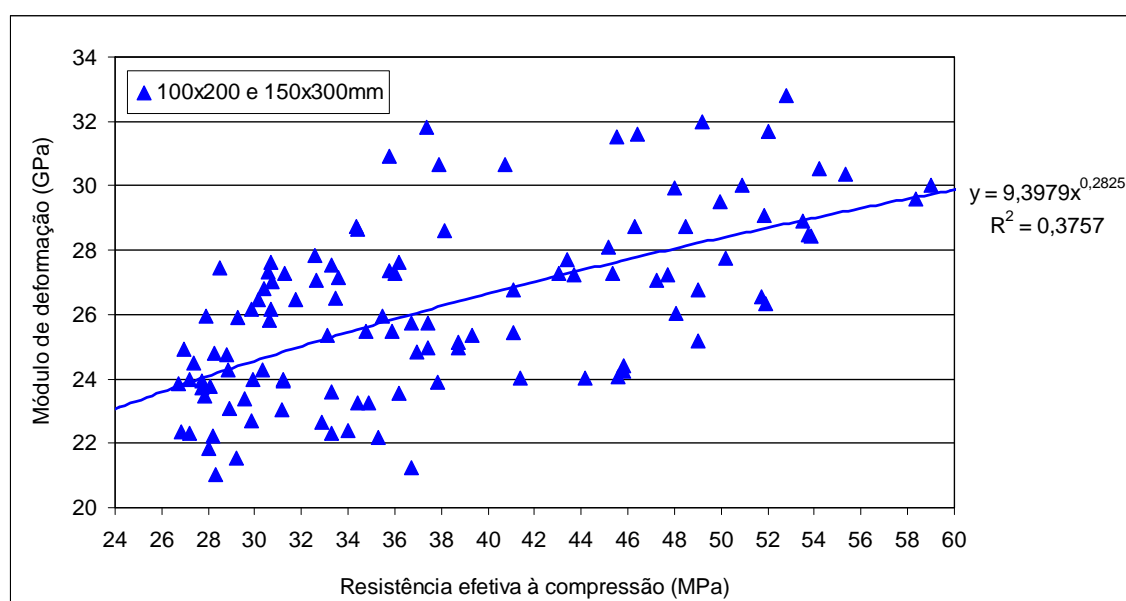


FIGURA 5.7. –  $f_c \times E_c$ . Concretos de todas as classes de resistência e corpos de prova avaliados conjuntamente.

#### 5.4. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS COM AS CURVAS PROPOSTAS POR ALGUMAS NORMAS

Neste item apresenta-se a comparação entre os resultados experimentais e as curvas propostas para a obtenção do módulo de deformação teórico proposto pela NBR618/2003 e pelo ACI318/2002.

Nas FIGURAS 5.8 a 5.11 faz-se a comparação para os concretos de 25, 30 e 40 MPa moldados em corpos de prova de 100 x 200 mm e 150 x 300 mm.

Após a análise dos gráficos, nota-se que a NBR618/2003 conduz a valores de módulo superestimados em relação aos obtidos experimentalmente nesta

pesquisa para as três classes de resistência estudadas. Diferenças estas que são maiores para a classe de resistência de 40MPa, FIGURA 5.10. Nota-se que isso vem ao encontro dos resultados de diversas pesquisas como Melo Neto & Helene (2002), Nunes (2005), Nunes et al (2005) e de Souza e Dal Molin (2006).

Com relação à equação do ACI-318/2002, observa-se que a mesma é a que mais se aproxima dos resultados obtidos experimentalmente, sendo o concreto de 25MPa o que mais se aproxima da curva proposta. Resultado este também bastante semelhante ao obtido por Melo Neto & Helene (2002).

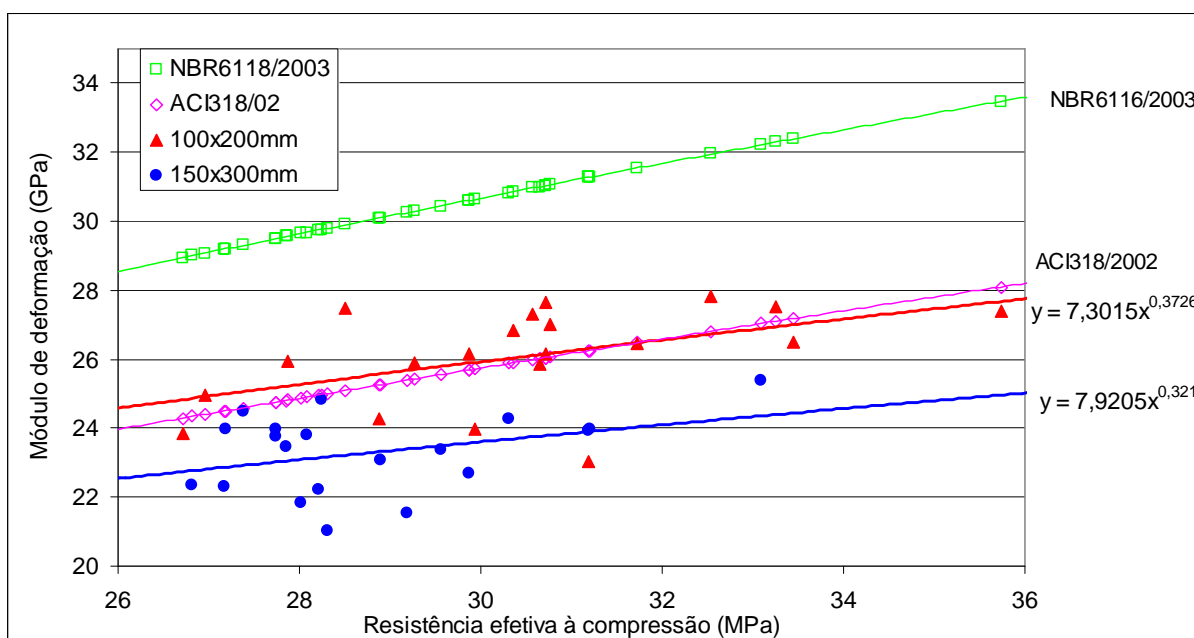


FIGURA 5.8. – Nuvens de pontos e curvas comparativas da pesquisa em relação aos modelos da NBR6118/2003 e pelo ACI318/2002 dos concretos de 25MPa avaliados em CPs de 100 x 200 mm e 150 x 300 mm.



