Paulo Roberto do Lago Helene
Engenheiro Civil, Escola Politécnica da USP, 1972
Mestre em Engenharia, Escola Politécnica da USP, 1981

CONTRIBUIÇÃO AO ESTABELECIMENTO DE PARÂMETROS PARA DOSAGEM E CONTROLE DOS CONCRETOS DE CIMENTO PORTLAND

Tese apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para a obtenção do Título de Doutor em Engenharia

SÃO PAULO
1987

PAULO ROBERTO DO LAGO HELENE

Engenheiro Civil, Escola Politécnica da USP, 1972
Mestre em Engenharia, Escola Politécnica da USP, 1981

CONTRIBUIÇÃO AO ESTABELECIMENTO DE PARÂMETROS PARA DOSAGEM E CONTROLE DOS CONCRETOS DE CIMENTO PORTLAND

Tese apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para a obtenção do Título de Doutor em Engenharia.

Orientador: Prof. Dr. Francisco Romeu Landi
Professor Titular do Departamento de Engenharia de Construção Civil da EPUSP.

São Paulo, 1987

À Mariana e Daniel, meus filhos queridos

Agradecimentos

Esta seção da tese - no meu caso - deveria ser a mais extensa. São tantas as dificuldades a serem superadas que só mesmo com a força espiritual e incentivo dos amigos, foi possível concluir este trabalho, a tempo...

Inicio meus agradecimentos nominais pelo amigo, Prof. Dr. Francisco Romeu Landi cujo permanente apoio e incentivo transcenderam em muito os limites da orientação desta tese.

Tive a felicidade de reencontrar, após vários anos de separação involuntária, dois colegas de formatura e amigos de turma - o Prof. José Joaquim do Amaral Ferreira e o Eng. Roberto Massaru Watanabe - que me socorreram no momento em que comecei a esbarrar com os limites dos meus conhecimentos estatísticos, matemáticos e de programação de microcomputadores.

Agradeço ao amigo Prof. Péricles Brasiliense Fusco e aos compadres Waldemar Coelho Hachich e Tarcisio Barreto Celestino pela boa vontade com que em conversas informais forneceram subsídios indispensáveis para a consecução deste trabalho.

Os Colegas do Departamento de Construção Civil da Escola Politécnica da USP e do Agrupamento de Tecnologia de Concreto do IPT, com seu desprendimento, companheirismo e estímulo me prestaram valiosas colaborações durante o transcorrer da parte experimental e da redação desta tese.

Os estagiários Antonio Figueiredo e Luís Henrique Piovezan me auxiliaram no processamento dos dados - muito mais que isso, diria eu - dividiram comigo as angústias e souberam encontrar o caminho para superar as dificuldades.

A Evadne Azeredo Will da ABCP e a Maria Inês Cesar de Oliveira do IPT sempre me ajudaram nas pesquisas bibliográficas com eficiência e atenção que foram além do elevado profissionalismo que as caracteriza.

A esmerada digitação e montagem ficou a cargo de Márcia Amaral Costa Borges que conseguiu explorar os recursos do programa editor de textos com competência e dedicação.

Devo agradecer ainda a muitos amigos que de uma forma ou de outra, foram solidários comigo nos mais diversos momentos; aos meus pais pela fé com que sempre investiram a fundo perdido na minha formação e à Augusta, minha querida esposa, pela exaustiva revisão dos originais.

SUMÁRIO

Resumo..... vi

Summary..... viii

Notação e Nomenclatura..... x

Lista de Figuras..... xv

Lista de Tabelas..... xix

INTRODUÇÃO..... 1

CAPÍTULO I

A EVOLUÇÃO DOS MÉTODOS DE DOSAGEM

1.1 Histórico Internacional..... 5

1.2 A Evolução no Brasil..... 24

1.3 Objetivo e Metodologia de Dosagem do Concreto..... 37

1.4 A Consideração da Dosagem nas Normas Nacionais..... 47

CAPÍTULO II

O CONTROLE DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO

2.1 A Consideração da Resistência dos Materiais nos Métodos de Introdução da Segurança no Projeto das Estruturas de Concreto Armado..... 57

2.2 Obtenção, Importância e Significado da Resistência à Compressão do Concreto..... 68

2.3 Definição de Resistência Característica do Concreto à Compressão..... 75

2.4 Dinâmica do Controle da Resistência do Concreto e sua Implicação na Dosagem..... 78

CAPÍTULO III

RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DOS CONCRETOS

3.1 Fatores que Intervêm na Resistência à Compressão..... 84

3.2 Estudos dos Cimentos Nacionais - descrição do experimento..... 87
3.2.1 Introdução e Objetivos..... 87
3.2.2 Programação dos Ensaios..... 89
3.2.3 Resultados Obtidos..... 90
3.3 Estudo dos Cimentos Nacionais - análise parcial dos resultados..... 91
3.4 Evolução da Resistência à Compressão com a Idade..... 96
3.5 Correlação da Resistência à Compressão com a Relação Água/Cimento..... 112
3.6 Aplicação Experimental a Concretos de Características Diversas..... 123
3.6.1 Introdução e Objetivos..... 123
3.6.2 Programação dos Ensaios..... 124
3.6.3 Resultados Obtidos..... 125
3.6.4 Análise dos Resultados..... 125
CAPÍTULO IV
VARIABILIDADE DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DOS CONCRETOS
4.1 Fatores Intervenientes..... 131
4.2 Influência da Resistência do Cimento na Resistência à Compressão do Concreto - descrição do experimento..... 138
4.2.1 Introdução e Objetivos..... 138
4.2.2 Resultados Obtidos..... 140
4.2.3 Análise dos Resultados..... 141
CAPÍTULO V
CÁLCULO DA RESISTÊNCIA DE DOSAGEM
5.1 Fatores Intervenientes..... 150
5.2 Variabilidade Típica da Resistência do Concreto - enquete nacional..... 159

5.2.1 Introdução e Objetivos..... 159

5.2.2 Resultados Obtidos..... 160

5.2.3 Análise dos Resultados..... 161

CONCLUSÕES..... 169

ANEXO A - CIMENTOS NACIONAIS. Resultados obtidos dos ensaios. 174

ANEXO B - CIMENTOS NACIONAIS. Cálculos efetuados..... 186

ANEXO C - CIMENTOS NACIONAIS. Curvas de evolução relativa da resistência com a idade referida a 28 dias..... 190

ANEXO D - CIMENTOS NACIONAIS. Curvas de correlação da resistência à compressão com a relação água/cimento, para determinada idade..... 221

ANEXO E - CIMENTOS E CONCRETOS DO MÊS. Resultados obtidos dos ensaios..... 246

ANEXO F - ENQUETE NACIONAL. Informações e resultados obtidos. 259

BIBLIOGRAFIA..... 269

CONTRIBUIÇÃO AO ESTABELECIMENTO DE PARÂMETROS PARA DOSAGEM E CONTROLE DOS CONCRETOS DE CIMENTO PORTLAND

RESUMO

Apresenta-se inicialmente a evolução histórica - no exterior e no Brasil - dos métodos de dosagem e de controle da qualidade dos concretos destinados a obras correntes. Os conceitos fundamentais de dosagem e controle são revistos, propondo-se uma metodologia geral, na qual as diversas etapas e atividades que compõem um estudo de dosagem são analisadas pormenorizadamente.

A partir dos aspectos comuns a diferentes métodos de dosagem e da interação dosagem com controle, estuda-se a viabilidade do estabelecimento de curvas médias de referência para a correlação da resistência à compressão com a relação água/cimento, e de curvas médias de evolução relativa da resistência à compressão com a idade, próprias de cada tipo e classe de cimento.

As curvas médias de referência são obtidas através de resultados de ensaios de amostras de cimento de todas as fábricas instaladas no território nacional. As relações água/cimento estudadas foram de 0,38; 0,48; 0,58; 0,68 e 0,78 com ensaio de ruptura à compressão axial às idades de 3, 7, 28 e 91 dias, para os cimentos Portland Comuns, de Alto Forno e Pozolânicos, nas classes 25 e 32, cobrindo-se a grande maioria das situações reais de obra. Os resultados obtidos mostraram-se confiáveis e sua utilidade foi demonstrada através de estudo experimental de duas

famílias de concretos amassados com agregados de características bem diversas.

A variabilidade da resistência à compressão do concreto é deduzida analiticamente a partir do modelo clássico proposto por Abrams, obtendo-se uma equação função da relação água/cimento, da variabilidade da relação água/cimento, da variabilidade das operações de ensaio, da resistência média do cimento à compressão e da variabilidade desta resistência. Este modelo é comprovado experimentalmente através da análise, por regressão múltipla, de resultados de ensaios mensais efetuados pelo IPT no transcorrer de 202 meses (ano 64 a ano 81). O resultado obtido mostra a inadequação da adoção do desvio padrão ou do coeficiente de variação como constantes absolutas, características da uniformidade do processo de produção dos concretos, qualquer que seja o nível de resistência média considerada.

O cálculo da resistência de dosagem conforme proposto no texto da NB-1/1960 da ABNT, no texto da NBR 6118/1978 e mesmo em trabalho anterior já publicado pelo autor, é criticado à luz dos novos conhecimentos. Para a fixação de parâmetros subjetivos de variabilidade da resistência dos concretos a serem introduzidos no cálculo da resistência de dosagem, efetua-se enquete nacional à maioria dos Laboratórios de ensaios de materiais e componentes. As informações e resultados obtidos mostram a conveniência de alterar os valores especificados no atual texto da NBR 6118 para melhor refletir a evolução dos processos de produção dos concretos, havida nos últimos anos.

CONTRIBUTION FOR THE ESTABLISHMENT OF PARAMETERS FOR MIX DESIGN AND CONTROL OF PORTLAND CEMENT CONCRETES

SUMMARY

The historical evolution - both in Brazil and abroad - of the mix design and quality control of concretes used for current works is presented first. A review is made of the fundamental concepts of mix design and control, in which the distinct phases and activities of mix design are analized in detail.

The feasibility of the establishment of reference average curves for the correlation of compressive strength against water-cement ratio is studied, as well as average curves of relative evolution of compressive strength with age, proper for each type and class of cement. This is done with a basis of aspects common to different mix design methods, and the interaction between mix design and control.

The reference average curves are obtained from results of tests performed on samples of cement from all of the Brazilian manufacturers. Water-cement ratio studied were 0.38, 0.48, 0.58, 0.68 and 0.78. Compression tests were carried out on samples with ages of 3, 7, 28 and 91 days for Ordinary Portland, Blast-Furnace and Pozolanic cements. Classes 25 and 32 were used and therefore the great majority of real work situations were covered.

Results obtained seem to be reliable and their usefulness has been demonstrated by the experimental study of two families of

concrete using aggregates with rather distinct characteristics.

The variability of the compressive strength of concrete is analytically deduced based on the classical model proposed by Abrams. An equation was obtained correlating the water-cement ratio, its variability, the variability of test operations, the average compressive strength of cement and its variability. This model is experimentally checked by analysis of multiple regression of the results of monthly tests carried out at IPT over 202 months (from 1964 through 1981). The result obtained shows the non-suitability of adopting standard deviation or variation coefficient as absolute constants, characteristic of the uniformity of the concrete production process, for any level of average strength considered.

Criticism is made concerning the calculation of the mix strength according to what is proposed in the texts of the ABNT NB-1/1960, and of NBR 6118/1978, as well as in a previous paper published by the author, in view of the new findings. A nationwide survey of material and test Laboratory was carried out for the purpose of establishing subjective parameters for the variability of concrete strength to be introduced in the computation of mix strength. The information and results obtained show the convenience of changing the values specified in the current NBR 6118 text, to more fully better take into account the evolution of the concrete production process that took place in recent years.

NOTAÇÃO E NOMENCLATURA

a. Letras maiúsculas

AF - cimento Portland de Alto Forno

CP - cimento Portland comum

POZ - cimento Portland Pozolânico

A - volume de água necessário à obtenção da consistência desejada para o concreto fresco

Ai - volume de água inicial, empregado na mistura experimental

Ai - amplitude, em MPa: corresponde à diferença entre o maior e o menor resultado dos ensaios de compressão axial de dois corpos de prova irmãos.

Ae - erro associado às operações de ensaio, em MPa;

Cabs - volume absoluto de cimento por unidade de volume de argamassa

Cap - volume aparente de cimento

Fd - ações de cálculo

Fk - ações características

H - volume de água por unidade de volume de concreto ou argamassa

K - constante

M - volume absoluto de agregado miúdo por unidade de volume de argamassa

Rc28 - resistência do concreto à compressão a 28 dias [notação imprecisa empregada nas normas de cálculo e execução de obras de concreto armado - NB-1 até 1959]

Rk - solicitação resistente característica.

Ru - solicitação resistente última

Sd - solicitação atuante de cálculo

Sk - solicitação atuante característica

b. Letras minúsculas

a/c - relação água/cimento, em massa

fccj - resistência à compressão do cimento a j dias de idade, obtida em argamassa normal

fcc28 - resistência à compressão do cimento a 28 dias

fccm - resistência média à compressão do cimento em qualquer idade

fccm28 - resistência à compressão média do cimento a 28 dias

fc - resistência à compressão do concreto obtida de um corpo de prova

fcj - resistência à compressão do concreto a j dias de idade

fck - resistência característica do concreto à compressão especificada no projeto estrutural

fckj - resistência característica do concreto à compressão a j dias de idade

fckj,est - resistência característica estimada do concreto à compressão a j dias de idade

fckj,ef - resistência característica efetiva do concreto à compressão a j dias de idade

fck28 - resistência característica do concreto à compressão a 28 dias de idade

fcm - resistência média à compressão do concreto

fcm28 - resistência média à compressão do concreto a 28 dias de idade

fd - valor de cálculo da resistência dos materiais

fk - valor característico da resistência dos materiais

h - abatimento, em mm, do tronco de cone de Abrams

hi - abatimento, em mm, do tronco de cone de Abrams - referido à mistura inicial

m - número de exemplares considerados para o cálculo de um determinado parâmetro estatístico ($m \leq n$)

n - número total de objetos, normalmente empregado para designar o número de exemplares de uma amostra

p - número de corpos de prova, geralmente correspondente a uma mesma amassada (mesmo exemplar)

s - desvio padrão das resistências dos materiais decorrentes de um dado processo de produção e ensaio

sc - desvio padrão dos resultados de resistência à compressão do concreto, obtido a partir dos exemplares de uma amostra

scc - desvio padrão dos resultados de resistência à compressão dos cimentos

sd - desvio padrão da resistência à compressão do concreto, adotado para fins de obtenção da resistência de dosagem

se - desvio padrão obtido a partir de resultados de resistência à compressão dos exemplares de uma amostra, correspondente às operações de ensaio e controle

t - tempo

v - coeficiente de variação da resistência à compressão do concreto

vcc - coeficiente de variação da resistência à compressão do cimento

vc - coeficiente de variação de um processo de produção e ensaio de concreto obtido a partir dos resultados de resistência à compressão dos exemplares de uma amostra

vd - coeficiente de variação de um processo de produção e ensaio de concreto, referido à resistência à compressão, adotado para fins de dosagem

ve - coeficiente de variação das operações de ensaio e controle obtido a partir dos resultados de resistência à compressão dos exemplares de uma amostra

yj - grau de hidratação do cimento, em porcentagem, à idade j dias

y28 - grau de hidratação do cimento, em porcentagem, a 28 dias de idade

z - valores da normal reduzida

c. Letras gregas

γ_c - coeficiente de minoração da resistência à compressão do concreto

γ_i - coeficiente de segurança interno

γ_f - coeficiente de segurança (ou de majoração das ações)

γ_m - coeficiente de minoração da resistência dos materiais

ν - coeficiente de segurança externo

μ - média da população

σ - desvio padrão da população

σ_{cc} - desvio padrão da população - referido ao cimento

σ_c - desvio padrão da população - referido ao concreto

σ_{c28} - tensão média de ruptura do concreto à compressão obtida a 28 dias de idade (NB-1/1960 da ABNT, notação imprecisa)

σ_{c28} - desvio padrão da resistência à compressão do concreto, referido à população

σ_R - tensão mínima de ruptura do concreto à compressão (NB-1/1960 da ABNT, notação imprecisa)

OBS.: O Programa Editor de Texto (Word Star) utilizado para impressão desta tese não tem o recurso para destaque dos índices, das expressões e fórmulas, utilizadas neste trabalho.
Foi tentada uma adaptação que resultou menos adequado que aceitar os índices no mesmo alinhamento das letras em referência.
Em vista disso decidiu-se manter os índices no mesmo alinhamento, apesar de não ser a situação ideal.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1. Síntese cronológica da evolução dos métodos de dosagem - no exterior e no Brasil..... 35

FIGURA 2. Sentido da evolução dos diversos parâmetros da dosagem em função da trabalhabilidade e da resistência mecânica..... 38

FIGURA 3. Quadro esquemático das atividades a serem consideradas num estudo de dosagem de concreto para obras correntes..... 43

FIGURA 4. Método parcialmente probabilista dos estados limites. Critério adotado pela NB-1 Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado (1960)..... 62

FIGURA 5. Esquema simplificado da sequência a seguir no dimensionamento de estruturas pelo método semi-probabilista (NBR 6118) 66

FIGURA 6. Diagrama de blocos que esquematicamente situa o controle da resistência à compressão do concreto dentro da problemática mais ampla de controle tecnológico das estruturas de concreto..... 72

FIGURA 7. Significado da resistência à compressão do concreto obtida através do controle do concreto..... 73

FIGURA 8. Representação da distribuição da resistência à compressão do concreto..... 77

FIGURA 9. Significado de alguns termos e notações empregados atualmente no controle de concreto..... 78

FIGURA 10. Dinâmica do controle do concreto..... 79

FIGURA 11. Tipos normalizados de cimentos nacionais..... 88

FIGURA 12. Ensaios de caracterização dos cimentos nacionais..... 89
FIGURA 13. Desvio padrão em função da resistência média à compressão obtida das argamassas amassadas com cimentos nacionais..... 92
FIGURA 14. Coeficiente de variação em função da resistência média à compressão obtida das argamassas amassadas com cimentos nacionais..... 92
FIGURA 15. Desvio padrão das operações de ensaio em função da resistência média à compressão obtida das argamassas amassadas com cimentos nacionais..... 95
FIGURA 16. Coeficiente de variação das operações de ensaio em função da resistência média à compressão obtida das argamassas amassadas com cimentos nacionais..... 95
FIGURA 17. Relação média entre resistência à compressão em qualquer idade e resistência à compressão aos 28 dias, para relação a/c = 0,58 - cimentos CP 32..... 100
FIGURA 18. Relação entre a resistência à compressão em qualquer idade e a resistência aos 28 dias em função da idade e da relação água/cimento, cimentos CP 32..... 102
FIGURA 19. Relação entre a resistência à compressão em qualquer idade e a resistência aos 28 dias em função da idade e da relação água/cimento, cimentos AF 32..... 103
FIGURA 20. Relação entre a resistência à compressão em qualquer idade e a resistência aos 28 dias em função da idade e da relação água/cimento, cimentos POZ 32..... 104
FIGURA 21. Relação entre a resistência à compressão em qualquer idade e a resistência aos 28 dias em função da idade e da relação água/cimento, cimentos CP 25..... 105

FIGURA 22. Relação entre a resistência à compressão em qualquer idade e a resistência aos 28 dias em função da idade e da relação água/cimento, cimentos AF 25..... 106
FIGURA 23. Relação entre a resistência à compressão em qualquer idade e a resistência aos 28 dias em função da idade e da relação água/cimento, cimentos POZ 25..... 107
FIGURA 24. Velocidade de hidratação de compostos do cimento..... 109
FIGURA 25. Representação esquemática da evolução da resistência à compressão com a idade..... 110
FIGURA 26. Resistência média à compressão em função da relação água/cimento para a idade de 7 dias - cimentos CP32..... 114
FIGURA 27. Resistência média à compressão em função da relação água/cimento e da idade para os cimentos CP 32.... 116
FIGURA 28. Resistência média à compressão em função da relação água/cimento e da idade para os cimentos AF 32.... 117
FIGURA 29. Resistência média à compressão em função da relação água/cimento e da idade para os cimentos POZ 32... 118
FIGURA 30. Resistência média à compressão em função da relação água/cimento e da idade para os cimentos CP 25.... 119
FIGURA 31. Resistência média à compressão em função da relação água/cimento e da idade para os cimentos AF 25.... 120
FIGURA 32. Resistência média à compressão em função da relação água/cimento e da idade para os cimentos POZ 25... 121
FIGURA 33. Diagrama de dosagem para o concreto amassado com brita e cimento CP 32..... 127
FIGURA 34. Diagrama de dosagem para o concreto amassado com seixo e cimento CP 32..... 128

FIGURA 35. Curva de correlação entre a resistência do concreto e a resistência do cimento para a/c fixa e igual a 0,42..... 144
FIGURA 36. Curva de correlação entre a resistência do concreto e a resistência do cimento para a/c fixa e igual a 0,51..... 145
FIGURA 37. Curva de correlação entre a resistência do concreto e a resistência do cimento para a/c fixa e igual a 0,62..... 146
FIGURA 38. Curva de correlação entre a resistência do concreto e a resistência do cimento para a/c fixa e igual a 0,76..... 147
FIGURA 39. Curvas de correlação entre a resistência do concreto para a/c fixa em torno de um valor médio..... 149
FIGURA 40. Histograma e correspondente distribuição normal do desvio padrão de produção e ensaio dos concretos, sc... 163
FIGURA 41. Histograma e correspondente distribuição normal do coeficiente de variação de produção e ensaio dos concretos, vc..... 164
FIGURA 42. Histograma e correspondente distribuição normal do desvio padrão das operações de ensaio dos concretos, se..... 165
FIGURA 43. Histograma e correspondente distribuição normal do coeficiente de variação das operações de ensaio dos concretos, ve..... 166
FIGURA 44. Desvio padrão da execução e ensaio do concreto, sc, em função da resistência média do concreto, fcm28 - enquete nacional..... 168

LISTA DE TABELAS

TABELA 1. Constantes, coeficientes angulares e coeficientes de correlação da (eq. VII)..... 98

TABELA 2. Coeficientes médios de crescimento da resistência à compressão com idade, referida a 28 dias 108

TABELA 3. Constantes, coeficientes angulares e coeficientes de correlação da (eq. IX)..... 115

TABELA 4. Resistência média à compressão típica de cada tipo e classe de cimento Portland para diferentes relações água/cimento..... 122

TABELA 5. Características das duas famílias de concreto estudadas experimentalmente..... 124

TABELA 6. Resultados obtidos de ensaios em concretos..... 126

TABELA 7. Desvio padrão do concreto calculado a partir da (eq. XII), em MPa..... 138

TABELA 8. Características dos concretos das "Dosagens do Mês"..... 140

TABELA 9. Parâmetros estatísticos dos resultados de ensaio em cimentos e concretos do "Mês"..... 142

TABELA 10. Critérios subjetivos de padrão de qualidade da execução..... 157

TABELA 11. Proposta de critérios subjetivos para o estabelecimento da resistência média inicial de dosagem... 158

INTRODUÇÃO

A resistência à compressão dos concretos tem sido tradicionalmente utilizada como parâmetro principal de dosagem e controle da qualidade dos concretos destinados a obras correntes. Isso se deve, por um lado, à relativa simplicidade do procedimento de moldagem dos corpos de prova e do ensaio de compressão axial, e por outro, ao fato da resistência à compressão ser um parâmetro sensível às alterações de composição da mistura permitindo inferir modificações em outras propriedades do concreto.