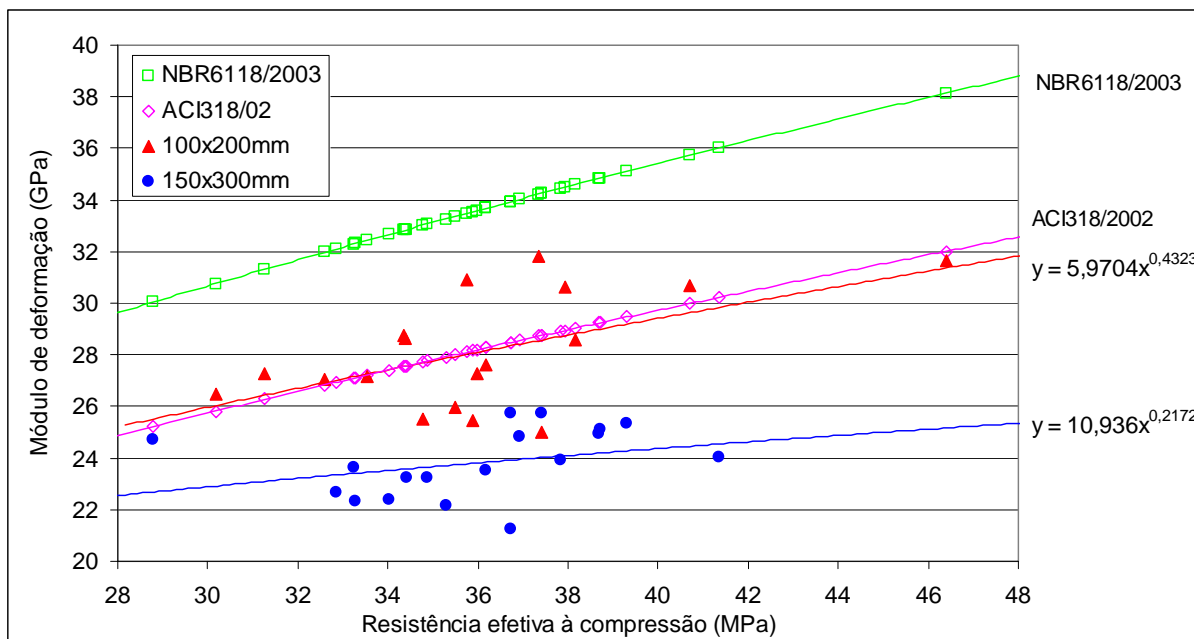


FIGURA 5.9. – Nuvens de pontos e curvas comparativas da pesquisa em relação aos modelos da NBR6118/2003 e pelo ACI318/2002 dos concretos de 30MPa avaliados em CPs de 100 x 200 mm e 150 x 300 mm.

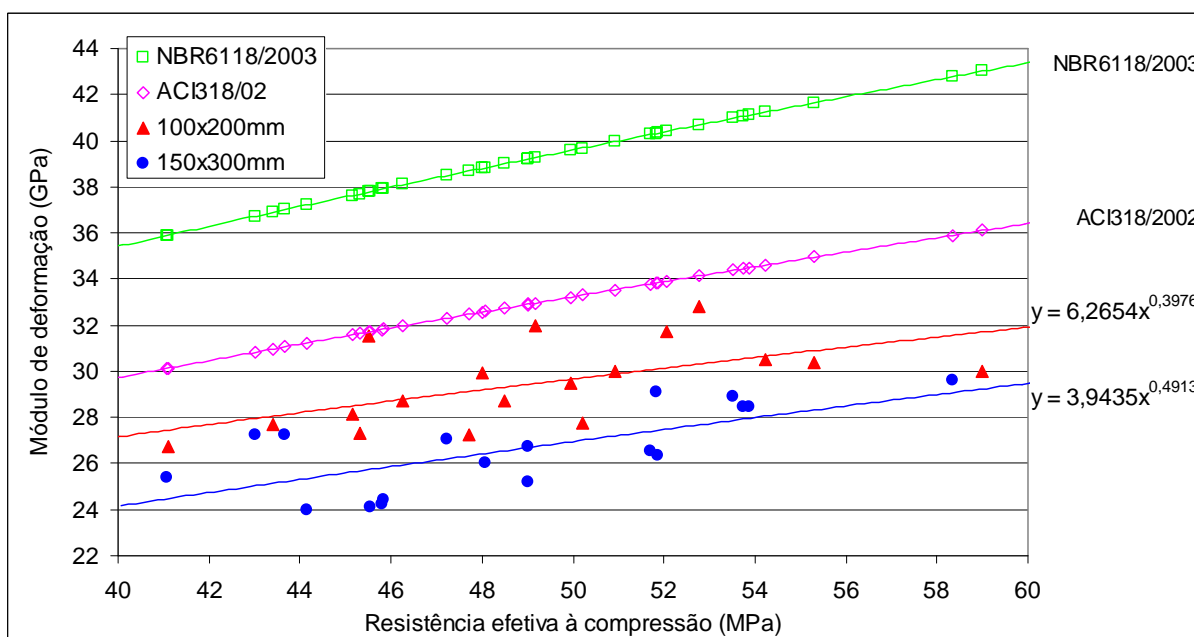


FIGURA 5.10. – Nuvens de pontos e curvas comparativas da pesquisa em relação aos modelos da NBR6118/2003 e pelo ACI318/2002 dos concretos de 40MPa avaliados em CPs de 100 x 200 mm e 150 x 300 mm.

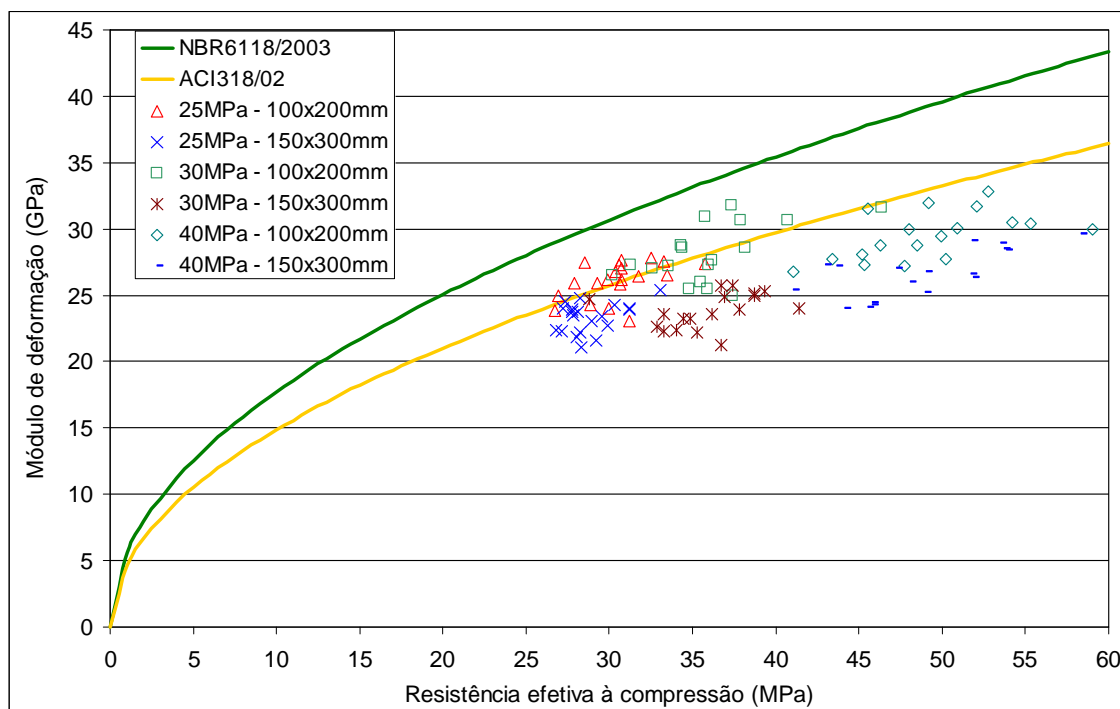


FIGURA 5.11. – Nuvens de pontos correspondentes ao módulo de deformação em relação aos modelos da NBR6118/2003 e pelo ACI318/2002 dos concretos de todas as classes de resistência avaliados em CPs 100x200 e 150x300 mm.

## Capítulo 6

# CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Neste capítulo faz-se as considerações finais e sugestões para trabalhos futuros do programa experimental que envolveu moldagem e ensaios em 600 corpos de prova sendo metade no tamanho 100 x 200 mm e a outra metade no tamanho 150 x 300 mm.

Com relação à resistência à compressão tem-se que o fator classe de resistência teve um efeito significativo nos resultados. Comportamento já esperado por se tratar de uma relação direta com a propriedade em questão. Em se tratando da influência do tamanho do corpo de prova, observa-se que a mesma, juntamente com sua interação com a classe de resistência, não representa influência estatística significativa nos resultados da resistência a compressão.

Em se tratando do módulo de deformação tangente inicial, nota-se uma significativa influência tanto das dimensões do corpo de prova quanto das classes de resistência, sendo que as dimensões do corpo de prova possuem uma influência mais forte ( $F_{calc} = 327,15$ ) quando comparada à classe de resistência ( $F_{calc}=112,83$ ). A interação dos dois fatores também tem efeito estatístico significativo ( $F_{calc} = 7,29$ ), no entanto bem menor que os dois primeiros fatores citados.

Não se conseguiu um modelo de regressão consistente semelhante aos modelos tanto da NBR 6118/2003 quanto do ACI 318/2002 ( $E_c=k_1*f_{ck}^{0,5}$ ). O modelo que melhor se ajustou foi o obtido a partir de corpos de prova da dimensão 150 x 300 mm pela equação  $E_c = 9,3309 f_c^{0,2679}$ , com  $R^2 = 0,578$ . Os corpos de prova 100 x 200 mm apresentam uma equação semelhante a essa ( $E_c = 10,467 f_c^{0,2693}$ ), porém com menor valor de  $R^2 = 0,5122$ .

A fórmula ( $E_c=k_1*f_{ck}^{0,5}$ ) proposta pela NBR 6118/2003, que avalia o módulo de elasticidade tangente inicial em função da resistência à compressão, superestimou o valor do módulo dos concretos produzidos neste trabalho para as

três classes de resistência avaliadas, sendo que as maiores diferenças ocorreram com a classe de resistência de 40MPa. A curva do ACI 318/2002 é a que mais se aproxima dos resultados experimentais.

Salienta-se que os resultados aqui obtidos são válidos para os materiais e condições de ensaios adotadas, portanto deve-se considerar este limite da pesquisa.

Pela complexidade do tema em questão e para continuação deste estudo sugerem-se, a seguir, alguns itens que possam vir a contribuir para o avanço do conhecimento das propriedades do concreto no Brasil:

- expansão da pesquisa para concretos com diferentes tipos de agregado graúdo, cimentos, adições minerais e aditivos químicos utilizados na região de Goiânia - GO;
- avaliação de outras classes de resistência;
- ensaio das amostras aos 7, 28 e 91 dias;
- consideração da influência do tamanho dos corpos de prova nas propriedades mecânicas para concretos de alto desempenho (CAD) e auto adensável (CAA);
- utilização de outros tipos de extensômetros.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALEXANDER, M. G.; MILNE, T. I. **Influence of cement blend and aggregate type on stress-strain behavior and elastic modulus of concrete.** ACI Materials Journal, v. 92, n. 3, p. 227-235, jun. 1995.

AÏTCIN, P. C. Concreto de alto desempenho. 1ª ed. São Paulo: Pini, 2000.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - ACI. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02). Detroit, 2002.