No Brasil, os critérios para obtenção da resistência de dosagem e para controle da resistência característica foram sempre especificados nos textos das normas de projeto e execução de obras de concreto armado, desde a publicação do primeiro texto de âmbito nacional, em 1931.[1] Enquanto em outros países - por exemplo nos Estados Unidos - a dosagem[2] e o controle[3] dos concretos têm normas específicas que tratam do assunto em profundidade, no Brasil - do ponto de vista normativo - o tema sempre foi abordado apenas sob alguns aspectos.

A inexistência de um consenso nacional sobre os procedimentos e parâmetros de dosagem levou a que vários pesquisadores

---

(1) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CONCRETO-ABC. Regulamento para as Construções em Concreto Armado. *Cimento Armado*. Rio de Janeiro, òrgão oficial da ABC, 13(13): 7-21, 3 jul. 1931.

(2) COMMITTEE ACI 211.1-81. Rev.84. *Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete*. Detroit, American Concrete Institute-ACI. In: -----.*ACI. Manual of Concrete Practice*. v. 1, 1986.

(3) COMMITTEE ACI 214-77. Rev. 83. *Recommended Practice for Evaluation of Compression Test Results of Field Concrete*. Detroit, American Concrete Institute-ACI. In:-----.*ACI. Manual of Concrete Practice*. v. 1, 1986.

propusessem métodos de dosagem - logo confundidos como uma recomendação da Instituição para a qual trabalhavam, ou pela qual foram publicados seus trabalhos. Assim ocorreu com o método de dosagem IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, proposto por Ary Frederico Torres em 1927, com o método INT - Instituto Nacional de Tecnologia (RJ), proposto por Lobo Carneiro, com o método do ITERS - Instituto Tecnológico do Estado do Rio Grande do Sul, proposto por Eládio Petrucci, com o método proposto por Caldas Branco, com o método da ABCP - Associação Brasileira de Cimento Portland, proposto por Ary Torres e Carlos Rosman, e outros vários pesquisadores que empregavam adaptações dos métodos estrangeiros tais como, método Vallete, método Bolomey, método de Fuller, do módulo de finura e outros mais discutidos no Capítulo 1 deste trabalho.

Apesar dos métodos de dosagem diferirem entre si, certas atividades são comuns a todos, como por exemplo, o cálculo da resistência de dosagem, a correlação da resistência à compressão com a relação água/cimento para determinado tipo e classe de cimento, a evolução do crescimento da resistência com o tempo, o consumo de água por unidade de volume para obtenção da trabalhabilidade requerida, o ajuste experimental em laboratório e as correções em obra, conforme apresentadas na seção 1.3 desta tese. A fragmentação dos métodos nacionais de dosagem impediram até o presente, que os aspectos comuns pudessem ser aprofundados e uniformizados.

Neste trabalho discute-se o cálculo da resistência de dosagem a partir da forma como está especificado na NBR 6118 - Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado (NB-1/78). Propõe-se a

eliminação do coeficiente kn de majoração do desvio padrão de dosagem, substituindo-o pela livre escolha - a critério do produtor - da probabilidade de aceitação do concreto por ele produzido. Com base em levantamento nacional efetuado junto à maioria dos laboratórios dedicados à dosagem e controle dos concretos propõe-se, também,a alteração dos valores subjetivos de variabilidade da resistência à compressão dos concretos destinados a obras correntes. As alterações propostas podem ser aparentemente contra a segurança porém retratam a evolução havida nos últimos anos nos processos de produção dos concretos sendo francamente a favor da economia.

A partir de exaustivo levantamento através do qual foi obtida de todas as fábricas instaladas no território nacional uma amostra de cada tipo e classe de todos os cimentos por elas produzidos, foi discutida a conveniência e a representatividade de curvas médias de referência de cada tipo e classe de cimento. Essas curvas são úteis nos estudos de dosagem dos concretos permitindo avaliar, com mais precisão, a resistência média do concreto que a avaliação obtida através do emprego de uma única amostra de cimento. Com as curvas médias referenciais de evolução da resistência com o tempo,é possível avaliar o crescimento relativo da resistência dos concretos - conhecida a sua relação água/cimento - de grande utilidade nos processos de desforma precoce, pré-moldados, fabricação de artefatos, etc.

Do ponto de vista do controle da resistência à compressão do concreto discute-se nesta tese os fatores que influenciam a variabilidade da resistência. Através de dedução teórica tomando-se como referência o modelo de Abrams, obtém-se uma equação que

explicita os fatores intervenientes permitindo inclusive avaliar a influência relativa de cada um na variabilidade total do concreto.

Esse modelo é comprovado experimentalmente através de análise de resultados de ensaios mensais extraídos de arquivo do IPT, correspondentes ao período de 1964 a 1981. A influência da variabilidade da resistência do cimento - tema atual e objeto da normalização brasileira com vistas à viabilização e resgate da imagem da marca ABNT de conformidade - na variabilidade da resistência de diferentes concretos, também fica estabelecida.

No Capítulo I, de início propriamente dito deste trabalho, apresenta-se o histórico da evolução dos métodos de dosagem e dos procedimentos de controle da qualidade do concreto - no exterior e no Brasil - conceituando-se as etapas e as atividades a serem percorridas num estudo de dosagem e controle dos concretos. A seguir descreve-se as investigações experimentais efetuadas com as considerações teóricas correspondentes.

CAPÍTULO I

A EVOLUÇÃO DOS MÉTODOS DE DOSAGEM

1.1 Histórico Internacional

A heterogeneidade dos materiais que compõem os concretos e a complexidade do seu comportamento, tanto no estado fresco quanto no estado endurecido, representaram sempre um desafio aos técnicos responsáveis pela fabricação e emprego dos concretos.

Desde os primeiros usos ficou claro que o proporcionamento dos materiais não podia ser arbitrário e que era necessário obter um conglomerado compacto e sólido.

Inicialmente os conglomerados eram usados sem muita responsabilidade estrutural, ou seja - as solicitações atuantes eram muito baixas - e consequentemente, as regras de proporcionamento eram inteiramente empíricas e provinham do conhecimento tradicional do proporcionamento de argamassas. Estavam limitadas à obtenção de conglomerados nos quais os ligantes eram cales aéreas e cales combinadas com pozolanas, denominadas cales hidráulicas. Nestes casos, resultavam proporções praticamente fixas e independentes da natureza dos materiais constituintes. Esses critérios - alguns eventualmente ainda adotados nos tempos atuais - asseguram uma certa compacidade com excesso nítido de ligante, o que conduz a misturas não econômicas.

Segundo COUTINHO,[1] até o início do século XIX pouco se sabia a

---

(1) COUTINHO, Antonio de Sousa. *Fabrico e propriedades do Betão*. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil - LNEC, v.1, set. 1973. p. 217.

cerca das qualidades a serem exigidas dos materiais constituintes dos concretos e argamassas. A postura com relação ao proporcionamento dos materiais e sua influência no comportamento dos conglomerados foi alterando-se a partir dessa época em função da descoberta do cimento Portland e sua fabricação em escala comercial.

Em 1818, MAURICE DE SAINT-LÉGER sob a orientação de Louis Vicat - um dos pesquisadores franceses pioneiros no estudo de ligantes e conglomerados hidráulicos - patenteia o processo de fabricação de cales hidráulicas artificiais obtidas a partir da calcinação de calcário e argilas a temperaturas da ordem de 1000°C. A partir de 1826 inicia a fabricação regular de cal hidráulica artificial numa instalação industrial situada em Moulineaux, perto de Paris.[2]

No mesmo período, JOSEPH ASPDIN patenteia na Inglaterra, em 15 de dezembro de 1824, um processo de fabricação de cales hidráulicas artificiais que difere do processo de Maurice de Saint-Léger quanto à temperatura de calcinação, neste caso bastante mais alta.[3] Dessa forma, consegue obter um produto final de maior valor hidráulico e de resistência mecânica elevada. Esse aumento da temperatura de calcinação compensava a elevação do custo de fabricação na medida em que o produto resultante apresentava características significativamente superiores às cales hidráulicas, viabilizando sua fabricação e emprego em larga escala.

---

(2) FERRARI, Fabio. Cenno Storico Sui Legante Idraulici. *Il Cemento*. Milano, 65(762):147-50, jul./ago. 1968.
_____ 65(763): 179-87, set./out. 1968.

(3) NEWLON, Jr. Howard, ed. *A Selection of Historic American Papers on Concrete. 1876-1926. Publication SP-52.* Detroit, American Concrete Institute - ACI, 1976. p.234.

O ligante assim obtido passou a denominar-se cimento Portland uma vez que,após sua mistura com água e correspondente endurecimento, resultava numa massa pétrea semelhante em cor, solidez e durabilidade ao então bem conhecido calcário da ilha inglesa de Portland.

No mesmo período, na França, LOUIS J. VICAT publica em 1828 informações que o colocam como o precursor dos conhecimentos atuais sobre a importância da quantidade de água de amassamento e da granulometria da areia na resistência das argamassas. Constata experimentalmente que uma determinada relação cal hidráulica/areia conduz à máxima resistência das argamassas e faz considerações sobre os inconvenientes do excesso e da insuficiência de areia, ressaltando a importância da finura relativa da areia e da cal, chegando a formular, inclusive, as vantagens da mistura de areias grossas com areias finas. Dessa forma estabelece as regras clássicas da composição granulométrica que só muito mais tarde foram quantificadas.(4)

Vicat registra ainda a influência da compacidade sobre a resistência e os inconvenientes do excesso de água e da consistência muito fluida - usual naquela época - antecipando o definitivo predomínio da relação água/aglomerante sobre as propriedades dos conglomerados, comprovado anos mais tarde por Ferét e Abrams.

Na mesma época, RONDELET em 1830, afirma que a natureza da areia não tem importância fundamental na resistência da argamassa porque apenas a sua finura intervem de forma significante na

---

(4) COUTINHO, Antonio de Sousa. Op. cit. p. 219.

qualidade final.[5] Preconiza a utilização de areia tão grossa quanto possível, compatível com as espessuras dos revestimentos e das juntas de assentamento dos componentes de alvenaria. Esse conceito vigora até hoje apesar de estar atualmente comprovada a sua inconsistência tecnológica, ou seja, é possível obter conglomerados equivalentes técnica e economicamente, tanto com o uso de areias finas quanto com o emprego de areias grossas.

Da fabricação de cimento Portland em fornos verticais intermitentes a indústria passou a empregar em 1884 fornos contínuos e, a partir de 1885, empregou o forno horizontal rotativo, descoberto por FREDERICK RAMSOME, de elevada produção contínua, utilizado até nossos dias.[6]

Data da mesma época o início do conhecimento científico e tecnológico sobre os compostos do cimento Portland. HENRY LE CHÂTELIER, em 1887, determina quais são os compostos presentes nos cimentos Portland e indica como se dão as reações principais através de observações efetuadas por ele em microscópio ótico, semelhante às técnicas empregadas em mineralogia e petrografia. Desse trabalho fundamental de Le Châtelier deriva o conhecimento atual sobre a química do cimento. Somente quarenta e dois anos após, em 1929, R.H. BOGUE, propõe as fórmulas clássicas para se obter - em primeira aproximação - a composição química potencial dos cimentos Portland a partir dos resultados de análise química convencional (método gravimétrico), universalmente aceitas até

---

(5) VALLETTE, Roger. *Manuel de Composition des Bétons. Méthode Experimentale Vallette.* Paris, Ed. Eyrolles, 1964. p. 29.

(6) FERRARI, Fabio. Op. cit. 65(764): 221-33, nov./dez. 1968.

hoje.[7]

A partir desse maior conhecimento dos cimentos Portland e do seu crescente consumo nas obras civis, há um correspondente incremento no estudo e conhecimento dos conglomerados e da influência da natureza e proporção dos seus materiais constituintes.

PRéAUDEAU, em 1881, apresenta formalmente um método de dosagem das argamassas e concretos. Propõe que seja determinado o volume de vazios da areia e que o volume da pasta aglomerante seja 5% superior ao volume de vazios encontrado no agregado miúdo. A seguir,deve-se determinar o volume de vazios da pedra,a partir do qual se calcula o volume da argamassa como sendo 10% superior ao volume de vazios do agregado graúdo, antecipando o método da granulometria descontínua, enunciado em 1927 por Leclerc du Sablon.

Em 1888 PAUL ALEXANDRE ao estudar a influência da dosagem de água na resistência à compressão das argamassas considera-a dividida em duas partes. A primeira destinada a formar pasta com o cimento e a segunda a molhar a areia, estabelecendo então o conceito de água de molhagem. Segundo Coutinho,[8] Paul chegou a fornecer nesse trabalho coeficientes para o cálculo da água de molhagem em função das dimensões das partículas de areia.

Considera-se, no entanto, que o primeiro estudo[9] de

---

(7) DUDA, Walter H. *Cement-Data-Book*. Londres, McDonald & Evans, 2a. ed., 1977. p. 81.
(8) COUTINHO, Antonio de Sousa. Op. cit. pg. 220.
(9) DRAFFIN, Jasper O. A Brief History of Lime, Cement, Concrete, and Reinforced Concrete. *Journal of the Western Society of Engineers*. Chicago 48(1): 14-47, mar. 1943.

proporcionamento racional dos materiais[10] tenha sido feito por RENÉ FERÉT - Chefe do Laboratório de "Ponts et Chausseés", da França. Em 1892 René descobre a lei fundamental que relaciona a resistência da argamassa com sua compacidade. Estudando misturas com mesmo cimento, mesma areia, mesma idade e condições de cura verificou, experimentalmente, que a resistência à compressão de argamassas inicialmente plásticas é função somente da relação do volume absoluto de água mais o volume de vazios da argamassa com o cimento. Mais tarde, em 1896, aperfeiçoou esse modelo matemático que correlaciona a resistência à compressão com o volume de água e de vazios propondo a seguinte expressão:

$$fcj = K1 \left(\frac{Cabs}{1 - M} \right)^2 \qquad \text{(eq. I)}$$

onde: fcj = resistência à compressão das argamassas a j dias de idade;

K1 = constante que depende da natureza dos materiais, da idade e das condições de cura;

Cabs = volume absoluto de cimento por unidade de volume da argamassa;

M = volume absoluto do agregado miúdo por unidade de volume da argamassa.

Cronologicamente o próximo passo significativo foi dado pelo americano WILLIAM B. FULLER, em 1901, por ocasião da construção de vários reservatórios de água no Estado de New Jersey.[11] A partir das curvas granulométricas do agregado total, verificou, experimentalmente, quais conduziam a concretos de máxima

---

(10) SCANDIUZZI, Luercio & ANDRIOLO, Francisco Rodrigues. *Concreto e seus Materiais: propriedades e ensaios.* São Paulo, Ed. Pini, 1986. p. 315.

(11) DRAFFIN, Jasper O. Op. cit. p. 21.

resistência à compressão e compacidade, propondo uma equação que melhor representava o fenômeno. Posteriormente junto com SANFORD E. THOMPSON, em 1907, estabeleceu uma série de regras para proporcionamento dos materiais, podendo-se citar como mais importantes:[12]

a) com determinado consumo de cimento, para certa areia e agregado graúdo, o concreto mais resistente e compacto é obtido quando o volume da argamassa preenche somente os vazios do agregado graúdo;

b) certas distribuições granulométricas dos agregados, para mesmos consumos de cimento, conduzem a concretos mais resistentes, ou seja, agregados graduados são preferíveis a não graduados.

Fuller e Thompson podem ser considerados os pioneiros na defesa da importância da consideração da composição granulométrica dos agregados na dosagem dos concretos, seguidos, posteriormente, por Bolomey.

Uma das maiores contribuições para o estudo da dosagem dos concretos foi a publicação, em 1918, por DUFF A. ABRAMS[13] do estudo de inúmeros traços e análise de mais de 50000 corpos de prova enunciando a seguinte lei: "Dentro do campo dos concretos plásticos, a resistência aos esforços mecânicos, bem como as demais propriedades do concreto endurecido, variam na relação inversa da relação água/cimento".

Abrams chegou às mesmas conclusões que Ferét havia chegado há 22

---

(12) SCANDIUZZI, Luercio & ANDRIOLO, Francisco Rodrigues. Op. cit. p. 316.

(13) ABRAMS, Duff Andrew. *Design of concrete mixtures*. Chicago, Structural Materials Research Laboratory - Lewis Institute, Bulletin 1, dez. 1918.

anos atrás, desprezando porém, o volume de vazios e considerando apenas a relação entre o volume de água e o volume aparente de cimento - para o qual adota a massa unitária fixa de 1500 kg/m3. Dessa forma propõe o seguinte modelo matemático para expressar a dependência entre as variáveis em questão;

$$fcj = \frac{K2}{K3^{H/Cap}} \qquad (14) \qquad \text{(eq. II)}$$

onde: fcj = resistência à compressão a j dias de idade;

K2 e K3 são constantes que dependem da natureza dos materiais, da idade e das condições de cura;

H = volume de água;

Cap = volume aparente do cimento.

Esse modelo matemático mostrou-se perfeitamente válido sem necessidade de ajustes sempre que:

* a quantidade de pasta de cimento é suficiente para preencher os vazios dos agregados,
* os agregados são de elevada resistência à compressão (> 60 MPa),
* o concreto fresco esteja perfeitamente adensado (< 1,5% de ar aprisionado).

---

(14) Considerando: a = massa de água = H.1000, uma vez que a 22°C pode-se considerar a massa específica da água igual a 1000 kg/m3;

c = massa de cimento = Cap. 1500, uma vez que Abrams adotava a massa unitária do cimento como sendo 1500 kg/m3;

pode-se transformar a (eq. II) em:

$$fcj = \frac{K2}{K4^{a/c}} \qquad \text{(eq. III)}$$

na qual fcj e K2 tem o mesmo significado expresso em (eq. II) e $K4 = K3^{1500/1000} = K3^{1,5}$ = cte que também depende da natureza dos materiais, da idade e das condições de cura dos concretos. A (eq. III) tem sido a mais empregada pelos tecnologistas de concreto por ser mais prática, uma vez que a maioria dos estudos de dosagem em laboratório são efetuados a peso.

Abrams introduz também o termo "Módulo de Finura" que propõe para representar, por meio de um único índice, a distribuição granulométrica dos agregados. O módulo de finura é obtido a partir da análise granulométrica dos agregados com base numa série de nove peneiras começando com a de abertura de malha # 0,15 mm, sendo que a abertura das demais deve crescer na razão dois: # 0,30; # 0,60; # 1,2; # 2,4; # 4,8; # 9,5; # 19 e # 38 mm. O módulo de finura é a soma das porcentagens retidas acumuladas em cada peneira, dividido por cem (100). O índice assim obtido mostrou-se tão útil que foi adotado mundialmente nas normas de agregados para concreto, inclusive na brasileira.(15)

A contribuição de Abrams foi ainda mais longe. Introduziu a noção de trabalhabilidade do concreto e propôs a medida da sua consistência a partir do abatimento de um cilindro de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura moldado com o concreto recém misturado. Mais tarde, em 1922 modificou o molde para um tronco de cone de altura 30cm e bases 10cm e 20cm, que entrou na utilização corrente da produção mundial de concreto, transformando-se no único método normalizado no Brasil para medida da consistência do concreto fresco até 1986, quando foi introduzido também o método da mesa de espalhamento, atualmente em vigor, porém ainda muito pouco conhecido e utilizado.(16)

---

(15) INSTITUTO NACIONAL DE METROLOGIA, NORMALIZAÇAO E QUALIDADE INDUSTRIAL - INMETRO. *Agregados para Concreto NBR 7211 - Especificação*. Rio de Janeiro, Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT, 1983.
--------. *Determinação Granulométrica de Agregados - NBR 7217 - Método de Ensaio*. Rio de Janeiro, Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT, 1982.

(16) INSTITUTO NACIONAL DE METROLOGIA, NORMALIZAÇAO E QUALIDADE INDUSTRIAL - INMETRO. *Determinação da Consistência do Concreto pelo Abatimento do Tronco de Cone - NBR 7223 - Método de Ensaio*. Rio de Janeiro, Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT, 1982.
-------. *Determinação da Consistência pelo Espalhamento do Tronco de Cone - NBR 9606 - Método de Ensaio*. Rio de Janeiro, Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT, 1986.

Segundo DRAFFIN,[17] dois pesquisadores da Universidade de Illinois, A.N. TALBOT e F.E. RICHART, questionaram por volta de 1923 a validade da abrangência do modelo de Abrams que afirmava ser a resistência do concreto determinada somente pela relação entre a massa de cimento e de água. Talbot e Richart, da mesma forma que René Ferét, defendiam que a magnitude do total de vazios no concreto - os espaços ocupados pela água e pelo ar - é que determinavam a resistência final. Desenvolvendo essas idéias, atestavam que dentro de certos limites a resistência de um concreto era a mesma de sua argamassa pois o agregado graúdo atuava somente como inerte de enchimento. Com o advento das técnicas de incorporação de ar e com o uso de concretos de consistência seca - de difícil adensamento - comprovou-se que a teoria universal de Abrams realmente tem suas limitações requerendo pequenos ajustes quando não se trata de concretos plásticos e de baixos teores de ar aprisionado.

Em 1931, INGE LYSE[18] publicou sua contribuição ao estudo da dosagem dos concretos, demonstrando que dentro de certos limites é possível considerar a massa de água por unidade de volume de concreto como a principal determinante da consistência do concreto fresco, qualquer que seja a proporção dos demais materiais da mistura. Essa verdade se verifica sempre que sejam mantidos materiais de mesma natureza, com grãos de mesma forma, textura e dimensão característica. Inge Lyse sugeriu ainda, empregar na lei de Abrams a relação água/cimento em massa e não

---

(17) DRAFFIN, Jasper O. Op. cit. pg. 27.

(18) LYSE, Inge. Tests on Consistency and Strength of Concrete Having Constant Water Content. *ASTM Proceedings*, Washington, v. 32, part II, 1932. p.629-36.

em volume como originalmente proposto por Abrams.

Em 1937, CAQUOT[19] estabelece a lei de variação do índice de vazios de uma composição granulométrica com o inverso da raiz quinta da máxima dimensão do inerte e enuncia o princípio do efeito parede. Um pouco antes, em 1925, Bolomey havia introduzido a consideração da trabalhabilidade às propostas de curvas granulométricas ideais, elaboradas por Fuller e Thompson.

Incorporando as contribuições de Caquot e Bolomey, FAURY[20] em 1941, propôs um método de dosagem baseado numa curva granulométrica que considerava - além da compacidade do concreto e da área específica total dos grãos da mistura - a trabalhabilidade e o efeito parede. De fato a melhor granulometria e consequentemente a melhor dosagem será aquela que leve em conta também a trabalhabilidade do concreto, ou seja: a dimensão das fôrmas, os meios de transporte , as taxas e a distribuição das armaduras, as formas de lançamento de concreto e os equipamentos disponíveis.

Apoiado nos mesmos princípios, JOISEL,[21] em 1952, levou ao limite as possibilidades oferecidas pelas curvas de referência de granulometria contínua iniciadas por Fuller, propondo um complexo método que leva em conta praticamente tudo: a trabalhabilidade, o efeito parede, o consumo de cimento, o consumo de água, a compacidade do concreto e a área específica total da mistura.

---

(19) CAQUOT, A. Le Rôle des Materiaux Inertes dans le Béton. *Mem. Soc. Ing. Civils de France*. Paris, v. 90, n. 4, jul./ago. 1937. p. 562.

(20) FAURY, J. *Le Béton*. Paris, Ed. Dunod, 3. ed., 1958.

(21) JOISEL, A. Composition des Bétons Hydrauliques. *Annales de l'Institute Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*. Paris, out. 1952. p. 991-1065.

Contrariando essa tendência à granulometria contínua LECLERC DU SABLON[22] publica em 1927 os seguintes princípios:

* quanto mais compacto for o agregado graúdo, ou seja, quanto mais uniforme forem as dimensões dos grãos, maior é a compacidade atingível no concreto obtido da mistura desse agregado com a argamassa;
* o máximo de compacidade é atingido quando o volume da argamassa for 35% superior ao volume de vazios do agregado graúdo;
* deve existir a relação 2,5 entre a mínima dimensão do agregado graúdo e a máxima dimensão do agregado miúdo.

Com base nesses princípios, VALLETE,[23] em 1948, propõe o seguinte modelo válido para a situação de granulometria descontínua: o agregado primário de dimensão D1, composto apenas por grãos dessa dimensão, deve ser misturado com o agregado secundário, uniforme também e de dimensão D2, de forma que D2 se ajuste dentro dos vazios deixados por D1, sem que a distância entre os grãos do primário seja aumentada, ou seja, sem expansão do volume de vazios de D1. O agregado terciário deverá ser uniforme e de dimensão D3 tal que se ajuste dentro dos vazios da mistura de D1 e D2, sem alterar a distância entre os grãos, e assim sucessivamente até o cimento.

Apesar de lógica e de impor-se à razão como uma verdade intuitiva, esses métodos, baseados na granulometria descontínua,

---

(22) LECLERC DU SABLON. Le Béton Rationnel, Méthodes Pratiques pour la Réalization des Mortiers et des Bétons Offrant les Qualités Désirées au Prix de Revient Minimun. *Annales des Ponts et Chaussées*. Paris, v. 97, tomo 1, fasc. 1, 1927.

(23) VALLETTE, Roger. Composition des Bétons Mise au Point de la Question. *Annales de l'Institute Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*. Paris, série Béton, Béton Armé no. 2, no. 21, mai. 1948.

não se generalizaram devido à dificuldade de obter, prática e economicamente, agregados com grãos uniformes que obedeçam uma dada relação geométrica, variável de uma a outra situação.

Em 1944 é publicado o primeiro documento normativo consensual sobre a dosagem dos concretos, pois até então só se dispunha de propostas individuais de pesquisadores mais ou menos felizes nas suas observações experimentais e tentativas teóricas de generalização. Trata-se do texto elaborado pelo "Committee 613" instalado em 1936 sob a coordenação de ROBERT F. BLANKS do "Bureau of Reclamation - USA", publicado pelo "American Concrete Institute - ACI"[24], após oito anos de intensas discussões.

O texto do ACI-613-44, na realidade, nunca obteve a aprovação unânime de todos os membros do Comitê que continuaram reunindo-se periodicamente com o objetivo de rever e atualizar o texto inicial.

A primeira revisão ocorreu em 1954 sob a coordenação de WALTER H. PRICE. Nessa revisão, foram incluídos os aspectos relativos ao ar incorporado e os conceitos de estimativa do agregado graúdo a partir do seu volume aparente compactado seco, por unidade de volume de concreto, para diferentes módulos de finura da areia. A partir desse índice indicado no texto do ACI-613-54 como b/bo é possível estimar a proporção de agregado graúdo e reduzir o número de betonadas experimentais em laboratório, por ocasião do estudo de dosagem. A recomendação americana para dosagem é alterada em 1970 de ACI-613 para ACI-211.1 mantendo, contudo, os

---

(24) CORDON, William A. History of Proportioning. In: *Proportioning Concrete Mixes*. Detroit, 1974. *Publication SP-46*. Detroit, American Concrete Institute - ACI, 1974. p. 167-76.

conceitos expressos nos textos anteriores.[25] O texto mais atualizado do ACI - 211.1 data de 1984.[26] O método de dosagem recomendado pelo ACI teve grande aceitação entre os tecnologistas nacionais, sendo largamente empregado no Brasil, conforme se descreve na seção 1.2 deste Capítulo.

Em maio de 1954, em Londres, a "Cement and Concrete Association-C&CA"[27] promove o "Symposium on Mix Design and Quality Control of Concrete" resgatando a importância dos ingleses na contribuição ao desenvolvimento da dosagem do concreto. De fato, até então,a contribuição inglesa tinha sido modesta. Os primeiros textos significativos sobre dosagem apareceram no final da década de 40 conforme relata MCINTOSH[28] em sua comunicação técnica sobre os princípios básicos da dosagem dos concretos apresentada no referido Simpósio.

Esse evento alcança absoluto sucesso e pode ser considerado como uma das maiores contribuições dos tempos recentes ao desenvolvimento da tecnologia do concreto, principalmente com relação aos parâmetros de dosagem e controle da qualidade. O trabalho de SPARKES,[29] que apresenta uma revisão do estado de

---

(25) CORDON, William A. Op. cit. p. 170.

(26) COMMITTEE ACI 211.1-81. Rev. 84. *Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete*. Detroit, American Concrete Institute - ACI. In: ----. *ACI. Manual of Concrete Practice*. v. 1, 1986.

(27) ANDREW, Ralph P. ed. *Proceedings of a Symposium on Mix Design and Quality Control of Concrete*. Londres, Cement and Concrete Association-CCA, may 1954. 548 p.

(28) McINTOSH, J. D. Basic Principles of Concrete Mix Design. In: *Symposium on Mix Design and Quality Control of Concrete*. London, may 1954. *Proceedings*... Cement and Concrete Association-CCA. Londres, may 1954. p. 3-27.

(29) SPARKES, F.N. The Control of Concrete Quality: A Review of the Present Position. In: *Symposium on Mix Design and Quality Control of Concrete*. London, may 1954. *Proceedings*... Cement and Concrete Association-CCA. Londres, may 1954. p. 211-27.

conhecimento da época sobre controle da qualidade do concreto, recupera contribuições fundamentais de STANTON WALKER[30] e MORGAN[31] sobre os critérios de dosagem do concreto com base na resistência à compressão especificada no projeto estrutural.

THOMAS[32] em seu trabalho sobre o controle da qualidade do concreto e sua consequência no projeto estrutural ressalta que a dosagem do concreto, tomando por referência dados estatísticos, abre perspectiva para o maior conhecimento da probabilidade de colapso das estruturas.

Nessa oportunidade, HIMSWORTH[33] apresenta uma série de aplicações de modelos estatísticos adequados para a representação dos fenômenos relacionados com a qualidade do concreto. Mostra as influências da variabilidade deste sobre a escolha da resistência de dosagem e defende a adoção do desvio padrão como parâmetro de julgamento do rigor da produção de concreto, uma vez que acredita ser este e não o coeficiente de variação - defendido pela maioria dos pesquisadores da época inclusive Stanton Walker - o parâmetro constante numa produção de concreto.

Ainda em 1954, COLLINS[34] apresenta nesse Simpósio sobre dosagem e controle da qualidade do concreto, uma interessante discussão

---

(30) WALKER, Stanton. Application of Theory of Probability to Design of Concrete for Strength Specifications. *Rock Products*. Chicago, 47(3): 70-4, mar. 1944.

(31) MORGAN, E. E. The Design of Concrete Mixes on a Mininum Strength Basis. *The Engineer*. Londres, 177(4611):400-2. 26 may 1944.

(32) THOMAS, F.G. Quality Control and its Effect on Structural Design. In: *Symposium on Mix Design and Quality Control of Concrete*. London, may 1954.*Proceedings*...Cement and Concrete Association-CCA. Londres, may 1954. p. 283-99.

(33) HIMSWORTH, F.R. The Application of Statistics to Concrete Quality. In: *Symposium on Mix Design and Quality Control of Concrete*. London, may 1954.*Proceedings*...Cement and Concrete Association - CCA. Londres, may 1954. p. 465-87.

(34) COLLINS, A. R. Methods of Specifying Concrete. In: *Symposium on Mix Design and Quality Control of Concrete*. London, may 1954. *Proceedings*... Cement and Concrete Association - CCA. Londres, may 1954. p. 488-520.

sobre as formas de especificar o concreto. Propõe critérios de julgamento do rigor da produção de concreto com base nos recursos e equipamentos disponíveis em obra e indica as resistências de dosagem adequadas a cada situação. Classificação equivalente foi adotada no texto da NBR 6118,[35] cerca de 20 anos mais tarde.

Os ingleses tiveram, nesse evento, o mérito de vislumbrar a estreita relação que há entre os parâmetros de dosagem e os de controle da qualidade do concreto. Essa interação ficou patente nos trabalhos apresentados posteriormente conforme demonstrado por ARREDONDO Y VERDU ao reunir, em 1965, numa única publicação,[36] vinte métodos de dosagem.

Em 1958, na Alemanha, KURT WALZ publica as recomendações para dosagem e fabricação de concretos com propriedades específicas.[37] Introduz uma proposta para curvas de referência da correlação da resistência à compressão dos concretos com a resistência dos cimentos, que será adotada, posteriormente, por volta de 1970, nas normas alemãs "DIN 1045 - Dimensionamento e Execução das Construções de Concreto e Concreto Armado" e "DIN 1164 - Cimentos", sendo conhecidas atualmente como curvas de Walz.[38]

Data da mesma época os estudos de Murdock[39] sobre a

---

(35) INSTITUTO NACIONAL DE METROLOGIA, NORMALIZAÇAO E QUALIDADE INDUSTRIAL - INMETRO. *Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado - NBR 6118 - Procedimento.* Rio de Janeiro. Associação Brasileira de Normas Técnicas-ABNT, 1978. 76 p. Capítulo 8, seção 8.3, item 8.3.1.2.

(36) ARREDONDO Y VERDU, Francisco. *Dosificación de Hormigones.* Madrid, Instituto Eduardo Torroja - IET, Manuales y Normas, 1965. 190 p.

(37) RUSCH, Hubert. *Hormigón Armado y Hormigón Pretensado* [Stahlbeton - Spannbeton]. Barcelona, Comp. Ed. Continental, dic. 1975. p. 24.

(38) RODRIGUES, Publio Penna Firme. Parâmetros de Dosagem do Concreto. *Estudo Técnico n. 67.* Associação Brasileira de Cimento Portland - ABCP, jun. 1984. p. 13.

(39) MURDOCK, Leonard John. The Workability of Concrete. *Magazine of Concrete Research.* Londres, 12(36): 233-44, nov. 1960.

trabalhabilidade dos concretos através dos quais conseguiu propor critérios para obtenção de índices numéricos que representem bem a influência da granulometria dos agregados, da forma das partículas e da natureza dos grãos, na consistência dos concretos frescos.

O modelo matemático inicialmente proposto é simplificado nos anos seguintes e passa a ser conhecido mundialmente como lei de Murdock, podendo ser assim enunciada: "A consistência do concreto fresco é diretamente proporcional à relação água/cimento sempre que esta superar a quantidade mínima de água para obter uma pasta plástica - da ordem de 0,23 a 0,28 - e inversamente proporcional ao produto do teor de agregados em volume pelo índice de superfície e pelo índice de angulosidade. O índice de superfície depende da granulometria dos agregados miúdos e graúdos e o índice de angulosidade depende da natureza e forma dos grãos".[40]

Paralelamente ao modelo teórico desenvolvido por Murdock, e que permite não só estimar a consistência como avaliar a influência das diferentes variáveis em jogo, POPOVICS[41] propôs um modelo simples de previsão da quantidade de água necessária à obtenção de uma certa consistência, com base em verificações experimentais, a saber:

$$A = Ai \left(\frac{h}{hi}\right)^{0,1} \qquad \text{(eq. IV)}$$

onde: A = volume de água necessário à obtenção da consistência desejada;

---

(40) MURDOCK, L. J. & BROOK, K. M. *Concrete Materials and Practice*. Londres, Edward Arnold, 5 ed., 1979. p.103.
(41) POPOVICS, S. Analysis of the Influence of Water Content on Consistency. *Highway Research Record*. Washington. D.C. Highway Research Board, (218):23-33, 1968.

Ai = volume de água inicial, empregado na mistura experimental;

h = consistência desejada medida através do abatimento do tronco de cone, NBR 7223,[42] em mm;

hi = abatimento inicial obtido na mistura experimental, em mm.

Popovics estudou ainda, experimentalmente, o fenômeno da segregação do agregado graúdo e da exsudação da água de amassamento, enumerando uma das listas mais completas de variáveis a serem consideradas nesses casos para obtenção de um proporcionamento adequado dos materiais constituintes do concreto.

Em 1948, os franceses ROBERT L'HERMITE e TOURNON[43] apresentam seus estudos sobre a vibração e reologia do concreto fresco, levados a cabo no "Centre D'étude e de Recherches de l'Industrie des Liants Hydrauliques-CERILH", dando início a uma nova forma de enfocar os estudos de dosagem dos concretos.

Suas propostas são aceitas e desenvolvidas a partir do final da década de 60 por TATTERSALL[44] em Londres e BOMBLED[45] na França, representando uma nova linha de pensamento para o entendimento dos problemas encontrados para o tratamento teórico das dosagens dos concretos. Enquanto até então se buscava superar as

---

(42) INSTITUTO NACIONAL DE METROLOGIA, NORMALIZAÇAO E QUALIDADE INDUSTRIAL - INMETRO. *Concreto. Determinação da Consistência pelo Abatimento do Tronco de Cone - NBR 7223 - Método de Ensaio.* Rio de Janeiro. Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. 1982.

(43) L'HERMITE, Robert & TOURNON, G. La Vibration du Béton Frais. *Publication Technique n. 2.* Paris, Centre D'études et de Recherches de L Industrie de Liants Hydrauliques, fev. 1948. 76 p.

(44) TATTERSALL, G. H. *The Workability of Concrete.* London, Viewpoint Publications, 1978. 138 p.

(45) BOMBLED, J. P. Rhéologie des Mortiers et des Bétons Frais. Influence du Ciment. In: *Fresh Concrete: Important Properties and Their Measurement*, Leeds, England, mar. 1973. *Proceedings of a RILEM Seminar*, v. 2, Editado por Adam Neville e D. Slater, University of Leeds, 1973.

dificuldades inerentes ao próprio preparo do concreto, L'Hermite propôs o conhecimento do concreto fresco a partir da caracterização de suas constantes reológicas, correlacionando-as às propriedades do concreto endurecido.

Analisando o concreto fresco sob o enfoque das teorias de mecânica dos solos, esses pesquisadores serviram-se de ensaios triaxiais para medida das tensões limites de cisalhamento dos conglomerados e caracterização de sua consistência e coesão. Segundo Tattersall, é possível caracterizar o concreto fresco apenas com duas variáveis, uma vez que o modelo de Bingham para fluidos plásticos representa com boa aproximação, o comportamento das pastas, argamassas e concretos frescos.[46]

Admite-se que a teoria atual mais abrangente das técnicas de dosagem é a proposta por POWERS em 1968.[47] A partir dos estudos no concreto fresco e no concreto endurecido, é possível, com base nos modelos de Powers, representar o comportamento resistente integral do concreto tendo em conta as envoltórias de Coulomb e Mohr.[48]

Sobre a contribuição de Powers, o Professor Hernani Savio Sobral assim se expressou:[49] "A análise proposta por Powers, que se baseou na mais seleta literatura técnica sobre o assunto permite uma generalização das técnicas de dosagem, possibilitando uma visão bem mais ampla das propriedades do concreto do que aquela oferecida pelos limitados métodos rotineiramente usados".