ANDRADE, E. F. R. et al. Concretos: massa, estrutural, projetado e compactado com rolo. São Paulo: Pini, 1997.

ANDRADE, M. A. S., GAMBALE, E. A., SANTOS, S. B. **Modelos predição do módulo de elasticidade do concreto.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 48º., 2006, Rio de Janeiro. Anais. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2006. CD-ROM.

ARAÚJO, J. M. Curso de Concreto Armado. 2ª ed. Rio Grande: Dunas, 2003. Vol. 1.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORNAS TÉCNICAS. NBR 5738: **Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto: procedimento.** Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. NBR 5739: **Concreto – ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos: método de ensaio.** Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. NBR 7211: **Agregado para concreto - Especificação.** Rio de Janeiro, 2005.

\_\_\_\_\_. NBR 8522: **Concreto – determinação do módulo de deformação estática e diagrama – tensão – deformação: método de ensaio.** Rio de Janeiro, 1984.

\_\_\_\_\_. NBR 8522: **Concreto – determinação do módulo de deformação estática e diagrama – tensão – deformação: método de ensaio.** Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_. NBR 6118: **Projetos de estruturas de concreto armado.** Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_. NBR 9479 – **Câmaras úmidas e tanques para cura de corpos de prova de argamassa e concreto.** Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. NBR 11578 – **Cimento Portland Composto .** Rio de Janeiro, 1991.

\_\_\_\_\_. NBR 12655 – Concreto – **Preparo, controle e recebimento**. Rio de Janeiro, 1996.

\_\_\_\_\_. NBR NM 248 – **Agregados - Determinação da composição granulométrica**. Rio de Janeiro, 2003.

AZEVEDO, A.F.F.L.C. **Betões de elevado desempenho com incorporação de cinzas volantes**. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Portugal, 2002.

BAZANT, Z. P. **Size effect**. International Journal of Solids and Structures, v. 37 p. 69-80, sep. 2000.

BEER, F. P.; JOHNSTON Jr, E. R. J. **Resistência dos Materiais**. 3ª ed. São Paulo: MAKRON Books do Brasil Editora Ltda, 1995.

BILESKY, P. C.; TANGO, C. E. S. **Utilização de “cilindros montados” para ensaios mecânicos de concreto (II. módulo de elasticidade)**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 47º., 2005, Olinda - PE. Anais. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2005. CD-ROM.

BUCHAIM, R. **A influência da não-linearidade física do concreto armado na rigidez à flexão e na capacidade de rotação plástica**. Tese (Doutorado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.

CARNEIRO, F. L. **Análise dimensional e teoria da semelhança e dos modelos físicos**. 1. ed. Rio de Janeiro: Editora UFRJ, 1993.

CHIN, M. S., MANSUR. M. A., WEE. T. H. **Effects of shape, size, and casting direction of specimens on stress-strain curves of high-strength concrete**. ACI Materials Journal. V.94 n. 3 p.209-219, 1997.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL du BETON. **CEB-FIP Model Code 1990**. Lausanne, 1993.

COSTA, A C. M. & PRADO, P. P. F. **Influência dos agregados graúdos do estado de Goiás no módulo de deformação do concreto**. 2001. Monografia (Graduação) - Coordenação de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Goiás. Anápolis – GO. 2003.

COURA, C. V. G. **Estudo da influência da dimensão do agregado e do corpo-de-prova na resistência à compressão axial do concreto**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal Fluminense, Niteroi, 2006.

COUTINHO, A. S., GONÇALVES, A. **Fabrico e Propriedades do Betão**, Vol III, LNEC, Lisboa, Portugal, 1994.

CRESPO, A. A. **Estatística fácil**. 18ª ed. São Paulo: EDITORA SARAIVA, 2002, 224P.

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

CUPERTINO, A. L. L., CASTRO, A., INÁCIO, J. J., ANDRADE, M. A. S. **Avaliação de fatores de ensaio que interferem nos resultados de módulo de elasticidade do concreto.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 49º., 2007, Bento Gonçalves - RJ. Anais. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2007. CD-ROM.

CUPERTINO, A. L. L., CASTRO, A., INÁCIO, J. J., ANDRADE, M. A. S. **Avaliação de fatores de ensaio que interferem na resistência à compressão e na resistência à tração simples do concreto.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 49º., 2007a, Bento Gonçalves - RJ. Anais. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2007a. CD-ROM.

CUPERTINO, A. L. L., INÁCIO, J. J., CASTRO, A., FARIAS, SILVA, A.R., L. A., ANDRADE, M. A. S, OLIVEIRA, N. M. **Análise da influência da dimensão básica do corpo-de-prova no módulo de elasticidade.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 50º., 2008, Salvador - BA. Anais. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2008. CD-ROM.

d'AVILA, V. M. R., ROSA, V. L. O. **Deformação em vigas-parede de concreto armado.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 48º., 2006, Rio de Janeiro. Anais. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2006. CD-ROM.

DAL MOLIN, D. C. **Contribuição ao estudo das propriedades mecânicas dos concretos de alta resistência com e sem adições de sílica ativa.** Tese (doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995.

DAY, R. L., HAQUE, M. N. **Correlation between strength of small and standard concrete cylinders.** ACI Materials Journal. V.90 n.5 p.452-462, 1993. 1993

del VISO, J. R., CARMONA, J.R., RUIZ, G. **Shape and size effects on the compressive strength of high-strength concrete.** Cement and Concrete Research, 2007.

ELFAHAL, M.M., KRAUTHAMMER, T., OHNO T., BEPPU, M., MINDESS, S. **Size effect for normal strength concrete cylinders subjected to axial impact.** International Journal of Impact Engineering, v. 31 p. 461-481, 2005.

EUROCODE 2. **Dising of Concrete Structures.** Comission of the European Comunities. 1990.

FARIAS, I. A., MUNIZ, F. C., LIDUÁRIO, A. S., LOPES, A. N. M., ANDRADE, M. A. S., BITTENCOURT, R. M., GEYER, A. L. B. **Correlação entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão de cad e de concreto convencional.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 46º. 2004,

Florianópolis. Anais. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2004. CD-ROM.

FERREIRA, R., CASTRO, A., COUTO A. P., BRAUN, V., CASCUDO, O. **Avaliação da resistência à compressão, módulo de deformação e absorção de água de concretos contendo adições minerais.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 46º. 2004, Florianópolis. Anais. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2004. CD-ROM.

FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS S.A. - Relatório DCT.C.TC.2008-R0 - INMETRO - INSTITUTO NACIONAL DE METROLOGIA, NORMALIZAÇÃO E QUALIDADE INDUSTRIAL - CTLE-01 - Comissão Técnica de Laboratórios de Ensaio em Construção Civil - GT02 - Grupo de Trabalho Nº 2 - **XIII Programa Interlaboratorial de Ensaio de Concreto/2008** - Fevereiro/2008.

GEYER, A. L. B.; GREVEN, H. A. **Concreto com fôrmas drenantes.** In: Seminário Internacional: Avanços na Tecnologia do Concreto. Goiânia, 1999. p. 17-31. Anais. Goiânia, 1999.

GOMES, P. C. C., et al. **Estudo da Evolução das resistências mecânicas de concreto auto-adensável.** In: VI Simpósio EPUSP sobre estruturas. 2006, São Paulo, 2006. pp 1242-1256. Anais.

GONÇALVES JR, P. P. B., SOBRINHO, E. S., SOUZA, P. S. L. **Análise da influência do módulo de deformação em concretos com agregado reciclado proveniente de resíduo de construção e demolição.** In: Congresso Brasileiro do Concreto, 48º. 2006. Rio de Janeiro, 2006. Anais. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2006. CD-ROM.

HASPARYK, N. P., LOPES, A. N. M., ANDRADE, M. A. S., SANTOS, S. B. **Concreto: Ensino, pesquisa e realizações.** Cap. 22 – Deformações por retração e fluência. 1ª ed. São Paulo: Ed. G. C. Isaia, 2005. Vol 1.

HIBBELER, R. C. **Resistência dos Materiais.** Rio de Janeiro: LTC, 2000.

IBRACON, INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO. **Prática recomendada IBRACON – Comentários técnicos NB-1.** Comitê Técnico CT-301, São Paulo, 2003.

JACINTHO, A. E. P. G. A.; GIONGO, J. S. **CONCRETO: Ensino, pesquisa e realizações.** Cap. 20 – Resistência mecânica do concreto. 1ª ed. São Paulo: Ed. G. C. Isaia, 2005. Vol 1.

KLISZCZEWICZ, A., AJDUKIEWICZ, A. **Differences in instantaneous deformability of HS/HPC according to the kind of coarse aggregate.,** Cement and Concrete Composites, n. 24, p. 263-267, 2002.

LEITE, M. B. **Avaliação de propriedades mecânicas de concretos produzidos com agregados reciclados de resíduos de construção e demolição.** Tese (Doutorado), Universidade Federal do Rio Grande do Sul – Escola de Engenharia, Porto Alegre, 2001.



LI, G.; ZHAO, Y.; PANG, S.; LI, Y. **Effective Young's modulus estimation of concrete**. Cement and Concrete Research, v. 29 n. 9 p. 1455-1462, sep. 1999.

LIMA, M. B. **Avaliação da resistividade elétrica e do módulo de elasticidade estático de concretos auto-adensáveis**. 2006. Monografia (Graduação) - Coordenação de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Goiás. Anápolis – GO. 2006.

MARTINS, G. A. **Estatística geral e aplicada**. 3ª edição. São Paulo: EDITOTA ATLAS, 2006.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: PINI, 1994.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concrete: microstructure, properties, and materials**. New York: McGRAW-HILL, 2006.

MINDESS, Sidney & YOUNG, J. Francis. **Concrete**. New Jersey:Newmark Hall, 1981.

MONTGOMERY, D. C., RUNGER, G.C. **Estatística aplicada e probabilidade para engenheiros**. 2ª ed. Rio de Janeiro: LTC, 2003, 463p.

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

MELO NETO, A. A.; HELENE, P. R. L. **Módulo de Elasticidade: dosagem e avaliação de modelos de previsão do módulo de elasticidade de concretos**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 44º., 2002, Belo Horizonte. Anais. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2002. CD-ROM.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. 2ª ed. São Paulo: PINI, 1997, 828p.

NUNES, F. W. G. **Resistência e módulo de elasticidade de concretos usados no Rio de Janeiro**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) –Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro-RJ, 2005.

NUNES, F. W. G., SHEHATA, I. D., SHEHATA I. A. E. M. **Avaliação da resistência e do módulo de elasticidade de concretos usados no rio de janeiro**. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 47º 2005, Olinda - SC. , Anais. Instituto Brasileiro do Concreto, 2005. CD-ROM.

PACHECO, R. F. R. **Análise do módulo de elasticidade e resistência à compressão de concretos produzidos em centrais na grande vitória. experimentos e estatística**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) –Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória-ES, 2006.

PEREIRA NETO, P. M. P. & DJANIKIAN, J. G. **Algumas características do módulo de elasticidade de concretos de alta resistência.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 37º.. Anais. Goiânia, 1995.V. 1,

PINTO, R. O. **Contribuição ao estudo de métodos de dosagem para concreto de alto desempenho (Cad) empregando materiais da região de Goiânia.** 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia-GO, 2003.

PRADO, L. A. **Módulo de deformação estático do concreto de baixa e alta relação a/c pelo método ultra-sônico.** 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia-GO, 2006.

REGIS, P. A., OLIVEIRA, R. A., ARAÚJO, E. R., CARNEIRO, A. M. P., NUNES, N. S. **Módulo de elasticidade de um concreto de alta resistência ao longo do tempo.** In: Congresso Brasileiro do Concreto, 46º 2004, Florianópolis - SC. , Anais. Instituto Brasileiro do Concreto, 2004. CD-ROM.