---

(46) TATTERSALL, G. H. Op. cit. pg. 51 e 99.

(47) POWERS, Treval C. *The Properties of Fresh Concrete*. New York, John Wiley & Sons, 1968. 664 p.

(48) CAMARGO, Wander M. Fixação na Dosagem das Propriedades Finais dos Concretos. Correlação entre as Propriedades de Composição do Concreto Fresco e as Propriedades Tecnológicas do Concreto Endurecido. In: *Colóquio sobre Dosagem do Concreto*, São Paulo, mai. 1977. *Anais*... Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON, São Paulo, mai. 1977. p. 15 e 45.

(49) SOBRAL, Hernani Savio. A Generalização das Técnicas de Dosagem (Método de Powers). In: *Colóquio sobre Dosagem do Concreto*. São Paulo, mai. 1977. *Anais*... Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON, São Paulo, mai. 1977. p. 21.

1.2 A Evolução no Brasil

O início da tecnologia no Brasil está relacionado com a instalação - pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - do Gabinete de Resistência dos Materiais, em 1899. Em 1926 passou a denominar-se Laboratório de Ensaios de Materiais e a partir de 1934, Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, tendo comemorado em 1979, 80 anos de tecnologia.

Segundo Vasconcelos,[50] já em 1905 era publicado pelo Grêmio Politécnico, o Manual de Resistência dos Materiais resultante das atividades laboratoriais empreendidas pelos engs. WILHELM FISCHER e HYPPOLYTO GUSTAVO PUJOL, no então Gabinete de Resistência dos Materiais, no qual constavam resultados de ensaios em cimentos e cales, além de metais e madeiras.

A partir da década de 20, há um grande desenvolvimento da engenharia nacional e as obras de concreto armado passam a assumir cada vez maior importância. Inicia-se a produção brasileira de cimentos Portland induzindo o maior estudo dos conglomerados. No exterior são difundidos os trabalhos de René Ferét, Otto Graf e Abrams[51] sobre a dosagem dos concretos. O eng. ARY FREDERICO TORRES, então Diretor do Laboratório de Ensaios de Materiais, publica em 1927 o Boletim número 1

---

(50) VASCONCELOS, Augusto Carlos de. *O Concreto no Brasil. Recordes - Realizações - História.* São Paulo, Copiare, 1985. p. 47-55.

(51) FERÉT, René. apud COUTINHO, Antonio de Souza. Op. cit.
GRAF, Otto. The Sieve, Slump and Flow Tests and Their Application. *Beton und Eisen.* Berlim, 25(12):210-13, 20 jun. 1926.
ABRAMS, Duff A. Op. cit.

intitulado "Dosagem dos Concretos"[52] que constitui uma obra histórica de confirmação dos modelos propostos por Ferét e Abrams para explicitar a correlação entre as resistências à compressão do concreto endurecido e a compacidade deste quando fresco. O método de dosagem proposto por Ary Torres, baseava-se nas recomendações de Abrams dando importância para o "Módulo de Finura" do agregado total. O Boletim número 1 teve sua segunda edição revista e publicada em 1932 e a terceira e última, editada em setembro de 1936, já pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo. Cabe registrar também que Ary Torres introduziu no Brasil a prática de medir a resistência à compressão em corpos de prova cilíndricos - igual à prática americana - em substituição aos corpos de prova cúbicos até então empregados.

Em dezembro de 1931 o eng. ROMULO DE LEMOS ROMANO, colaborador de Ary Torres, publica o Boletim número 5 do Laboratório de Ensaios de Material da EPUSP, no qual apresenta um balanço da situação dos cimentos existentes no mercado e propõe os termos de uma especificação racional. Em 1933, junto com Ary Torres, propõem, no Boletim número 11, um método para o ensaio mecânico dos cimentos, que dará origem mais tarde, em 1940, com a Fundação da Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT, ao método brasileiro de ensaio de cimento - MB-1.

Nessa época, no Rio de Janeiro, a Estação Experimental de Combustíveis e Minérios do então Ministério da Agricultura,

---

(52) TORRES, Ary F. *Dosagem dos Concretos*. São Paulo, Escola Polytechnica de São Paulo, Laboratório de Ensaio de Materiaes - Boletim n. 1, jun. 1927. 63 p.

Indústria e Comércio, é transformada em 24 de maio de 1933 no Instituto Nacional de Tecnologia - INT. PAULO SÁ, na qualidade de chefe da Divisão de Indústria da Construção do INT, publica em 1936, o trabalho pioneiro sobre os parâmetros característicos dos materiais de construção.[53] Tomando por referência o relatório do "Committee on Manual on Presentation of Data", editado em 1933 pela "American Society for Testing and Materials - ASTM", Sá mostrou a necessidade, as implicações e as vantagens de uma análise estatística dos resultados de ensaio na avaliação dos parâmetros característicos das madeiras, abordando inclusive o problema da segurança estrutural. Na mesma linha de raciocínio, o engenheiro ALBERTO PASTOR DE OLIVEIRA,[54] também do Instituto Nacional de Tecnologia-INT, publica em 1939 a primeira aplicação dos conceitos estatísticos no controle da resistência à compressão do concreto, analisando 600 corpos de prova de uma mesma obra.

Fazia parte, na época, da equipe do INT, o eng. FERNANDO LUIZ LOBO CARNEIRO que no início de sua carreira estagiou em São Paulo no Instituto de Pesquisas Tecnológicas, tendo entusiasmado-se com as questões relativas à dosagem dos concretos. Segundo Vasconcelos, ao retornar ao Rio de Janeiro, Lobo Carneiro tentou aplicar o método de dosagem de Ary Torres, encontrando sérias dificuldades com os materiais disponíveis pois só dispunha de areias muito finas e britas enquanto em São Paulo, naquela época, empregava-se areias grossas e pedregulhos.

---

(53) SÁ Paulo. *Os Números Representativos das Características de um Material.* Rio de Janeiro, Instituto Nacional de Tecnologia - INT, 1936. 21 p.

(54) OLIVEIRA, Alberto Pastor de. *O Controle de Concreto numa Construção.* Rio de Janeiro, Instituto Nacional de Tecnologia - INT, 1939. 21 p.

O método do módulo de finura proposto na época pelo IPT, não indicava como corrigir os problemas decorrentes da granulometria da areia. Foi necessário enveredar pelos métodos das curvas granulométricas propostas por Otto Graf e Bolomey. Através de transformações admensionais nessas curvas, Lobo Carneiro conseguiu transformá-las em apenas uma, independente da dimensão máxima característica do agregado. Publica então, em 1937, o seu método de dosagem dos concretos plásticos,[55] ampliado em 1943 para concretos de consistência seca.

Nesse período de euforia das propostas de dosagem com base a curvas granulométricas de referência, é interessante registrar a contribuição do engenheiro JAYME FERREIRA DA SILVA JR. da seção de Aglomerantes e Concretos do IPT que apresenta, em 1944, um processo gráfico de simples emprego para mistura de n agregados.[56] Durante muitos anos esse processo foi largamente empregado, caindo em desuso somente nos últimos dez anos, devido a existência dos equipamentos eletrônicos de cálculo que podem efetuar uma mistura de 2, 3, 4 ou mais agregados em segundos.

No ano de 1944, por ocasião do Simpósio de Estruturas realizado no Rio de Janeiro, promovido pelo Instituto Nacional de Tecnologia, Lobo Carneiro[57] propõe a adoção de resistências de dosagem com base a valores mínimos representados pelo quantil de

---

(55) LOBO CARNEIRO, Fernando Luiz. *Dosagem de Concretos Plásticos*. Rio de Janeiro, Instituto Nacional de Tecnologia - INT, 1937.

(56) SILVA Jr., Jayme Ferreira da. Contribuição para o Estudo da Dosagem dos Concretos. *Revista Politécnica*. São Paulo, mai. 1944. p. 213-27.

(57) LOBO CARNEIRO, Fernando Luiz. Os Coeficientes de Segurança e as Tensões Admissíveis em Peças de Concreto Simples e de Concreto Armado. In: *Symposium de Estruturas*. Rio de Janeiro, v. 2, jul. 1944. *Anais*... Instituto Nacional de Tecnologia - INT, 1944. p. 82-126.

2,5%. Essas idéias são avançadíssimas para a época, uma vez que, internacionalmente, apenas a poucos meses antes, haviam sido publicados os trabalhos clássicos de Morgan e Stanton Walker, já citados.[58] Esses pesquisadores propunham, no entanto, a adoção de uma resistência mínima que fosse ultrapassada em 99% das vezes, ou seja, correspondente ao quantil de 1%. O tempo demonstrou que Lobo Carneiro estava mais próximo do consenso pois, atualmente, adota-se, a nível mundial,a resistência mínima (característica) como aquela correspondente ao quantil de 5%. Oito anos mais tarde, em 1952, por ocasião das 3as. Jornadas de Engenharia Estrutural, o engenheiro ELADIO PETRUCCI do então Instituto Tecnológico do Estado do Rio Grande do Sul-ITERS, apresenta um trabalho na mesma linha de pensamento intitulado "Sugestões para fixação das tensões de ruptura do concreto na dosagem racional".[59]

RUY AGUIAR DA SILVA LEME[60] em 1953 e FRANCISCO DE ASSIS BASÍLIO,[61] em 1954, reforçam uma vez mais a importância da consideração da variabilidade da resistência do concreto nos critérios de dosagem. Eram partidários, no entanto, da adoção do coeficiente de variação como parâmetro de referência do rigor da produção de concreto. Suas idéias prevaleceram na elaboração do texto da NB-1/60 - Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado (ABNT). Na época já não havia consenso entre os pesquisadores[62] sobre que

---

(58) Vide ref. bibliográfica (30) e (31).

(59) TORRES, Ary F. & ROSMAN, Carlos Eduardo. *Método para Dosagem Racional do Concreto*. São Paulo, Associação Brasileira de Cimento Portland - ABCP, 1956. p. 13.

(60) LEME, Ruy Aguiar da Silva. Conceito Moderno de Coeficiente de Segurança. *Engenharia*. São Paulo, (135), nov. 1953.

(61) BASILIO, Francisco de Assis. Influência do Coeficiente de Variação na Dosagem dos Concretos. *Estudos Técnicos*. São Paulo, Associação Brasileira de Cimento Portland - ABCP, set. 1954. 5 p.

(62) HIMSWORTH, vide ref. bibliográfica (33) e SPARKES, vide ref. bibliográfica (29) eram partidários da adoção do desvio padrão, contrariando a maioria dos pesquisadores da época.

parâmetro adotar - coeficiente da variação ou desvio padrão - verificando-se mais tarde que a escolha do mais adequado parece depender do nível de resistência à compressão do concreto.

No campo das atividades eminentemente práticas, destacam-se as cartilhas e calculadores de traços de concreto elaborados por ABILIO DE AZEVEDO CALDAS BRANCO. Segundo Vasconcelos, esse engenheiro foi quem mais contribuiu no Brasil, para tornar os métodos de dosagem ao alcance dos mestres de obras e até dos engenheiros pouco dedicados ao estudo teórico. A contribuição inestimável de Ary Torres e Lobo Carneiro não chegava às obras na velocidade e receptividade das publicações simples de Caldas Branco. O método de dosagem por ele adotado e tabelado se baseava nos materiais disponíveis no Rio de Janeiro, mas como simplificava e desmistificava o problema das misturas chegou a ser usado em todo o país nas décadas de 30, 40 e 50. Evidentemente tratava-se de primeira aproximação do traço ótimo, em geral, com excesso de ligante e de argamassa. Dessa forma, ficava caracterizada a necessidade de um acompanhamento, controle e ajuste posterior dos traços iniciais, principalmente em obras de vulto ou com materiais de características distintas daquelas por ele estudadas. Em junho de 1942, Caldas Branco estabelece a primeira empresa privada nacional dedicada ao controle tecnológico do concreto.[63]

Em 1951 o Prof. Eng. Eládio Petrucci, da Seção de Aglomerantes e Concretos do ITERS, apresenta o método de dosagem por ele

---

(63) VASCONCELOS, Augusto Carlos de. Op. cit. p. 51.

desenvolvido.[64] Esse método diferia dos anteriores de Ary Torres e Lobo Carneiro por ser mais simples desviando-se do enquadramento da granulometria dos agregados a curvas ou faixas pré-estabelecidas e por abandonar a composição total com módulo de finura compreendido entre limites estreitos e ótimos. Petrucci enfatizava no seu método a composição que conduzia à máxima trabalhabilidade dos concretos, observada com base a experimentos em laboratório e obra. As experiências de Petrucci demonstraram que o concreto mais compacto após o lançamento nos moldes não é, necessariamente, o mais trabalhável quanto fresco. Petrucci considerava que nos casos usuais era preferível priorizar a maior trabalhabilidade - dentro de certos limites racionais - a uma maior compacidade, uma vez que essa compacidade poderia acabar não sendo obtida em obra, devido a dificuldades de manuseio do concreto fresco.

Eládio Petrucci deixa o ITERS e no final da década de 60 transfere-se para São Paulo onde instala uma empresa privada de controle tecnológico. Exerce forte influência no meio técnico paulistano e assume a Disciplina de Materiais de Construção do Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. A partir da publicação da primeira versão de seu livro "Concreto de Cimento Portland" pela ABCP, em 1963, consolida a tecnologia do concreto no Brasil sendo, a partir de então, respeitado e conhecido em todo o Brasil e América Latina.

---

(64) PETRUCCI, Eládio G. R. Dosagem de Concretos de Cimento. Prática Corrente no Rio Grande do Sul, Brasil. In: *Práticas Correntes de Dosagem de Concreto nos Países Latino-Americanos.* Santiago, set. 1965. *Anais...* Reunião GLA-RILEM, Santiago, set. 1965. 14 p.

Seu método de dosagem é adotado pelo IPT que passa a difundí-lo nacionalmente e a empregá-lo nos estudos correntes de dosagem.[65]

Ainda na década de 50, em 1956 é publicado, pela Associação Brasileira de Cimento Portland-ABCP, o método para dosagem racional do concreto elaborado por Ary Torres e Carlos Eduardo Rosman[66] do Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo - IPT. Nessa proposta são incorporados os conhecimentos da estatística para a adoção da resistência média de dosagem, ao mesmo tempo que, praticamente, abandona o critério do módulo de finura para a escolha da proporção dos agregados, incorporando algumas das idéias de Eládio Petrucci.

No mesmo ano, em Salvador na Bahia, o Prof. Sobral realiza pesquisas visando a comparação entre as propriedades da argamassa e as do concreto que a contém.[67] Com os resultados obtidos publica sua tese denominada "Contribuição ao Estudo das Argamassas do Concreto" com a qual obteve a Cátedra da Disciplina de Materiais de Construção da Escola Politécnica da Bahia.

Passados 9 anos de total ausência de publicações técnicas sobre dosagem, por ocasião da reunião do Grupo Latino Americano da "Reunión Internacionale de Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Matériaux et les Constructions" - GLA-RILEM - ocorrida em Santiago do Chile em novembro de 1965, o Prof. FRANCISCO DE ASSIS BASÍLIO[68] da ABCP apresenta um resumo das práticas correntes de

---

(65) TANGO, Carlos Eduardo de Siqueira. *Dosagem de Concreto*. São Paulo, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Construção Civil, 8 nov. 1977. 27 p.

(66) TORRES, Ary F. & ROSMAN, Carlos Eduardo. Op. cit. vide ref. bibliográfica (59).

(67) VASCONCELOS, Augusto Carlos de. Op. cit. p. 52.

(68) BASÍLIO, Francisco de Assis. Práticas Correntes de Dosagem do Concreto no Brasil. In: *Práticas Correntes de Dosagem do Concreto nos Países Latino-Americanos*. Santiago, set. 1965. *Anais*... Reunião GLA-RILEM, Santiago, set. 1965. 13 p.

dosagem do concreto no Brasil destacando as adotadas e difundidas pelo INT, pelo IPT, pelo ITERS e pela ABCP, sendo que esta última, na época, confundia-se com a do próprio IPT. Ressaltava que os métodos se destinavam à dosagem dos concretos para obras correntes de engenharia, uma vez que os concretos pesados, concretos leves, concretos massa e concretos de consistência seca requeriam métodos específicos, ou, no mínimo, uma adaptação dos citados.

GILBERTO MOLINARI do IPT, demonstrando apurada visão tecnológica, funda junto com Basílio, Petrucci, Bauer, Kuperman e outros, em 1971/72 o Instituto Brasileiro do Concreto-IBRACON que passa a representar a partir de então o mais expressivo canal de divulgação dos trabalhos sobre argamassa, concreto, concreto armado e concreto protendido. O IBRACON promoveu, nestes 15 anos, vinte e oito reuniões técnicas das quais se pode destacar como de interesse deste tema:

* em setembro de 1973; Colóquio sobre Controle de Qualidade do Concreto Estrutural no qual são apresentadas sete comunicações;
* em julho de 1974; Colóquio Paraguayo-Brasileiro sobre Tecnologia do Concreto Massa no qual são apresentadas vinte comunicações;
* em maio de 1977; Colóquio sobre Dosagem do Concreto no qual são apresentadas dez comunicações;
* em novembro de 1979; Seminário sobre Controle da Resistência do Concreto no qual são apresentadas nove comunicações;
* em junho/julho de 1983; Seminário sobre Controle da Resistência do Concreto no qual são apresentadas vinte comunicações;
* em julho de 1986; Seminário sobre Sugestões para Revisão da NBR

6118 no qual são apresentadas seis comunicações.

De todas as contribuições - sempre oportunas e de elevado nível - vale ressaltar, dentro da finalidade desta revisão histórica, as comunicações de Hernani Sobral sobre a generalização das técnicas de dosagem efetuada a partir do método de Powers[69] e a de Wander Miranda de Camargo, também dentro da mesma linha de pensamento de obtenção de um modelo único que possa ser aplicado para representar indistintamente o comportamento do concreto fresco e endurecido em qualquer situação.[67] A contribuição de SIMÃO PRISZKULNIK[71] também deve ser ressaltada por representar o primeiro trabalho nacional sobre as propriedades reológicas das pastas, argamassas e concretos.

Cabe ainda registrar o grande desenvolvimento havido a partir de 1965 com o início da construção das grandes barragens brasileiras, no domínio da tecnologia do concreto massa. O Eng. WALTON PACELLI DE ANDRADE, junto com outros pesquisadores do Laboratório de Furnas,[72] em Itumbiara, podem ser considerados os pioneiros no Brasil a apresentarem, em julho de 1981, um método de dosagem para concreto massa, empregado com sucesso a partir das condições e dos materiais nacionais.

Nesta revisão histórica da evolução dos métodos de dosagem no Brasil, é necessário ressaltar ainda a valiosa contribuição de PÉRICLES BRASILIENSE FUSCO, Presidente da Comissão de Estudos de

---

(69) Vide ref. bibliográfica (48).

(70) Vide ref. bibliográfica (49).

(71) PRISZKULNIK, Simão. Aspectos Reológicos do Concreto Fresco e sua Dosagem. Métodos A.C.I. e do I.T.E.R.S. In: *Colóquio sobre Dosagem do Concreto*. São Paulo, mai. 1977. *Anais*... Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON, São Paulo, mai. 1977. 68 p.

(72) ANDRADE, Walton Pacelli de, et alli. Um método de Dosagem para Concreto Massa. In: *Colóquio sobre Concreto Massa*. São Paulo, jul. 81. *Anais*... Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON, São Paulo, jul. 81. 77p.

Revisão da NB-1/60 - sendo que atualmente continua presidindo a Comissão de Estudos da ABNT para revisão da NBR 6118 (NB-1/78) numa atividade de calibragem da norma - e autor dos livros "Fundamentos Estatísticos da Segurança das Estruturas" e "Fundamentos do Projeto Estrutural" que revolucionaram e atualizaram o ensino, os conceitos, as práticas e os conhecimentos dos engenheiros civis nacionais, no campo da tecnologia do concreto armado e seus materiais.

No Seminário sobre o Controle da Resistência do Concreto, promovido pelo IBRACON, em novembro de 1979, o Prof. Fusco apresenta uma questão chave dos estudos de dosagem e controle do concreto.[73] Deduz teoricamente a influência da variabilidade da resistência do cimento na variabilidade da resistência do concreto, especulando sobre suas consequências práticas. Sendo a relação àgua/cimento a principal variável de influência na resistência do concreto, demonstra que é preciso conhecer a variabilidade da resistência do cimento, preocupação, aliás presente nas propostas nacionais de métodos de dosagem, porém nunca desenvolvidas em profundidade. A precisão de suas idéias extravasam o campo dos concretos correntes e interferem nos aspectos de dosagem e resistência do concreto massa, na sistemática de controle de aceitação de barras de aço para concreto armado e inúmeras outras na área de segurança das estruturas.

Deve-se finalmente registrar a publicação em 1984, pela ABCP, do

---

(73) FUSCO, Péricles Brasiliense. A influência da variabilidade da Resistência do Cimento na Variabilidade da Resistência do Concreto. In: *Seminário sobre Controle da Resistência do Concreto*. São Paulo, nov. 1979. *Anais*... Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON. São Paulo, nov. 1979.

estudo técnico de autoria de PUBLIO PENNA FIRME RODRIGUES[74] denominado parâmetros de dosagem do concreto que na verdade representa uma versão atualizada, moderna, simples e objetiva do método de dosagem americano, descrito no ACI 211.1. O eng. Públio teve a felicidade de incorporar várias correlações aperfeiçoadas no período de 1956 - quando foi publicado o método da ABCP de autoria de Ary Torres e Carlos Eduardo Rosman - até recentemente, simplificando e objetivando bastante os métodos até então publicados no país para a dosagem dos concretos das obras correntes.

Para sintetizar cronologicamente a evolução nacional e internacional dos métodos de dosagem, apresenta-se na Figura 1 um resumo do exposto nas seções 1.1 e 1.2 deste Capítulo.

PERÍODO	PESQUISADOR		CONTRIBUIÇÃO
ATÉ 1891 "PRINCÍPIOS DA TECNOLOGIA DE CIMENTOS E CONCRETOS"	SAINT-LÉGER,	1818	* processo de fabricação de cales hidráulicas artificiais
	JOSEPH ASPDIN,	1824	* processo de fabricação de cimento Portland
	LOUIS VICAT,	1828	* importância da granulometria da areia; inconvenientes do excesso de água
	RONDELET,	1830	* finura da areia é fundamental
	PRÉADEAU,	1881	* fundamento da granulometria descontínua
	Le CHÂTELIER,	1887	* identifica os compostos principais do cimento
	PAUL ALEXANDRE,	1888	* introduz o conceito de água de molhagem dos agregados.

cont.

(74) RODRIGUES, Públio P. F. Op. cit. p. 13.

cont.

	RENÉ FERÉT,	1892	* lei fundamental de correlação entre resistência e compacidade
	FULLER,	1901	* curva de referência (parábola) para granulometria ideal
	DUFF ABRAMS,	1918	* lei universalmente aceita de correlação entre resistência e relação água/cimento; módulo de finura; cone de abatimento para medida de consistência
1892	BOLOMEY,	1925	* melhora a curva de referência de Fuller
à	ARY TORRES,	1927	* confirma modelos de Ferét e Abrams e propõe método do módulo de finura
1951			no Brasil
	Du SABLON,	1927	* princípios da granulometria descontínua
"FUNDAMENTOS	INGE LYSE 1931		* demonstra a importância da água por unidade de volume na definição da
DOS MÉTODOS			consistencia do concreto
CLÁSSICOS DE	LOBO CARNEIRO,	1937	* métodos de dosagem do INT com base nas curvas de Bolomey
DOSAGEM"	BLANKS,	1944	* texto consensual do ACI (na época 613, atual 211)
	VALLETE,	1949	* método de dosagem com base a granulometria descontínua e água de molhagem
	PETRUCCI,	1951	* método de dosagem do ITERS - criação própria
	PAULO SÁ	1936	* aplicação da estatística às características das madeiras
	OLIVEIRA,	1939	* aplicação da estatística ao controle da resistência do concreto
1936	WALKER,	1944	* aplicação dos conceitos da probabilidade à dosagem do concreto (1%)
à	MORGAN,	1944	* dosagem do concreto com base a resistências mínimas (1%)
1978	LOBO CARNEIRO,	1944	* dosagem do concreto com base a resistências mínimas (2,5%)
"CONSIDERAÇÃO	LEME,	1953	* conceito moderno de coeficiente de segurança
DOS	CCA,	1954	* simpósio sobre dosagem e controle da qualidade do concreto
PARÂMETROS	BASÍLIO,	1954	* influência do coeficiente de variação na dosagem
ESTATÍSTICOS"	ABNT, NB-1	1960	* adota exclusivamente o coeficiente de variação como parâmetro
			característico da produção de concreto
	CEB,CIB,FIP,RILEM,		* privilegia o desvio padrão como parâmetro característico
		1972	da produção de concreto
	ABNT, NB-1	1978	* adota exclusivamente o desvio padrão como parâmetro
			característico da produção de concreto
	L'HERMITE,	1950	* introduz o modelo reológico para representar o comportamento do concreto
			fresco.
1950	TATTERSALL,	1957	* aprofunda os estudos de reologia
à	BOMBLED,	1968	* aprofunda os estudos de reologia do concreto fresco correlacionando-o ao
1978			concreto endurecido
	POWERS,	1968	* propõem um modelo abrangente de dosagem.
	SOBRAL,	1977	* analisa o modelo de Powers, no Brasil
"TEORIAS	CAMARGO,	1977	* propõe uma representação do comportamento resistente integral do concreto
ABRANGENTES"	PRISZKULNIK,	1977	* analisa os modelos reológicos
	TATTERSALL,	1978	* publica um resumo das teorias sobre reologia e trabalhabilidade dos
			concretos frescos.
1958	KURT WALZ,	1958	* introduz a curva de referência da resistência do cimento com a relação
à			água/cimento, que é posteriormente adotada em vários países
1984	MURDOCK,	1960	* apresenta uma fórmula simplificada de representação dos
			fatores que influem na trabalhabilidade.
"APERFEIÇOA-	POPOVICS,	1968	* apresenta critérios simples e práticos utilizáveis para
MENTO E SIM-			os ajustes experimentais do traço teórico
PLIFICAÇÕES	FUSCO,	1979	* ressalta a importância da variabilidade da resistência
DOS PARÂME-			do cimento sobre a resistência do concreto
TROS DE	RODRIGUES,	1984	* apresenta a versão moderna do método de dosagem da ABCP,
DOSAGEM"			incluindo parâmetros obtidos de correlações atualizadas.

FIGURA 1 - Síntese cronológica da evolução dos métodos de dosagem - no exterior e no Brasil.

1.3 Objetivo e Metodologia de Dosagem do Concreto

As principais propriedades do concreto endurecido são normalmente expressas pelo projetista das estruturas enquanto que as propriedades do concreto fresco são determinadas pelas técnicas de execução - transporte, lançamento e adensamento do concreto - assim como pelas próprias características geométricas da estrutura a ser concretada. Cabe ao tecnologista de concreto conciliar essas exigências satisfazendo a ambos através de um concreto, o mais econômico possível. Apesar de óbvia, esta última condição é frequentemente esquecida, encontrando-se engenheiros que se orgulham de produzirem ou empregarem em suas obras concretos com características - e custo - muito acima das mínimas exigidas.

A compatibilidade entre as características ótimas do concreto fresco para uma dada situação e aquelas exigidas após seu endurecimento, não é facilmente obtida. A Figura 2,[75] enfatiza a necessidade de um compromisso entre o ótimo e o possível, uma vez que parâmetros importantes de dosagem, evoluem em sentidos opostos, segundo se pretenda satisfazer as exigências para concreto fresco ou para concreto endurecido.

A dosagem do concreto pode então ser entendida como sendo o proporcionamento adequado dos materiais constituintes - cimento, agregado miúdo, agregado graúdo, água e eventualmente aditivos - com vistas ao atendimento das seguintes cinco condições principais:

---

(75) PRISZKULNIK, Simão. Op. cit. p. 41.

PARÂMETROS DE DOSAGEM DO CONCRETO	CONCRETO FRESCO	CONCRETO ENDURECIDO	PARA REDUÇÃO DO CUSTO
	Para uma boa trabalhabilidade	Para uma boa resistência	
Granulometria do agregado miúdo	de preferência fina	de preferência grossa	grossa
Relação graúdo/miúdo	a diminuir	a aumentar	a maior possível
Consumo de água	a aumentar até um certo ponto	a diminuir	a aumentar
Granulometria total	preferível contínua	preferível descontínua	a disponível
Dimensão máxima característica do agregado	de preferência pequena	de preferência grande	a maior possível
Geometria do grão de agregado graúdo	de preferência esférica (pedregulho)	de preferência irregular (brita)	esférica (pedregulho)

FIGURA 2. Sentido da evolução de diversos parâmetros da dosagem em função da trabalhabilidade, da resistência mecânica e do custo.

I. **Exigências de projeto**: o projeto estrutural especifica as características mínimas de resistência, impermeabilidade, resistividade elétrica, deformabilidade, acabamento e outras mais que o concreto endurecido deve apresentar a partir de uma determinada idade. Em geral, para obras correntes, a resistência à compressão é a propriedade principal e está especificada como resistência característica do concreto à compressão. O projeto estrutural não especifica, porém explicita claramente as dimensões das seções críticas onde há traspasse de armaduras, o espaçamento entre armaduras, assim como o cobrimento mínimo de proteção a estas. Esses são requisitos a serem levados em conta principalmente na escolha da dimensão dos agregados e da trabalhabilidade da mistura fresca. No projeto estrutural deveriam estar também explícitos

os períodos previstos para eventuais manutenções; essas informações são básicas para as tomadas de decisão quanto às exigências de durabilidade;

II. **Condições de exposição e operação**: o proporcionamento dos materiais deve levar em conta as características de agressividade da atmosfera, do solo e dos eventuais produtos em contato com a estrutura. É sabido que em atmosferas marinhas e industriais os riscos de corrosão das armaduras por ação despassivante de cloretos é muitas vezes maior que em atmosferas rurais. Da mesma forma as condições de operação dos elementos estruturais - pressão de água, velocidade da água, abrasão, insolação seguida de resfriamento brusco, condensação, nível de tensões, etc.- interferem nas exigências de durabilidade a serem cobradas do concreto endurecido. O parâmetro principal a ser considerado nestes casos é a relação água/cimento, sendo que alguns autores se referem, também ao consumo mínimo de cimento, por entenderem que a pasta deve envolver todos os grãos do agregado;

III. **Tipo de agregado disponível economicamente**: à primeira vista não há porque relacionar agregados, uma vez que estes deveriam fazer parte, em princípio, das variáveis e não estar entre os requisitos a serem atendidos. Ocorre que nem sempre é possível dispor-se no local da obra de agregados ideais quanto à forma e textura e que também não apresentem reatividade com os compostos hidratados da pasta de cimento. Há regiões como por exemplo Rio de Janeiro e Salvador onde a areia disponível economicamente tem granulometria muito fina. Há outras regiões onde os agregados são reativos com

os cimentos havendo risco de apresentarem reações expansivas anos após o término das obras. As características de forma e textura dos agregados influirão na quantidade mínima de água para obtenção da trabalhabilidade desejada e sua eventual reatividade deverá ser combatida com o emprego de cimentos pozolânicos ou de baixo teor de álcalis;

IV. **Técnicas de execução**: estão relacionadas principalmente com as operações de transporte, lançamento e adensamento do concreto, disponíveis e planejadas para emprego em obra. Concretos a serem transportados, por exemplo, por tubulações (bombeamento) devem possuir maior teor de argamassa que concretos transportados por caçambas para uma mesma finalidade última. As técnicas de execução interferem diretamente na definição da trabalhabilidade da mistura - coesão, consistência, plasticidade, bombeabilidade, etc. - e indiretamente na escolha da dimensão máxima característica do agregado graúdo;

V. **Custo**: admite-se que um concreto é econômico quando consegue atender às exigências anteriores com o mínimo consumo de cimento, uma vez que, em geral, o cimento tem custo várias vezes superior ao dos agregados e água. A busca do consumo mínimo de cimento pode não ser - em alguns casos - o único fator de barateamento do custo do concreto quando se emprega aditivos, pois alguns têm preço equivalente ao do cimento, por unidade de volume de concreto. Deve-se salientar que, em geral, é sempre preferível e mais econômico empregar agregados graúdos de maior dimensão possível. Isso também pode não ser mais econômico em locais onde haja dificuldade de obtenção de

agregados graúdos - como por exemplo grande parte da Amazônia. Nestes casos pode ser conveniente aumentar a proporção de areia e cimento a fim de obter assim o concreto mais econômico.[76]

Portanto, ao se efetuar uma dosagem, as propriedades dos concretos em ambas as condições - fresco ou endurecido - devem ser consideradas igualmente. As propriedades funcionais do concreto endurecido, tais como resistência, durabilidade e aparência só podem ser asseguradas se a trabalhabilidade do concreto fresco for compatível com as condições de trabalho.

De acordo com o exposto, pode-se afirmar que a dosagem é um processo bastante abrangente, exigindo amplo conhecimento das propriedades dos concretos tanto no estado endurecido quanto no estado fresco. Os métodos de dosagem, sem excessão, permitem obter teórica e analiticamente um primeiro traço, mais provável. Essa primeira proporção dos materiais deverá contudo, sempre ser conferida e geralmente ajustada através de amassadas experimentais em laboratório para obtenção do traço desdobrado indicado para início da produção. A experiência tem demonstrado ainda a conveniência de ajustes iniciais em obra em função dos diferentes volumes e equipamentos de cada amassada. Esses ajustes devem se manter após o inicial, periodicamente, em função dos resultados de controle de produção, na medida em que estes forem sendo obtidos e processados.

---

(76) TANGO, Carlos E. S. & HELENE, Paulo R. L. A Influência dos Agregados no Custo do m3 de Concreto. In: *Colóquio sobre Agregados para Concreto*. São Paulo, mai. 1979. *Anais*... Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON, São Paulo, mai. 1979. 20 p.

A necessidade de ajustes experimentais, preferencialmente efetuados por técnicos experientes, decorre da impossibilidade de reproduzir, através de modelos matemáticos, todas as características dos materiais a serem proporcionados. Esse fato permite que alguns autores compartilhem da opinião do renomado Prof. KUMAR MEHTA da Universidade de Bekerley,(77) que considera os métodos de dosagem "...mais uma arte que propriamente uma ciência. O exercício dessa arte, no entanto, é altamente recompensador porque os efeitos da dosagem no custo e nas propriedades do concreto são claramente sentidos".

Com o objetivo de explicitar melhor a sequência geral de atividades necessárias a um estudo de dosagem, apresenta-se na Figura 3 um quadro esquemático que sintetiza as etapas a serem percorridas, enumerando-se sete principais, indicadas na Figura 3 e a seguir discutidas:

1a.) **Condições que um estudo de dosagem deve atender**: compõem-se das cinco condições anteriormente enumeradas;

2a.) **Elementos de referência inicial**: compreendem os onze aspectos apresentados na Figura 3 e comentados anteriormente;

3a.) **Decisões tomadas segundo critérios próprios de cada país ou região** que incluem:

* escolha do tipo de cimento;
* cálculo da resistência de dosagem;
* escolha da dimensão máxima do agregado graúdo;
* escolha da trabalhabilidade;

---

(77) MEHTA, Kumar P. *Concrete. Structure, Properties, and Materials.* New Jersey, Prentice-Hall, Inc., 1986. p.283.

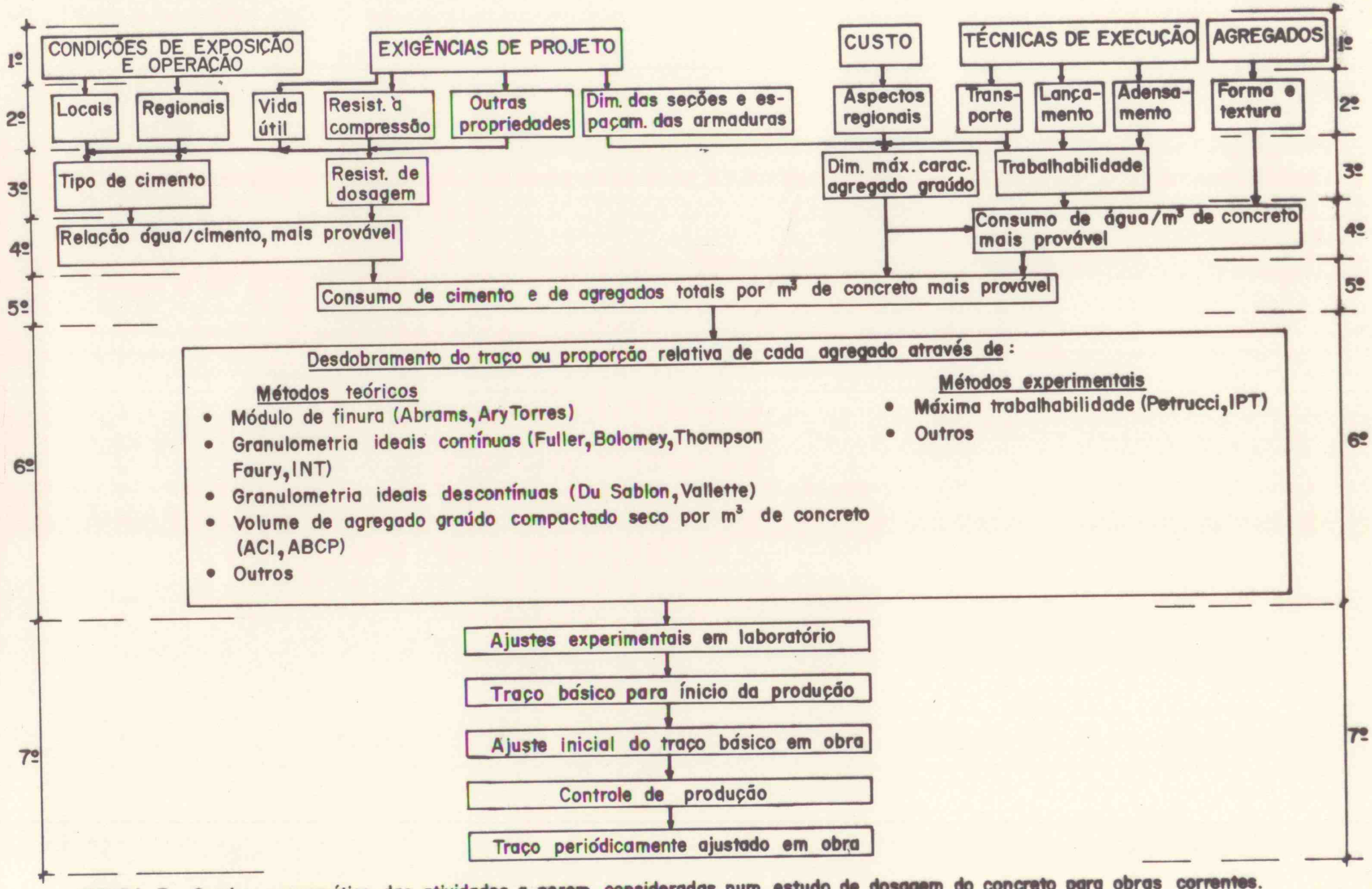


FIGURA 3. Quadro esquemático das atividades a serem consideradas num estudo de dosagem do concreto para obras correntes.

a **escolha do tipo de cimento** será função das condições de exposição e operação, das exigências de projeto, da natureza dos agregados e, principalmente, da disponibilidade de cimento adequado na região. Há regiões no Brasil, como por exemplo o Rio Grande do Sul, onde o único cimento disponível economicamente é o pozolânico de cinza volante. O cálculo da **resistência de dosagem**, no Brasil e para obras correntes deve ser efetuado com base nas recomendações do capítulo 8, seção 8.3 da NBR 6118 - Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado - Procedimento (1978). A escolha da **dimensão máxima característica do agregado graúdo** é feita com base nas recomendações dos itens 6.3.2.2 e 8.1.2.3 da NBR 6118, no eventual diâmetro de tubulação quando se tratar de concreto bombeado, e em função das disponibilidades comerciais de dimensão dos agregados. A **trabalhabilidade**, geralmente expressa pela consistência medida pelo ensaio de abatimento do tronco de cone, NBR 7223, será obtida de tabelas que levam em conta o tipo de elemento estrutural que será concretado e os equipamentos disponíveis para transporte, lançamento e adensamento do concreto fresco. A Tabela A 1.5.3.1 do método do "American Concrete Institute", ACI 211.1/84 tem sido indistintamente usada em várias regiões do país.