RIBEIRO, A. B., ALMEIDA, I. R.. **Módulo de elasticidade em compressão de concreto compactado a rolo.** . In: Congresso Brasileiro do Concreto, 44º 2002, Belo Horizonte - MG. , Anais. Instituto Brasileiro do Concreto, 2002. CD-ROM.

RODRIGUES, G. S. S. **Módulo de deformação estático do concreto pelo método ultra-sônico: estudo da correlação e fatores influentes.** 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia-GO, 2003.

SANTOS, S. B.; GAMBALE, E. A.; ANDRADE, M. A. S. **Modelos de predição do módulo de elasticidade do concreto.** In: Congresso Brasileiro do Concreto, 48º 2006, Rio de Janeiro - RJ. , Anais. Instituto Brasileiro do Concreto, 2006. CD-ROM.

SCANDIUZZI, L; ANDRIOLO, F. R. **Concreto e seus materiais: propriedades e ensaios.** 1ª ed. São Paulo: Pini, 1986.

SHEHATA, L. D. **Concreto: Ensino, pesquisa e realizações.** Cap. 21 – Deformações instantâneas do concreto. 1ª ed. São Paulo: Ed. G. C. Isaia, 2005. Vol 1.

SILVA, K. J. **Estudo do comportamento do módulo de deformação de concretos com diferentes tipos de agregados graúdos.** 2003. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação). Coordenação da Área de Construção Civil. Centro Federal de Educação Tecnológica de Goiás. Goiânia-GO. 2003.

SILVA, M. A. F., FILHO, J. R. F. **Verificação do estado limite de deformações excessivas em vigas de concreto armado de acordo com as recomendações da NBR 6118:2003.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 48º. 2006, Rio de Janeiro - RJ. Anais. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2006. CD-ROM.

SILVA, P. F. A. **Durabilidade das estruturas de concreto aparente em atmosfera urbana**. 1.ed. São Paulo, Pini, 1995.

SOUZA, P. S. L.; DAL MOLIN, D.C.C. **Comportamento da relação da resistência à compressão com a resistência à tração e com o módulo de elasticidade em concreto com metacaulim de alta reatividade**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 48<sup>o</sup>., 2006, Rio de Janeiro - RJ. Anais. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2006. CD-ROM.

TIMOSHENKO, S. P.; GOODIER, J. N. **Teoria da Elasticidade**. 3<sup>a</sup>. ed. Rio der Janeiro: Guanabara Dois, 1980.

TOKYAY, M., OZDEMIR, M. **Specimen shape and size effect on the compressive strength of higher strength concrete**. Cement and Concrete Research, v. 27, n. 8. p. 1281-1289.1997.

Van Mier et al. **Strain-softening of concrete in uniaxial compression**. Materials and structures, V. 30, pp. 195-209, 1997.

VAN VLACK, L. H. **Princípios de ciência dos materiais**. 13<sup>a</sup> ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1970.

VASCONCELOS, A. C.; GIAMMUSSO, S. E. **O misterioso módulo de elasticidade**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 40<sup>o</sup>., 1998, Rio de Janeiro. Anais. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 1998.

VIERA, T. M., VASCONCELOS, A. S., LAGO, L. B., BRANCO, V. H. L., SOUZA, P. S. L. **Influência da dimensão do corpo de prova de concreto e da forma de capeamento, nos resultados de resistência à compressão e módulo de elasticidade**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 50<sup>o</sup>., 2008, Salvador - BA. Anais. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2008. CD-ROM.

VOGT, J. C. **Estudo da influência de adições no módulo de elasticidade dinâmico, na resistência à fadiga e na tenacidade à fratura para concretos convencionais**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte - MG, 2006.

YAZICI, S., SEZER, G. I. **The effect of cylindrical specimen size on the compressive strength of concrete**. Building and Environment. v 42 p. 2417–2420, 2007.

YI, S., YANG, E. I., CHOI, J. C. **Effect of specimen sizes, specimen shapes, and placement directions on compressive strength of concrete**. Nuclear Engineering and Design, v. 236 p. 115–127, 2006.

# ANEXO

**RESULTADOS INDIVIDUAIS PARA OS CONCRETOS DE CLASSE DE RESISTÊNCIA DE 25MPa**

Nr. Caminhão	Classe Resistência (MPa)	Tamanho do CP (mm)	Resistência compressão média- fcm (MPa)	Módulo de deformação tangente inicial - Eci (GPa)			Média (GPa)	Desvio Padrão (MPa)	Coef. Variação (%)
				CP1	CP2	CP3			
1	25	100x200	33,25	27,87	26,82	27,87	27,52	0,61	2,21
		150x300	29,18	21,60	21,35	21,72	21,56	0,19	0,88
2	25	100x200	30,57	27,39	26,55	27,97	27,30	0,72	2,63
		150x300	30,31	24,63	24,02	24,17	24,28	0,32	1,31
3	25	100x200	30,71	26,40	26,40	25,63	26,14	0,45	1,71
		150x300	28,09	23,78	23,63	23,94	23,78	0,16	0,67
4	25	100x200	31,18	26,57	26,83	15,72	23,04	6,34	27,52
		150x300	27,73	24,61	23,31	23,94	23,95	0,65	2,72
5	25	100x200	29,93	19,72	26,23	25,96	23,97	3,68	15,36
		150x300	28,21	22,26	22,40	21,99	22,22	0,21	0,94
6	25	100x200	26,96	25,58	24,22	25,02	24,94	0,68	2,74
		150x300	27,16	22,35	22,35	22,21	22,30	0,08	0,37
7	25	100x200	30,65	25,83	26,62	25,08	25,84	0,77	2,97
		150x300	28,90	22,98	22,98	23,27	23,08	0,17	0,73
8	25	100x200	30,71	26,95	27,23	28,72	27,63	0,96	3,46
		150x300	27,74	23,47	23,47	24,28	23,74	0,47	1,97
9	25	100x200	27,88	26,21	26,21	25,37	25,93	0,49	1,88
		150x300	26,82	22,34	21,91	22,79	22,35	0,44	1,97
10	25	100x200	29,27	25,36	26,16	26,16	25,89	0,46	1,79
		150x300	27,18	23,76	23,92	24,26	23,98	0,26	1,07
11	25	100x200	30,36	26,35	26,62	27,47	26,82	0,58	2,18
		150x300	27,86	23,89	23,42	23,11	23,47	0,39	1,68