4a.) **Parâmetros de referência singulares de cada país ou região** que compreendem:

* estimativa da relação água/cimento mais provável;
* estimativa do consumo de água por m3 do concreto mais provável;

a **estimativa da relação água/cimento** deveria ser feita com base a curvas de correlação das resistências dos concretos com as resistências médias dos tipos nacionais de cimento normalizados. Essas correlações não existem no país, apesar de aparecerem nos primeiros métodos de dosagem de Ary Torres publicado pelo IPT em 1927 e do INT publicado em 1937. Rodrigues,[78] em 1984, propõe curvas de correlação obtidas a partir de um conceito diverso do entendimento deste autor. Retorna-se com maior profundidade neste tema no Capítulo III. A **estimativa do consumo de água por m3** de concreto mais provável para se obter a consistência desejada levando em conta a forma, a textura e a granulometria dos agregados disponíveis é obtida de tabelas próprias de cada região como a apresentada no estudo técnico n. 67 da ABCP já citado.

5a.) Cálculo analítico comum a todos os métodos que inclui:

* cálculo do consumo de cimento por m3 de concreto mais provável;
* cálculo do consumo ou teor de agregados secos totais por m3 de concreto, mais provável;

esses cálculos são efetuados a partir do conhecimento da relação água/cimento e da estimativa de água por m3 de concreto. Admitindo concreto bem adensado, com teor de ar aprisionado inferior a 1,5%, e conhecendo-se a massa específica dos materiais é possível estimar analiticamente a massa de cimento e de agregados totais, por unidade de volume de concreto. A incerteza aumenta quando as massas

---

(78) RODRIGUES, Publio P.F. Op. cit. p. 16.

específicas dos agregados miúdo e graúdo são muito diferentes, o que em geral para obras correntes, não ocorre.

6a.) **Metodologia própria de cada país, instituição ou pesquisador**: o desdobramento teórico ou experimental da proporção cimento/agregado totais encontrada anteriormente, pode ser efetuada de inúmeras maneiras, pelos mais diferentes métodos de dosagem dos quais citamos os principais na seção 1.1 e 1.2. O objetivo maior é obter a proporção ótima entre os agregados miúdos e os diferentes agregados graúdos disponíveis, compondo-os de forma a conseguir a máxima compacidade, o menor volume de vazios e o menor custo, assegurando a melhor trabalhabilidade possível à mistura fresca.

7a.) **Ajustes experimentais comuns a todos os métodos**: são experiências efetuadas em laboratório com o objetivo de confirmar e eventualmente ajustar o traço obtido teoricamente. Na inexistência de curvas fidedignas de correlação entre resistência à compressão e relação água/cimento é necessário efetuar traços auxiliares, mais ricos e mais pobres que aquele "potencialmente" adequado, a fim de obter a correlação específica para os materiais em questão. Evidentemente, este procedimento tem seus inconvenientes que serão objeto de maior discussão no capítulo III. O ajuste do traço não se limita, contudo, só ao Laboratório. Deve ser efetuado também em obra, no início da produção para levar em conta as características de operação dos materiais - estocagem, umidade, volume - e dos equipamentos. É recomendável ainda o ajuste periódico em

função dos resultados de controle de produção, na medida em que estes forem sendo obtidos.

1.4 A Consideração da Dosagem nas Normas Nacionais

É interessante verificar como evoluiu a consideração da dosagem dos concretos nos textos das normas de projeto e execução de obras de concreto armado no Brasil. Essa evolução é mais lenta que aquela observada no âmbito dos trabalhos técnicos individuais, uma vez que é necessário obter o consenso de vários técnicos, antes da incorporação definitiva das novas descobertas ao texto de norma.

No Brasil, em nenhum momento de sua história, parece ter havido movimentação ou interesse do meio técnico para a elaboração de uma norma específica sobre dosagem dos concretos, como ocorrido nos EUA que, através do "American Concrete Institute" constituiu em 1936 o Comitê 613 (posteriormente alterado para 211) com o encargo de elaborar um primeiro texto consensual sobre dosagem. Os ingleses também publicam, em 1947 um primeiro texto de caráter consensual e normativo, específico sobre dosagem,[79] seguidos por outros países.

O assunto dosagem, no Brasil, foi então sempre referido nas normas de projeto e execução de obras de concreto, limitando-se à especificação do cálculo da resistência média de dosagem a partir da qual se faz o proporcionamento do concreto a ser produzido em obra. Apesar que a resistência de dosagem é apenas

---

(79) ROAD RESEARCH. *Design of Concrete Mixes*. London, Department of Scientific and Industrial Research [Road Research Laboratory]. 1947. London, HIS Majesty's Stationery Office.

uma das atividades de um estudo de dosagem - vide Figura 3 - ela tem importância econômica e técnica destacada. Sua importância técnica está diretamente relacionada com os métodos de introdução da segurança no projeto estrutural, enquanto o custo do concreto é, essencialmente, função do consumo de cimento por m3 de concreto determinada pela relação água/cimento que, por sua, vez depende da resistência média desejada.

Pode-se considerar que o primeiro texto consensual nacional sobre projeto e execução de obras de concreto foi o "Regulamento para as Construções em Concreto Armado", publicado em 3 de julho de 1931 pela "Associação Brasileira de Concreto - A.B.C".[80] Nesse regulamento, na seção V, a dosagem do concreto é assim tratada:

" 35 - Dosagem arbitrária.
1 - Para os efeitos deste Regulamento, entender-se-á por dosagem arbitrária a que for feita sem levar em conta a porcentagem de água e a graduação dos aggregados.

2 - Em qualquer concreto dosado arbitrariamente, é obrigatório um teor mínimo de 300 kg de cimento por m3 de concreto.

3 - Em geral, os concretos à dosagem arbitrária, compor-se-ão de:
500 litros de aggregado miúdo;
800 litros de aggregado graúdo, e
300, 350 ou 400 kg de cimento para um m3 de concreto/...
16-... A quantidade de água não poderá ultrapassar:
220 litros para o concreto de 300 kg de cimento por m3
250 litros para o concreto de 350 kg de cimento por m3
280 litros para o concreto de 400 kg de cimento por m3.
36 - Dosagem racional
1 - Entender-se-á por concreto dosado racionalmente um concreto cuja composição tenha sido determinada de accordo com o disposto no boletim n. 1 do Laboratório da Escola Polytechnica de São Paulo; isto é, de acordo com os processos modernos que baseam a resistência do concreto no factor água-cimento e na granulometria do aggregado".

O Regulamento em questão indicava ainda, no artigo 38, que a

---

(80) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CONCRETO - ABC. Regulamento para as Construções em Concreto Armado. *Cimento Armado*. Rio de Janeiro, Orgão Oficial da ABC, 13(13):7-21, 3 jul. 1931.

resistência média de dosagem deveria ser (4) quatro vezes superior à tensão limite admissível adotada para o dimensionamento de pilares com cargas axiais ou (3) três vezes aquela adotada para as demais situações. Referia-se a resistências médias obtidas de corpos de prova cúbicos, permitindo a redução desses coeficientes para 3,6 e 2,7, respectivamente, no caso de resistência obtida a partir de corpos de prova cilíndricos.

O método de introdução da segurança no projeto da estrutura adotado por esse Regulamento era o das tensões admissíveis, não permitindo considerar concretos com resistências médias de dosagem acima de 26 MPa. Não levava em conta, também, as consequências da variabilidade da resistência do concreto na adoção da tensão limite admissível de compressão do concreto, retratando o nível de conhecimento da época.

Seis anos após a veiculação da primeira recomendação de âmbito nacional pela ABC, a Associação Brasileira de Cimento Portland-ABCP, fundada em 1936, publica aquele que pode ser considerado o segundo texto de âmbito nacional, denominado "Normas para Execução e Cálculo de Concreto Armado"[81]. Esse texto foi elaborado pelos engenheiros Ary Frederico Torres, Clodomir Ferr Valle, José Augusto Junqueira e Telemaco van Langendonk, após ouvirem diversos técnicos e entidades nacionais, tomando por referência as normas americanas e alemãs vigentes na época.

No que diz respeito à dosagem do concreto, permitia a dosagem

---

(81) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND-ABCP. Normas para Execução e Cálculo de Concreto Armado. *Cimento e concreto*. Rio de Janeiro, Boletim de Informações da ABCP, 1937. 18 p. Número especial.

empírica e recomendava a dosagem racional nos mesmos moldes do Regulamento da ABC/31. No Capítulo VII, artigo 93, a norma da ABCP/1937, indicava que a resistência média de dosagem deveria ser 3,5 vezes superior à tensão admissível à compressão adotada para o dimensionamento de peças em compressão axial ou flexão composta (referida ao centro de gravidade) ou pelo menos 2,5 vezes para flexão simples ou composta (referida à borda da seção). Mantinha a não consideração de variabilidade da resistência do concreto na adoção da tensão admissível e não permitia considerar concretos com resistências médias à compressão acima de 26 MPa.

Passados apenas três anos da edição da norma da ABCP,é fundada em 1940, no Rio de Janeiro, a Associação Brasileira de Normas Técnicas-ABNT, que após pequenas revisões efetuadas no texto da norma da ABCP/1937, publica, em 28 de setembro de 1940,a primeira norma de caráter efetivamente nacional, reconhecida pelo decreto-lei n. 2.773 de 11/11/1940 assinado pelo então Presidente da República, Getúlio Vargas.[82]

A dosagem de concretos é então tratada no capítulo VI, artigos 86 e 87, nos mesmos moldes do texto da norma ABCP/1937 permitindo a dosagem empírica e recomendando a dosagem racional. Indicava ainda no artigo 91, que a resistência média de dosagem deveria ser 3,0 vezes superior à tensão admissível à compressão adotada para o dimensionamento das peças em compressão axial ou flexão composta e 2,5 vezes para os demais casos. Mantinha a não consideração da variabilidade da resistência do concreto na

---

(82) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS-ABNT. *NB-1 Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado.* Rio de Janeiro, ABNT, 1940. 16 p.

adoção da tensão admissível e não permitia considerar concretos com resistências médias à compressão acima de 21 MPa para compressão axial e flexão composta e 27 MPa para as demais solicitações. Em nove anos de normalização ocorria uma redução do coeficiente de segurança interno global de 25% (passou de 4 em 1931 para 3 em 1940), sem que tenha havido um correspondente aumento das tensões admissíveis limites que manteve-se em torno de 6 MPa, permitindo-se tão somente a economia no traço de concreto, uma vez que passavam a ser aceitos os concretos com resistência média à compressão mais baixa.

As revisões seguintes da NB-1, efetuadas pela ABNT em 1943 e 1950, mantêm as recomendações do texto de 1940, alterando apenas alguns aspectos relativos ao cálculo da estrutura.

A seguinte modificação significativa ocorre somente em 1960. Neste período, a nível nacional e internacional vários trabalhos são publicados,[83] ressaltando a necessidade da consideração da variabilidade da resistência no cálculo da resistência de dosagem. A interação dosagem-controle do concreto transparece no Simpósio promovido pela "Cement and Concrete Association-C&CA" em Londres, em 1954.[84]

Esses novos conhecimentos foram incorporados ao texto da NB-1/1950 dando origem ao texto da NB-1/1960.[85] A dosagem dos concretos passou a ser assim indicada no capítulo VI, artigo 90:

"A dosagem racional pode ser feita por qualquer método baseado na

---

(83) Vide ref. bibliográficas (28), (29), (30), (31), (32), (33), (34), (53), (54), (57), (60) e (61).

(84) Vide ref. bibliográfica (27).

(85) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS-ABNT. *NB-1. Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado.* Rio de Janeiro, ABNT, 1960. 29 p.

relação entre a quantidade de água e o peso de cimento (relação água/cimento), desde que devidamente justificado e submetido à fiscalização e desde que satisfaça às seguintes condições:

a) a fixação da relação água/cimento decorrerá da tensão c28 calculada de acordo com as fórmulas do artigo 89, em função da tensão mínima de ruptura R...'

Como se verifica, a dosagem passou a ser feita em função da resistencia média fcm de forma a atender à resistência característica do concreto à compressão fck, especificada no projeto estrutural e definida no artigo 89 da NB-1/1960.

A resistência média inicial de dosagem fica definida no texto a partir de duas formas. Uma primeira subjetiva que depende exclusivamente do padrão de qualidade a ser implantado na futura obra. Uma segunda, com base no coeficiente de variação da produção e ensaio do concreto, que depende do conhecimento prévio de pelo menos 32 exemplares da mesma obra - no caso de ajustagem da dosagem -, ou de outra obra do mesmo construtor onde o grau de controle da execução do concreto tenha sido o mesmo que se pretende implantar na obra a iniciar.

Infelizmente, as duas formas recomendadas podem ser consideradas deficientes à luz dos conhecimentos atuais. Foi, no entanto, a última palavra em termos do estado de conhecimento nos fins da década de 50.[86]

O texto da NB-1/1960 vigorou por 18 anos. O prazo foi excessivo se considerado o período ideal recomendado por entidades internacionais e pela própria ABNT, de revisão entre 2 e 5 anos após publicação da norma. O novo texto, publicado em 1978,

---

(86) FUSCO, Péricles Brasiliense. Evolução dos Conceitos do Controle de Concreto. *Construção Pesada*. São Paulo, fev. 1980. p. 55-8.

apresentou modificações sensíveis em relação ao anterior, indicando na seção 8.3 do capítulo VII:

"8.3.1 Dosagem experimental

A dosagem experimental terá por fim estabelecer o traço do concreto para que este tenha a resistência e a trabalhabilidade previstas, expressa esta última pela consistência.

8.3.1.1 Método

A dosagem experimental poderá ser feita por qualquer método baseado na correlação entre os característicos de resistência e durabilidade do concreto e a relação água/cimento, levando-se em conta a trabalhabilidade desejada e satisfazendo-se às seguintes condições:

a) a fixação da relação água/cimento decorrerá:

- da resistência de dosagem fc28, ou na idade prevista no plano da obra para que a resistência seja atingida, de acordo com o item 8.3.1.2;

- das peculiaridades da obra relativas à sua durabilidade (tais como impermeabilidade e resistência ao desgaste, à ação de líquidos e gases agressivos, a altas temperaturas e a variações bruscas de temperatura e umidade) e relativas à prevenção contra retração exagerada;

b) a trabalhabilidade será compatível com os característicos dos materiais componentes, com o equipamento a ser empregado na mistura, transporte, lançamento e adensamento, bem como com as eventuais dificuldades de execução das peças.

8.3.1.2 Resistência de dosagem

Quando for conhecido o desvio padrão Sn da resistência, determinado em ensaios com corpos de prova da obra considerada ou de outra obra cujo concreto tenha sido executado com o mesmo equipamento e iguais organização e controle de qualidade, a resistência de dosagem será calculada pela fórmula:

$$fcj = fck + 1,65\ sd$$

sendo o desvio padrão de dosagem sd determinado pela expressão:

$$sd = kn.sn$$

onde kn tem o valor seguinte, de acordo com o número n de ensaios:

n = 20	25	30	50	200
kn = 1,35	1,30	1,25	1,20	1,10

Não se tomará para sd valor inferior a 2MPa.

Se não for conhecido o desvio padrão sn, o construtor indicará, para efeito da dosagem inicial, o modo como pretende conduzir a construção, de acordo com o qual será fixado o desvio padrão sd pelo critério abaixo (em todos os casos será feito o controle da resistência, durante o decorrer da obra, conforme o item 8.4.4):

a) quando houver assistência de profissional legalmente habilitado, especializado em tecnologia do concreto, todos os materiais forem medidos em peso e houver medidor de água, corrigindo-se as quantidades de agregado miúdo e de água em função de determinações frequentes e precisas do teor de umidade dos agregados, e houver garantia de manutenção, do decorrer da obra, da homogeneidade dos materiais a serem empregados:

sd = 4 MPa

b) quando houver assistência de profissional legalmente habilitado, especializado em tecnologia de concreto, o cimento for medido em peso e os agregados em volume, e houver medidor de água, com correção do volume do agregado miúdo e da quantidade de água em função de determinações frequentes e precisas do teor de umidade dos agregados:

sd = 5,5 MPa

c) quando o cimento for medido em peso e os agregados em volume e houver medidor de água, corrigindo-se a quantidade de água em função da umidade dos agregados simplesmente estimada:

sd = 7,0 MPa

8.3.2 Dosagem não experimental

A dosagem não experimental, feita no canteiro da obra, por processo rudimentar, somente será permitida para obras de pequeno vulto, respeitada as seguintes condições e dispensado o controle da resistência:

a) a quantidade mínima de cimento por m3 de concreto será de 300 kg;

b) a proporção de agregado miúdo no volume total do agregado será fixada de maneira a obter-se um concreto de trabalhabilidade adequada ao seu emprego, devendo estar entre 30% e 50%;

c) a quantidade de água será a mínima compatível com a trabalhabilidade necessária."

Verifica-se,dessa forma,que a definição da resistência de dosagem passou a ser determinada, por uma regra de decisão, onde se adota

um valor para o desvio padrão de dosagem sd. Isto melhora o critério anterior da NB-1/1960 que se fundamentava exclusivamente no coeficiente de variação, principalmente para resistências à compressão iguais ou superiores a 18 MPa.

Com essas informações pode-se efetuar o seguinte resumo de evolução dos critérios de cálculo da resistência de dosagem:

* 1931 - ABC	resistência média = (3 a 4) vezes a tensão admissível
* 1937 - ABCP	resistência média = (2,5 a 3,5) vezes a tensão admissível
* 1940 - ABNT	resistência média = (2,5 a 3,0) vezes a tensão admissível
* 1943 - ABNT	resistência média = (2,5 a 3,5) vezes a tensão admissível
* 1950 - ABNT	resistência média = (2,5 a 3,5) vezes a tensão admissível
* 1960 - ABNT	resistência média = resistência característica /(1-1,64/vd)
* 1978 - INMETRO	resistência média = resistência característica + 1.65.sd

Apesar da evolução ocorrida pode-se questionar, ainda:

1.) É razoável majorar a resistência de dosagem de kn para aumentar a probabilidade de aceitação do concreto, com prejuízos econômicos?

2.) Será que os valores indicados para o desvio padrão inicial e subjetivo de dosagem não poderiam ser alterados para menos, retratando a evolução havida nos processos de produção do concreto nos últimos anos?

3.) Porque não adotar a relação água/cimento com base a curvas de correlação entre a resistência do cimento e a relação água/cimento para cada tipo e classe de cimento nacional?

Essas questões estão desenvolvidas nos capítulos seguintes, principalmente nos capítulos III ,IV e V, constituindo uma contribuição à fixação de parâmetros para dosagem e controle dos concretos de cimento Portland.

CAPÍTULO II

CONTROLE DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO

2.1 A Consideração da Resistência dos Materiais nos Métodos de Introdução da Segurança no Projeto das Estruturas de Concreto Armado

O controle da resistência à compressão do concreto das estruturas é parte integrante da construção, sendo indispensável a comprovação permanente da resistência que está sendo obtida. Avaliar se o que está sendo produzido corresponde ao que foi adotado previamente por ocasião do dimensionamento da estrutura faz parte da própria concepção do processo construtivo como um todo.

A partir de 1960, com a introdução no texto da NB-1/1960 do conceito de resistência característica - fck (na época denominada resistência mínima com a notação de σR) - foram incorporadas à construção civil as técnicas da estatística para controle de qualidade de um produto. De 1960 à 1978, experiências internacionais e o desenvolvimento da estatística para a estimativa de um quantil, forçaram a atualização do texto anterior da NB-1/1960 dando origem ao texto atual da NBR 6118 (NB-1/1978).[1]

Essas mudanças, indispensáveis e favoráveis, envolveram reformulações de alguns conceitos anteriores, principalmente os relativos à consideração da resistência dos materiais nos métodos de introdução da segurança no projeto estrutural.

---

(1) INSTITUTO NACIONAL DE METROLOGIA, NORMALIZAÇÃO E QUALIDADE INDUSTRIAL - INMETRO. *NBR 6118 - Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado - Procedimento (NB-1/1978)*. Rio de Janeiro, ABNT, 1978. 76 p.

A evolução do conhecimento das distribuições das resistências mecânicas dos materiais de construção, em particular o aço e o concreto, forçou a discretização nos métodos de introdução da segurança no projeto estrutural, separando-as das demais variáveis inerentes ao projeto, porém ainda desconhecidas.

Esta separação, se por um lado contribui para a melhor adequação dos coeficientes de "segurança" à realidade, pois estes passam a representar um menor número de variáveis desconhecidas, por outro, aumenta a importância do controle da variabilidade dessas resistências, conforme podemos observar percorrendo historicamente a evolução dos métodos de introdução da segurança no projeto estrutural, normalizados no Brasil.

Em 1931, a Associação Brasileira de Concreto - ABC publicou o seu Regulamento[2] que reuniu todas as recomendações de cálculo consagradas na época. O critério de dimensionamento apresentado é denominado método das Tensões Admissíveis que conforme demonstrado posteriormente por ZAGOTTIS,[3] não permitia uma avaliação real da segurança. Nesse Regulamento, as resistências dos materiais e as ações eram consideradas a partir de valores médios englobando em um único coeficiente de segurança (γi), denominado interno ou global, todas as incertezas. Desta forma não distinguia a variabilidade das resistências dos materiais da variabilidade das ações e da variabilidade das características geométricas dos componentes estruturais, não incentivando portando, uma melhoria da qualidade dos materiais e da execução.

---

(2) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CONCRETO - ABC. Regulamento para as Construções em Concreto Armado. *Cimento Armado*. Rio de Janeiro, órgão oficial da ABC, 13(13): 7-21, 3 jul. 1931.

(3) ZAGOTTIS, Décio Leal de. *Introdução da Segurança no Projeto Estrutural*. São Paulo, EPUSP-PEF, 1974. 116 p.

Não permitia também o aproveitamento do controle eventual que se obtivesse de uma dessas variáveis. Este critério de introdução da segurança no projeto estrutural perdurou paralelamente ao cálculo em regime de ruptura nas normas brasileiras de Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado - NB-1 de 1940, 1943, 1950 e 1960.

Do ponto de vista da resistência do concreto, analisada sob os três aspectos fundamentais (4) - a seguir itemizados - pode-se dizer que o Regulamento da ABC prescrevia no seu capítulo V:

1.) Definição da resistência básica do concreto à compressão a partir da qual é avaliada a segurança das estruturas:

"... A resistência limite de ruptura após 28 dias, Rc28/... [a partir da qual se calcula as tensões admissíveis]..../ é aquella obtida sobre cubos, de accordo com o boletim n. 1 do Laboratório da Escola Polytéchnica de São Paulo..."

Como se verifica, não há uma definição explícita, podendo ser entendida como a resistência média a 28 dias. Até 1960 a resistência média do concreto foi tomada como resistência básica de referência a partir da qual era avaliada a segurança das estruturas, com base a tensões admissíveis.

2.) Definição da resistência de dosagem, ou seja, resistência média a partir da qual se faz o proporcionamento do concreto a ser produzido em obra:

Não há indicação clara a esse respeito, podendo-se entender apenas que esta deve satisfazer à resistência, fcm28, desejada. Não se permite considerar concretos dosados

---

(4) FUSCO, Péricles Brasiliense. Evolução dos Conceitos do Controle de Concreto. *Construção Pesada*. São Paulo, fev. 1980. p. 55-8.

racionalmente com resistência média superior a 26 MPa nem produzir concretos arbitrariamente com relação água/cimento superior a 0,73.

3.) Controle da resistência básica do concreto à compressão:

"... O concreto dosado racionalmente será controlado, nos dias da concretagem na obra, com a determinação da humidade e da graduação dos aggregados, e com a execução de provas de resistência à compressão..."

Como se verifica, não há uma indicação explícita de como controlar a resistência fcm28. Entende-se que o controle é feito pela média dos resultados de ensaio, realizando-se pelo menos um ensaio por dia de concretagem. À luz dos critérios atuais, essa exigência de amostragem diária pode ser enquadrada como rigorosa, principalmente se considerarmos a limitação dos equipamentos disponíveis na época, que permitiam uma produção máxima por betoneira da ordem de 18 m3 de concreto por jornada normal de trabalho.

Em 1937, a Associação Brasileira de Cimento Portland - ABCP - introduziu numa norma,[5] por primeira vez no mundo, o cálculo no regime de ruptura, posteriormente mantido na primeira NB-1 publicada pela Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT - em 1940 e nas seguintes de 43, 50 e 60. Apesar desta alternativa mais correta para o dimensionamento da estrutura, esta norma, assim como as Normas Brasileiras NB-1 de 1940, 1943 e 1950 continuaram considerando um único coeficiente de segurança externo (γ) que englobava todas as incertezas anteriormente citadas e que portanto ainda impedia o desenvolvimento e o

---

(5) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND-ABCP. Normas para execução e cálculo de concreto armado. *Cimento e Concreto*. Rio de Janeiro, Boletim de Informações da ABCP. 1937. 18 p. Numero especial.

interesse de melhoria da qualidade dos materiais, da execução e da utilização. Uma redução no custo da estrutura estava vinculada à redução do coeficiente (γ) dificilmente observável em um número significativo de estruturas semelhantes.

Do ponto de vista da resistência do concreto, não houve evolução significativa em relação às recomendações do Regulamento da ABC, mantendo-se a definição da resistência básica confundida com a própria resistência média de dosagem do concreto, sem levar em conta a variabilidade do processo de produção de concreto.

A seguinte modificação significativa ocorre somente em 1960 com a publicação da NB-1/1960.

O conceito da estatística e da teoria das probabilidades parcialmente introduzidos nesta norma, representaram uma enorme atualização para a época, conforme se mostra na Figura 4. Segundo LOBO CARNEIRO,[6] os quatro únicos países do mundo, que no mesmo período adotavam tais conceitos, eram a União Soviética, a Alemanha Ocidental, a Inglaterra e os Estados Unidos que desde 1957, através do "American Concrete Institute-ACI",[7] já recomendava tal procedimento. Nos anos que antecederam a aprovação da revisão desta norma, houve intensas discussões técnicas, no Brasil e no exterior, a respeito dos parâmetros característicos dos materiais de construção, conforme apresentado no capítulo I deste trabalho.

Com relação à resistência do concreto, houve uma grande evolução,

---

(6) LOBO CARNEIRO, Fernando Luiz. *Comentários sobre o projeto de revisão da norma brasileira NB-1.* Salvador, 2. *Simpósio de Estruturas*, ABNT, 1958.

(7) COMMITTEE ACI-214.57. *Recommended practice for evaluation of compression test results of field concrete.* Chicago, American Concrete Institute, 1957.

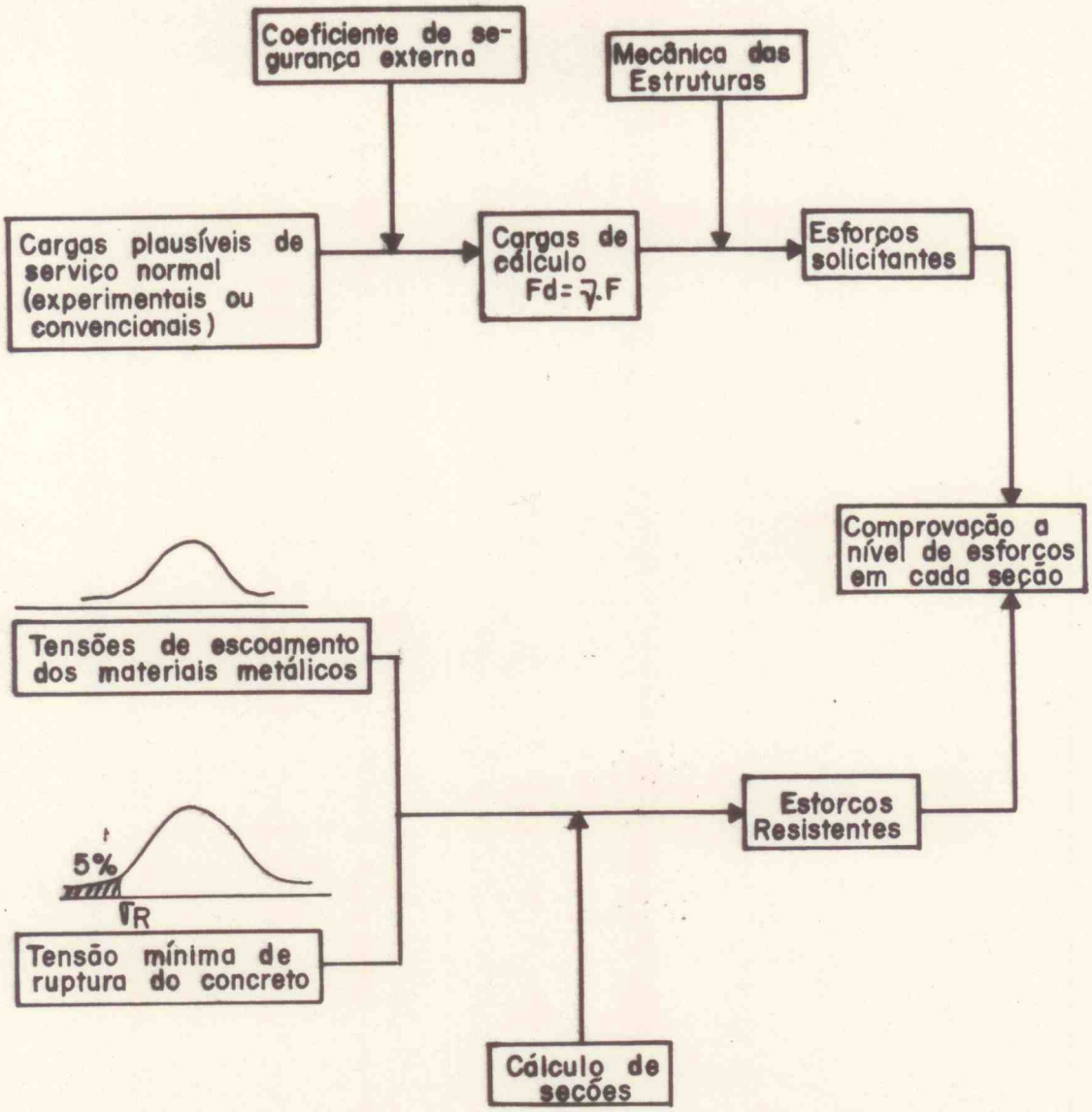


Figura 4. Método parcialmente probabilista dos estados limites Critério adotado pela NB-1- Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado (1960).

conforme se depreende do próprio texto da NB-1/1960, capítulo VI:

1.) Definição da resistência básica do concreto a partir da qual é avaliada a segurança das estruturas:

"...A tensão σ_R na qual se baseia o cálculo das peças em função da carga de ruptura (estádio III) ou a fixação das tensões admissíveis, será igual à tensão mínima de ruptura do concreto à compressão, com 28 dias de idade, determinada em corpos de prova cilíndricos normais.

Considera-se, para os fins desta Norma, como tensão mínima de ruptura do concreto à compressão, a definida pelas fórmulas seguintes:

- quando houver sido determinado o coeficiente de variação da resistência do concreto, com pelo menos 32 corpos de prova da obra considerada ou de outra obra do mesmo construtor e de igual padrão de qualidade: σ_R (1 - 1,64.vd) σ_{c28}, mas não maior que 0,8. σ_{c28};

- quando não for conhecido o coeficiente de variação:
  se houver controle rigoroso: σ_R 3/4 σ_{c28}
  se houver controle razoável: σ_R 2/3 σ_{c28}
  se houver controle regular: σ_R 3/5 σ_{c28}/..."

Conclui-se, portanto, que a resistência básica fck28 foi definida implicitamente como sendo o quantil de 5% de uma distribuição normal. Isto representa uma grande evolução em relação aos critérios anteriores pois a resistência considerada no dimensionamento da estrutura constitui um valor que independe da variabilidade do processo de produção do concreto. Em outras palavras, significa dizer que o construtor é incentivado a melhorar o processo de produção e assim diminuir o custo do m3 de concreto produzido, abaixando a resistência média de dosagem, através de uma melhoria no processo de produção e controle. Se ele conseguir reduzir o coeficiente de variação do processo de produção, poderá imediatamente usufruir dos benefícios decorrentes da redução proporcional de consumo de cimento no traço do concreto.

2.) Definição da resistência de dosagem, ou seja, resistência média a partir da qual se faz o proporcionamento do concreto a ser produzido em obra:

Conforme já exposto na seção 1.4 deste trabalho, a dosagem passou a ser feita em função da resistência média fcm28 de forma a atender à resistência básica de projeto fck28.

3.) O controle da resistência básica do concreto:

"...O controle de resistência do concreto à compressão, obrigatório para os concretos dosados racionalmente, deve ser feito de acordo com os Métodos MB-2 e MB-3. A idade normal para ruptura é a de 28 dias/.../ Deve-se fazer um ensaio para cada 30 m3 de concreto lançado ou sempre que houver modificações nos materiais ou no traço/.../ Cada ensaio deve constar da ruptura de, pelo menos, 2 corpos de prova/..."

Como se depreende do texto não há uma indicação clara de como controlar a resistência básica fck28. Por exemplo, no caso de uma obra com volume total de concreto de 600 m3, dispor-se-á apenas de 20 ensaios. Como saber se fck28 foi ou não atendido?

O processo de produção do concreto não pode ser considerado estacionário por um longo período de tempo devido à variação inevitável das características dos materiais que entram na mistura. Logo, não é aconselhável utilizar resultados de corpos de prova que representem volumes elevados de concreto. Recordando que o texto da NB-1/1960 recomenda moldar corpos de prova para cada 30 m3, 32 resultados podem corresponder até a 1000 m3, ou seja, cerca de 6000 sacos de cimento, 1000 m3 de areia, 1300 m3 de agregados graúdos e 10 andares de um edifício de 500 m2 de área em planta. Está claro que não se pode esperar uniformidade desses materiais, pois sendo de partidas e fornecimentos diversos, acarretam modificações na centragem da média do concreto produzido nesse período.

Mais interessante, e por vezes indispensável, é saber se um dado volume de concreto lançado, por exemplo,o correspondente a apenas um andar de um edifício (volume aproximadamente de 100 m3), atende ou não à resistência mínima de projeto fck28. Como

proceder nesse caso que só se dispõe de apenas 3 resultados? Seria necessário ensaiar 32 corpos de prova, ou seja, um ensaio para cada 3 m3 de concreto lançado?

Essas questões infelizmente acabaram tendo que ser respondidas através da utilização de recomendações estrangeiras sendo o texto do "American Concrete Institute - Recommended Practice for Evaluation of Strength Test Results of Concrete - ACI 214", o mais empregado no meio técnico brasileiro. Além deste, no caso de ensaios de concreto pré-misturado foram empregadas também as recomendações da "British Ready Mixed Concrete Association - BRMCA - Code for Ready Mixed Concrete". Esses dois textos tinham e têm o inconveniente de estarem desvinculados dos critérios nacionais de introdução da segurança no projeto das estruturas, o que acarreta diferentes e divergentes interpretações.

Em 1978, a Associação Brasileira de Normas Técnicas-ABNT publica a NB-1/1978 - Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado, resultado de seis anos de reuniões da Comissão de Estudos, instalada em 1972. O texto é posteriormente registrado no INMETRO sob o número NBR 6118.

O método de introdução da segurança no projeto estrutural aí proposto, baseado em ampla investigação internacional promovida pelo "Comité Euro-International du Béton-CEB"[8], considera as resistências e as ações como variáveis aleatórias, conforme mostrado esquematicamente na Figura 5.

---

(8) COMITÉ EUROPÉEN DU BÉTON-CEB. Recommendations internationales CEB/FIP pour le calcul et l'execution des ouvrages en béton: versión française definitive, avec introduction des notations nouvelles. *Bulletin d'Information n. 84*. Paris, 1972.

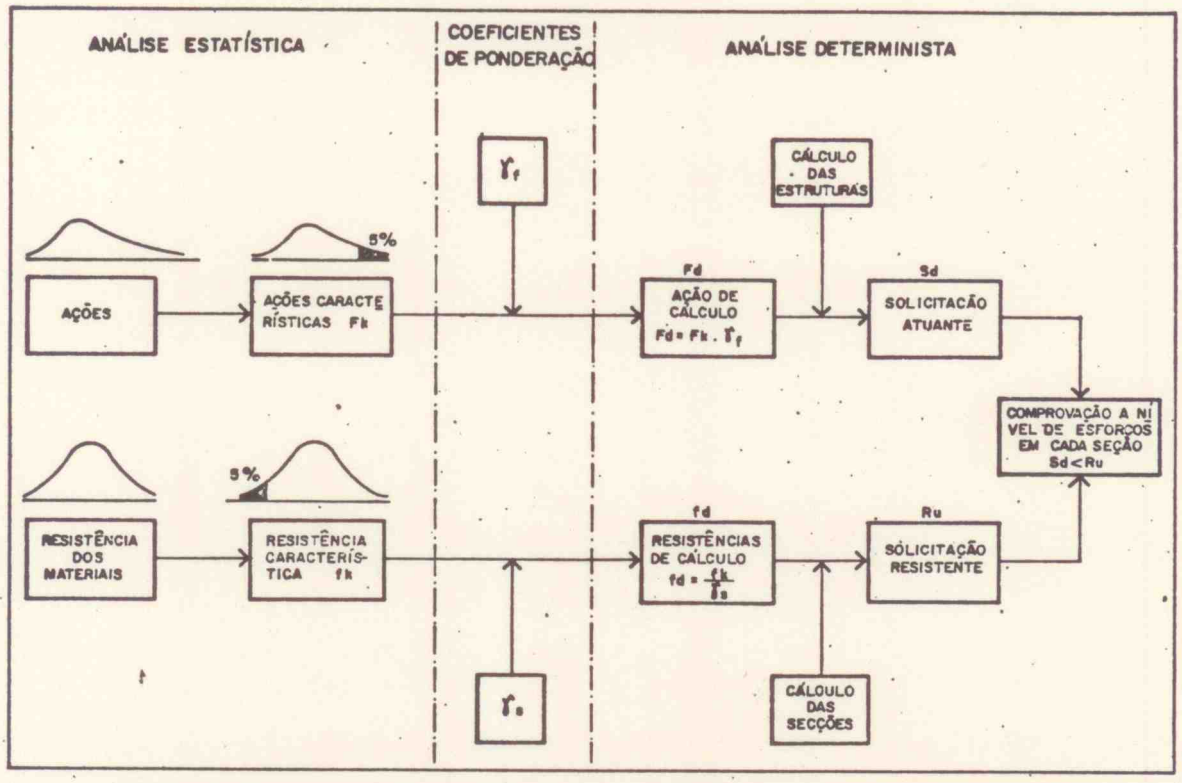


FIGURA 5 - ESQUEMA SIMPLIFICADO DA SEQUÊNCIA A SEGUIR NO DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS PELO MÉTODO SEMI - PROBABILISTA (NBR 6118)

Admite uma distribuição estatística dessas variáveis e fixa um só valor chamado valor característico.

Para considerar as outras variáveis cujas distribuições são ainda desconhecidas ou não quantificáveis, são introduzidos coeficientes de ponderação parciais. Esses coeficientes de ponderação são denominados γ_m quando relativos à qualidade dos materiais e da execução da construção e γ_f quando relativos às ações e ao processo de cálculo.

Finalmente, com relação à resistência à compressão do concreto, pode-se dizer que houve neste período uma mudança notável.

A definição atual da resistência básica do concreto, fckj a partir da qual é avaliada a segurança das estruturas é bastante clara e precisa, correspondendo ao quantil de 5% de uma distribuição normal de frequências. Isto vale inclusive para o aço das armaduras.

A definição atual da resistência de dosagem passou a ser determinada por uma regra de decisão, onde se adota um valor para o desvio padrão de dosagem sd.

Com relação ao controle da resistência básica, fckj, os conceitos foram bem definidos, passando-se a empregar funções de aceitação que fornecem diretamente o valor do quantil desejado, mesmo no caso de pequenas amostras, o que tem extremo interesse prático.

Resumindo as considerações expressas nesta seção pode-se dizer que:

a) houve evolução significativa nos critérios de dimensionamento passando-se do método determinista das tensões admissíveis (1931 a 1960) para o método semi-probabilista dos estados limites (a partir de 1978);

b) ainda não é perfeita a avaliação da segurança real da estrutura, com limitações de ordem teórica e experimental que impedem a evolução do atual método semi-probabilista de introdução da segurança no projeto das estruturas de concreto armado a métodos probabilistas mais exatos;

c) a resistência básica tomada como referência para o dimensionamento da estrutura evoluiu do valor médio para um valor característico, com alta probabilidade de ser superado, melhorando sobremaneira a avaliação da segurança com repercussão imediata na economia;

d) os critérios para fixação da resistência média inicial de dosagem tornaram-se claros e precisos;

e) os critérios recomendados para o controle da resistência básica foram bem explicitados e utilizam recursos atuais da estatística permitindo responder rapidamente sobre a situação da estrutura ou trechos dela.

A evolução do conhecimento das distribuições das resistências mecânicas dos materiais de construção, forçou a sua discretização nos métodos de introdução da segurança no projeto estrutural.