<b>RESULTADOS INDIVIDUAIS PARA OS CONCRETOS DE CLASSE DE RESISTÊNCIA DE 25MPa</b>									
Nr. Caminhão	Classe Resistência (MPa)	Tamanho do CP (mm)	Resistência compressão média- fcm (MPa)	Módulo de deformação tangente inicial - Eci (GPa)			Média (GPa)	Desvio Padrão (MPa)	Coef. Variação (%)
				CP1	CP2	CP3			
12	25	100x200	31,73	27,06	25,29	27,06	26,47	1,02	3,86
		150x300	29,55	23,39	23,39	23,39	23,39	0,00	0,00
13	25	100x200	28,87	23,55	24,99	24,25	24,26	0,72	2,97
		150x300	28,01	21,56	21,69	22,23	21,83	0,36	1,64
14	25	100x200	28,51	26,85	27,77	27,77	27,47	0,53	1,95
		150x300	31,19	23,73	23,45	24,61	23,93	0,60	2,53
15	25	100x200	30,76	27,86	25,93	27,28	27,02	0,99	3,67
		150x300	31,20	24,31	23,88	23,73	23,97	0,30	1,26
16	25	100x200	33,45	26,99	26,01	26,49	26,50	0,49	1,85
		150x300	27,38	24,62	24,62	24,28	24,51	0,20	0,81
17	25	100x200	32,54	28,07	28,65	26,72	27,81	0,99	3,56
		150x300	33,10	25,87	24,82	25,41	25,37	0,53	2,09
18	25	100x200	35,74	27,14	27,88	27,14	27,38	0,43	1,56
		150x300	28,24	24,92	24,25	25,27	24,81	0,52	2,10
19	25	100x200	26,71	23,01	23,49	25,05	23,85	1,07	4,48
		150x300	28,32	20,92	20,92	21,29	21,04	0,21	1,02
20	25	100x200	29,87	26,17	25,91	26,45	26,17	0,27	1,03
		150x300	29,87	22,66	22,80	22,66	22,71	0,08	0,35

<b>RESULTADOS INDIVIDUAIS PARA OS CONCRETOS DE CLASSE DE RESISTÊNCIA DE 30MPa</b>									
<b>Nr. Caminhão</b>	<b>Classe Resistência (MPa)</b>	<b>Tamanho do CP (mm)</b>	<b>Resistência compressão média- fcm (MPa)</b>	<b>Módulo de deformação tangente inicial - Eci (GPa)</b>			<b>Média (GPa)</b>	<b>Desvio Padrão (MPa)</b>	<b>Coef. Variação (%)</b>
				<b>CP1</b>	<b>CP2</b>	<b>CP3</b>			
1	30	100x200	35,97	27,33	26,39	28,07	27,26	0,84	3,09
		150x300	34,89	23,36	22,77	23,61	23,25	0,43	1,86
2	30	100x200	32,60	26,02	27,57	27,57	27,06	0,89	3,30
		150x300	32,86	22,28	22,52	23,14	22,65	0,44	1,95
3	30	100x200	31,27	26,91	27,76	27,19	27,29	0,43	1,57
		150x300	33,26	24,10	23,05	23,70	23,62	0,53	2,23
4	30	100x200	33,55	27,60	27,33	26,57	27,17	0,53	1,95
		150x300	34,43	23,28	23,28	23,16	23,24	0,07	0,30
5	30	100x200	26,64	26,76	26,14	27,75	26,88	0,81	3,03
		150x300	25,67	21,46	21,61	21,61	21,56	0,08	0,38
6	30	100x200	36,17	27,73	29,03	26,10	27,62	1,47	5,31
		150x300	36,93	24,17	24,93	25,46	24,85	0,65	2,61
7	30	100x200	34,39	27,79	30,05	28,05	28,63	1,24	4,33
		150x300	37,84	24,42	23,71	23,60	23,91	0,45	1,87
8	30	100x200	38,16	29,86	27,83	28,07	28,59	1,11	3,87
		150x300	38,69	24,75	24,87	25,25	24,95	0,26	1,04
9	30	100x200	34,79	26,38	24,64	25,48	25,50	0,87	3,42
		150x300	35,28	22,03	22,81	21,71	22,18	0,56	2,53
10	30	100x200	35,89	25,67	24,84	25,88	25,46	0,55	2,16
		150x300	34,01	22,51	21,94	22,74	22,40	0,41	1,84
11	30	100x200	37,42	26,38	24,38	24,20	24,98	1,21	4,84
		150x300	36,73	21,04	21,42	21,23	21,23	0,19	0,90

<b>RESULTADOS INDIVIDUAIS PARA OS CONCRETOS DE CLASSE DE RESISTÊNCIA DE 30MPa</b>									
Nr. Caminhão	Classe Resistência (MPa)	Tamanho do CP (mm)	Resistência compressão média- fcm (MPa)	Módulo de deformação tangente inicial - Eci (GPa)			Média (GPa)	Desvio Padrão (MPa)	Coef. Variação (%)
				CP1	CP2	CP3			
12	30	100x200	35,49	24,95	26,94	26,02	25,97	0,99	3,83
		150x300	33,29	22,71	21,89	22,35	22,32	0,41	1,83
13	30	100x200	37,92	26,97	32,31	32,63	30,64	3,18	10,38
		150x300	36,73	26,01	26,15	25,05	25,74	0,60	2,34
14	30	100x200	35,76	29,79	32,30	30,69	30,93	1,27	4,11
		150x300	37,43	25,41	25,68	26,10	25,73	0,35	1,34
15	30	100x200	34,34	29,12	29,12	28,01	28,75	0,64	2,23
		150x300	36,19	23,54	24,02	23,07	23,54	0,48	2,02
16	30	100x200	46,39	31,70	32,20	30,97	31,62	0,62	1,97
		150x300	39,31	24,79	25,67	25,54	25,33	0,47	1,87
17	30	100x200	40,71	30,56	31,38	30,04	30,66	0,68	2,20
		150x300	41,37	23,82	24,04	24,26	24,04	0,22	0,90
18	30	100x200	37,36	32,13	32,45	30,89	31,82	0,82	2,59
		150x300	38,71	25,65	25,13	24,64	25,14	0,51	2,01
19	30	100x200	30,17	25,66	26,18	27,59	26,47	1,00	3,77
		150x300	28,78	24,73	24,90	24,57	24,73	0,17	0,68
20	30	100x200	36,17	27,73	29,03	26,10	27,62	1,47	5,31
		150x300	36,93	24,17	24,93	25,46	24,85	0,65	2,61



<b>RESULTADOS INDIVIDUAIS PARA OS CONCRETOS DE CLASSE DE RESISTÊNCIA DE 40MPa</b>									
<b>Nr. Caminhão</b>	<b>Classe Resistência (MPa)</b>	<b>Tamanho do CP (mm)</b>	<b>Resistência compressão média- fcm (MPa)</b>	<b>Módulo de deformação tangente inicial - Eci (Gpa)</b>			<b>Média (GPa)</b>	<b>Desvio Padrão (MPa)</b>	<b>Coef. Variação (%)</b>
				<b>CP1</b>	<b>CP2</b>	<b>CP3</b>			
1	40	100x200	59,01	30,54	29,83	29,66	30,01	0,47	1,55
		150x300	43,67	27,66	26,87	27,13	27,22	0,40	1,47
2	40	100x200	55,30	30,17	31,14	29,80	30,37	0,69	2,29
		150x300	43,01	28,19	26,08	27,50	27,26	1,07	3,94
3	40	100x200	48,50	29,27	28,48	28,48	28,75	0,46	1,59
		150x300	44,15	23,32	24,31	24,41	24,01	0,60	2,51
4	40	100x200	52,04	30,43	30,85	33,84	31,70	1,86	5,86
		150x300	53,87	28,65	28,30	28,42	28,46	0,18	0,62
5	40	100x200	48,00	28,96	30,44	30,44	29,95	0,85	2,85
		150x300	47,24	27,22	27,34	26,63	27,07	0,38	1,40
6	40	100x200	47,73	27,82	26,75	27,10	27,22	0,55	2,02
		150x300	41,08	25,70	25,10	25,46	25,42	0,30	1,20
7	40	100x200	45,17	28,58	27,38	28,37	28,11	0,64	2,28
		150x300	48,07	26,00	26,32	25,78	26,03	0,27	1,05
8	40	100x200	52,78	32,63	32,63	33,10	32,78	0,27	0,83
		150x300	58,36	29,78	30,37	28,67	29,61	0,87	2,93
9	40	100x200	54,23	30,13	30,92	30,52	30,52	0,39	1,29
		150x300	53,51	28,45	28,34	29,91	28,90	0,88	3,04
10	40	100x200	50,91	29,35	30,78	29,95	30,03	0,72	2,39
		150x300	53,75	28,59	28,24	28,59	28,47	0,20	0,70
11	40	100x200	50,20	27,65	27,65	28,00	27,76	0,20	0,74
		150x300	49,00	25,16	24,96	25,46	25,19	0,25	0,99

<b>RESULTADOS INDIVIDUAIS PARA OS CONCRETOS DE CLASSE DE RESISTÊNCIA DE 40MPa</b>									
Nr. Caminhão	Classe Resistência (MPa)	Tamanho do CP (mm)	Resistência compressão média- fcm (MPa)	Módulo de deformação tangente inicial - Eci (Gpa)			Média (GPa)	Desvio Padrão (MPa)	Coef. Variação (%)
				CP1	CP2	CP3			
12	40	100x200	46,27	28,67	29,09	28,47	28,74	0,32	1,10
		150x300	51,71	26,50	26,71	26,50	26,57	0,12	0,46
13	40	100x200	49,94	29,76	29,55	29,16	29,49	0,30	1,03
		150x300	49,02	26,75	27,32	26,20	26,76	0,56	2,09
14	40	100x200	45,52	32,09	31,33	31,08	31,50	0,53	1,67
		150x300	51,88	26,07	26,38	26,58	26,35	0,26	0,98
15	40	100x200	49,16	31,43	31,67	32,88	31,99	0,78	2,44
		150x300	51,82	29,57	28,94	28,69	29,07	0,45	1,56
16	40	100x200	43,41	28,04	27,42	27,63	27,70	0,31	1,13
		150x300	45,79	23,92	24,51	24,31	24,25	0,30	1,24
17	40	100x200	41,09	26,28	26,88	27,09	26,75	0,42	1,56
		150x300	45,84	24,05	23,86	25,38	24,43	0,83	3,39
18	40	100x200	45,32	27,67	27,10	27,10	27,29	0,33	1,21
		150x300	45,55	24,28	23,99	23,99	24,09	0,17	0,71
19	40	100x200	47,73	27,82	26,75	27,10	27,22	0,55	2,02
		150x300	41,08	25,70	25,10	25,46	25,42	0,30	1,20
20	40	100x200	45,73	27,82	26,75	27,10	28,22	0,55	2,02
		150x300	40,08	25,70	25,10	25,46	26,62	0,30	1,20

# Livros Grátis

( <http://www.livrosgratis.com.br> )

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)  
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)  
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)  
[Baixar livros de Matemática](#)  
[Baixar livros de Medicina](#)  
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)  
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)  
[Baixar livros de Meteorologia](#)  
[Baixar Monografias e TCC](#)  
[Baixar livros Multidisciplinar](#)  
[Baixar livros de Música](#)  
[Baixar livros de Psicologia](#)  
[Baixar livros de Química](#)  
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)  
[Baixar livros de Serviço Social](#)  
[Baixar livros de Sociologia](#)  
[Baixar livros de Teologia](#)  
[Baixar livros de Trabalho](#)  
[Baixar livros de Turismo](#)