Esta separação, se por um lado contribuiu para a melhor adequação dos coeficientes de segurança à realidade, pois estes passam a representar um menor número de variáveis desconhecidas, por outro, aumentou a importância do controle da variabilidade dessas resistências, conforme foi possível observar nas considerações anteriores.

2.2 Obtenção, Importância e Significado da Resistência à Compressão do Concreto

A resistência à compressão do concreto, no Brasil, é obtida através da tensão de ruptura à compressão axial de um cilindro de concreto com diâmetro de (150 ± 3) mm e altura (300 ± 6) mm,

conforme descrito nas NBR 5738 e NBR 5739.[9]

O molde metálico, com essas dimensões internas é preferencialmente de aço, estanque e deve ser preenchido em quatro camadas quando o adensamento é feito com soquete manual ou em duas camadas quando se utiliza vibradores mecânicos.

Mantém-se o corpo de prova em cura úmida até a idade de ensaio, devendo ser rompido saturado com superfície seca. O resultado é indicado com a notação, fc e normalmente expresso em MPa.

A geometria do corpo de prova assim como a eficiência das operações de ensaio são decisivas para a obtenção de um valor confiável e que possa ser tomado como característico de um certo concreto. Por exemplo, moldes cúbicos, como em geral adotados nas normas européias, fornecerão - para um mesmo concreto - resistência de 10% a 40% acima do valor obtido de cilindros normalizados no Brasil. Da mesma forma, um capeamento insatisfatório dos topos dos corpos de prova cilíndricos ou um adensamento deficiente poderão reduzir em até 50% o valor efetivo da resistência à compressão do concreto de um certo corpo de prova.

A resistência à compressão é a propriedade do concreto adotada por ocasião do dimensionamento da estrutura. Portando está diretamente ligada com a segurança estrutural. A obra deve ser construída com um concreto de resistência à compressão igual ou

---

(9) INSTITUTO NACIONAL DE METROLOGIA, NORMALIZAÇÃO E QUALIDADE INDUSTRIAL - INMETRO. *NBR 5738. Moldagem e Cura de Corpos de Prova de Concreto Cilíndrico ou Prismático - Método de Ensaio.* Rio de Janeiro, ABNT, jan. 1984.

--------. *Ensaio de Compresão de Corpos de Prova Cilíndricos de Concreto. Método de Ensaio.* Rio de Janeiro, ABNT, nov. 1980.

superior àquele valor adotado no projeto, conforme descrito na seção 2.1.

Por outro lado não há dúvida que a propriedade do concreto que melhor o qualifica é a resistência à compressão. Desde que na sua dosagem e preparação tenham sido levados em conta também os aspectos de trabalhabilidade e durabilidade, optando-se por determinada curva granulométrica, tipo e classe de cimento e relação água/cimento e, consequentemente daí resultando uma certa resistência à compressão, qualquer modificação na uniformidade, natureza e proporcionamento dos materiais poderá ser indicada por uma variação na resistência. A resistência à compressão é uma propriedade muito sensível, capaz de indicar com presteza as variações da "qualidade" de um concreto.

Essa importância tem, no entanto, certas limitações. Toda estrutura de concreto, depois de acabada, possui uma série de características próprias que a diferencia daquela que foi especificada através do conjunto de documentos que compõe um projeto estrutural. O aço e o concreto não possuem exatamente a resistência característica especificada, as armaduras não estão perfeitamente nas posições desenhadas, as fôrmas não têm as dimensões determinadas no projeto, os pilares não guardam o prumo perfeito.

A etapa de execução propriamente dita da obra estará sujeita a variações aleatórias de tal modo que não é possível prever com certeza qual será o resultado final. O grau de concordância dessas características finais, com aquelas que foram anteriormente especificadas no projeto, pode medir a "qualidade"

ou rigor da execução. Esse rigor será tanto mais alto, quanto maior a conformidade do executado ao que foi projetado.

O controle da resistência à compressão do concreto situa-se dentro dessa necessidade de comprovação daquilo que está sendo executado frente ao que foi adotado no projeto da estrutura. Apesar de poder ser considerado um dos mais importantes acompanhamentos a serem feitos durante a execução da estrutura, não deve ser confundido com o controle tecnológico das estruturas de concreto.

Como se mostra na Figura 6, não está implícito que ao fazer o controle da resistência à compressão do concreto, resultará uma estrutura de alto rigor ou qualidade, atendendo integralmente ao projeto. O controle estatístico da resistência à compressão do concreto que utiliza as técnicas de controle da qualidade de um produto é um dos recursos - sem dúvida o mais importante - porém apenas um recurso do controle tecnológico das estruturas.

Vários são os fatores que intervêm na resistência à compressão do concreto da estrutura; desde a heterogeneidade dos materiais até o transporte, lançamento, adensamento e cura do concreto na obra. No entanto a resistência à compressão do concreto se restringe à resistência potencial do concreto, medida na saída da betoneira conforme indicado na Figura 7.

O valor da resistência potencial do concreto obtido através das operações de ensaio e controle é o valor de referência para o dimensionamento da estrutura e consequentemente para a fixação da sua segurança. Tem que ser um valor único e perfeitamente definido a fim de permitir a perfeita comunicação entre as etapas

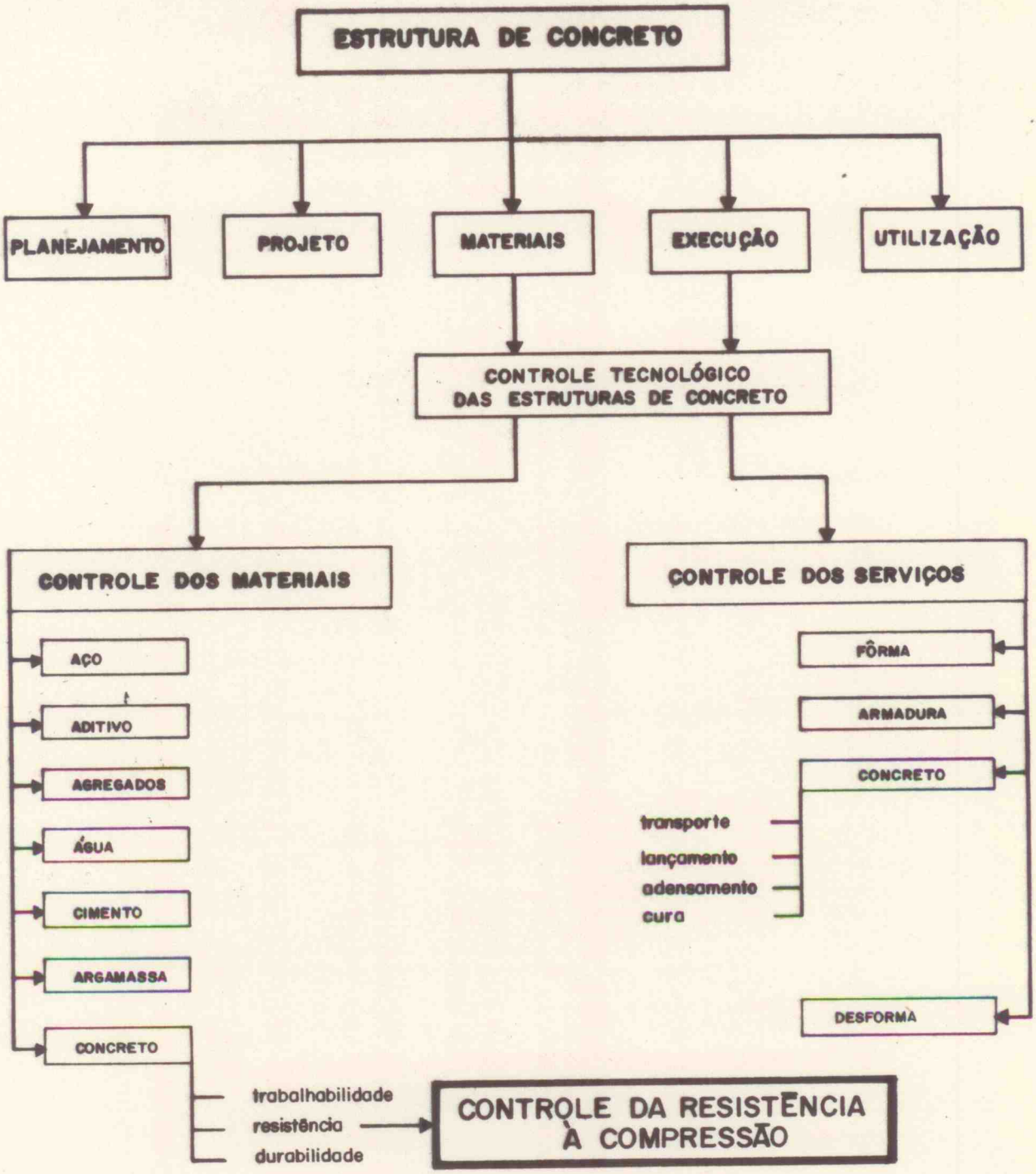


FIGURA 6 - DIAGRAMA DE BLOCOS QUE ESQUEMATICAMENTE SITUA O CONTROLE DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO DENTRO DA PROBLEMÁTICA MAIS AMPLA DE CONTROLE TECNOLÓGICO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO.

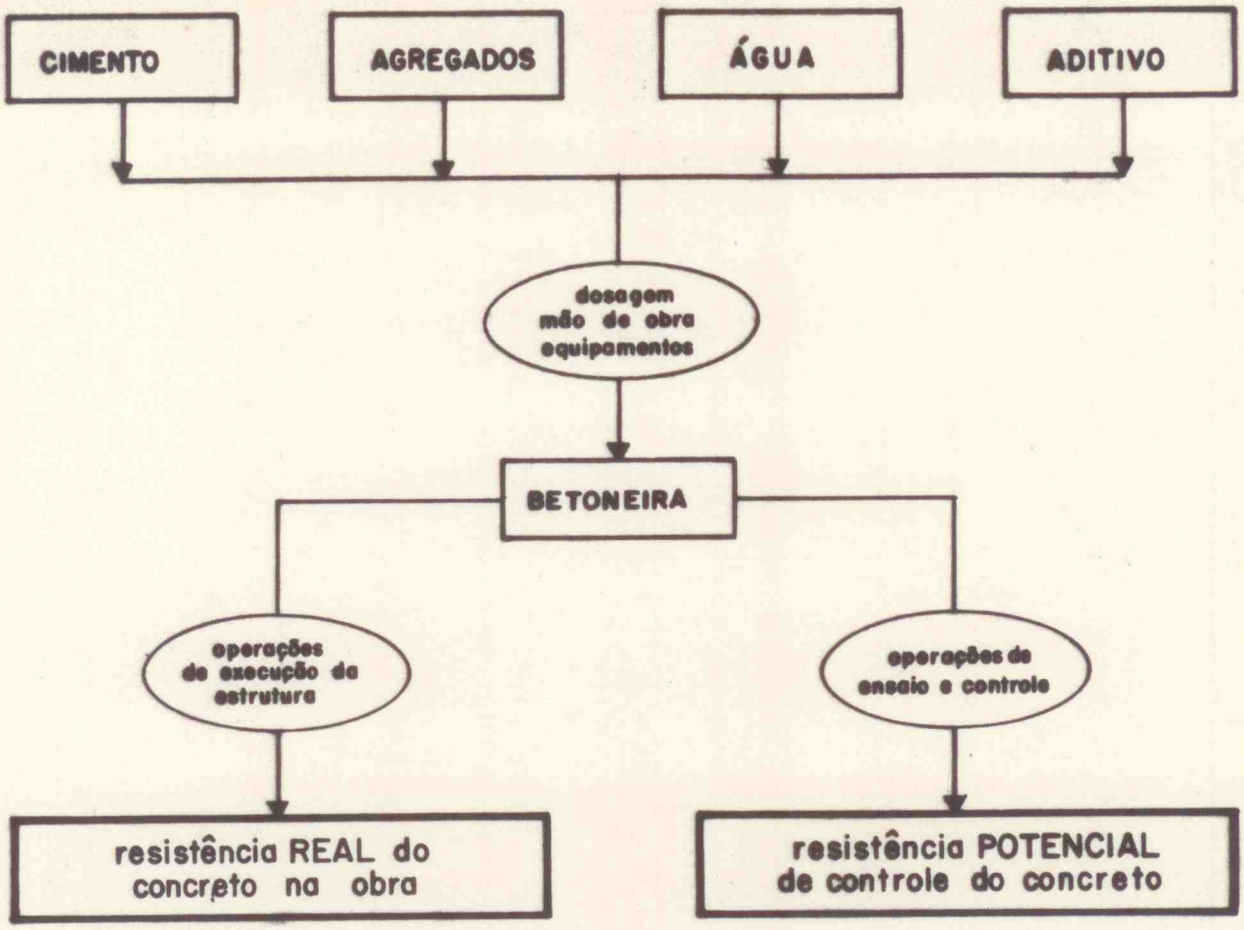


FIGURA 7 - SIGNIFICADO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO OBTIDA ATRAVÉS DO CONTROLE DO CONCRETO

de projeto e execução da obra. Essa necessidade invalida a prática - felizmente cada vez menos usual - de procurar manter o corpo de prova em condições iguais às do concreto da estrutura. Essa igualdade nunca poderia ser alcançada (diferenças de geometria, de acabamento superficial, de adensamento) ao mesmo tempo que o resultado obtido deixaria de ser único, impossibilitando ser tomado como referência.

A correspondência entre a resistência potencial do concreto à compressão, obtida através das operações de ensaio e controle e a

resistência real do concreto na estrutura deve ser assegurada através do controle tecnológico dos serviços envolvidos e é independente dos ensaios.

Os desconhecimentos relativos às variáveis que intervêm nessa correspondência são englobados pelo coeficiente de minoração da resistência à compressão do concreto, γc, desde que a execução obedeça às técnicas atuais de bem construir, expressas nos manuais e recomendações específicas e até mesmo na própria NBR 6118.

O valor usual de γc é 1,4 sendo permitido reduzí-lo para 1,3 no caso de execução rigorosa. O uso de γc equivale dizer que a resistência à compressão do concreto da estrutura será sempre inferior, na mesma idade e condições, que a resistência à compressão obtida dos corpos de prova de controle. Na maioria dos casos, isso é verdade, principalmente quando se trata de componentes estruturais esbeltos e moldados com concretos secos ou plásticos. Em alguns casos de componentes de grande volume moldados com concreto fluido do tipo auto-adensável, pode ocorrer que a resistência real do concreto na obra iguale ou supere a potencial obtida dos corpos de prova de controle. É o caso por exemplo de paredes tipo diafragma e de paredes contínuas e monolíticas de edifícios com estrutura concretada no local, com concretos fluidos e de baixo consumo.

Essas considerações reforçam a tese que rejeitar um concreto cuja resistência à compressão no ensaio de controle não atendeu ao especificado, nem sempre significa rejeitar automaticamente o concreto da estrutura, e vice-versa.

2.3 Definição de Resistência Característica do Concreto à Compressão

O objetivo maior do controle da resistência à compressão do concreto é a obtenção de um valor potencial, único e característico da resistência à compressão de um certo volume de concreto, a fim de comparar esse valor com aquele que foi especificado no projeto estrutural e consequentemente tomado como referência para o dimensionamento da estrutura.

Os valores de ensaio que se obtêm dos diferentes corpos de prova são mais ou menos dispersos, variáveis de uma obra a outra conforme o rigor de produção do concreto. Por exemplo, conhecidos n resultados obtidos de p corpos de prova de um mesmo concreto, como determinar um valor que seja representativo da série e consequentemente do próprio concreto?

Verifica-se facilmente que só a média dos resultados não seria suficiente para definir e qualificar uma produção de concreto. É necessário considerar também a dispersão dos resultados medida através do desvio padrão ou do coeficiente de variação do processo de produção e ensaio.

Para eliminar o inconveniente de ter que trabalhar com dois ou mais parâmetros, foi adotado o conceito de resistência característica do concreto à compressão que é uma medida estatística que engloba a média e a dispersão dos resultados permitindo definir e qualificar um concreto através de apenas um único valor característico.

As técnicas atuais de controle estão desenvolvidas para a

obtenção desse valor característico que é também o valor de referência do projeto estrutural.

Segundo Rüsch,[10] a distribuição normal ou de Gauss é um modelo matemático que pode representar de maneira satisfatória a distribuição das resistências à compressão - fenômeno físico real - sempre que o coeficiente de variação observado seja menor ou igual a 30%. Torrent,[11] considera que para coeficientes de variação superiores a 25%, a distribuição que melhor se ajusta aos resultados é a distribuição log-normal, aceitando a distribuição normal para processos com variabilidade inferior a 25%. Nos casos normais de produção de concreto, o coeficiente de variação raramente supera 25%, de tal forma que se pode sempre empregar o modelo normal de distribuições.

A curva densidade de probabilidade das resistências é então admitida como normal e o valor característico é calculado em função da dispersão dos resultados, originados pelo processo de produção e ensaio. O valor de resistência à compressão que apresenta uma probabilidade de 5% de não ser alcançado é denominado resistência característica do concreto à compressão e indica-se com a notação fck, conforme indicado na Figura 8.

As definições apresentadas a seguir são úteis à compreensão do significado de resistência característica do concreto:

fck — Resistência característica do concreto à compressão é o valor de referência que adota o projetista como base de cálculo. Está associada a um nível de

---

(10) RÜSCH, Hubert. Hormigón Armado y Hórmigon Pretensado [Stahlbeton - Spannbeton]. Barcelona, Companhia Editorial Continental, déc. 1975. p. 53.

(11) TORRENT, R. I. The Log-Normal Distribution: A Better Fitness for the Results of Mechanical Testing of Materials. Paris, Matériaux et Constructions, 11(64): 235-45, 1979.

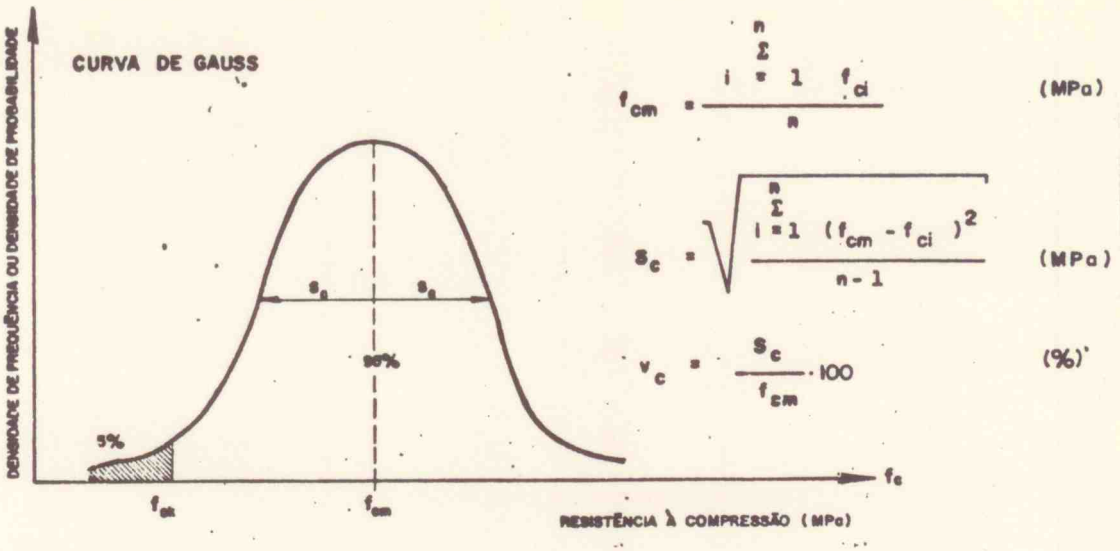


FIGURA 8 - REPRESENTAÇÃO DA DISTRIBUIÇÃO DA RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO DO CONCRETO.

confiança de 95%. Chama-se também resistência característica especificada ou de projeto. À esse valor é aplicado o coeficiente de minoração para a obtenção da resistência de cálculo fcd do concreto à compressão.

fck, ef — Resistência característica real ou efetiva do concreto à compressão, correspondente ao concreto de uma região homogênea da estrutura, é o valor que tem uma probabilidade de 0,95 de ser igualado à resistência de um corpo de prova cilíndrico tomado aleatoriamente dentro da região. Essa resistência característica real é um va-lor impossível de ser conhecido,pois seria necessário ensaiar todo o concreto da região considerada.

fck, est — Resistência característica estimada do concreto à compressão, correspondente ao concreto de um lote que se supõe homogêneo, é o valor obtido ao ensaiar alguns corpos de prova cilíndricos e aplicar aos resultados obtidos, uma fórmula matemática - o

estimador. Teremos pois uma estimativa, feita a partir de uma amostragem, e não uma certeza absoluta do valor da resistência característica real do concreto do lote em exame.

Na Figura 9 apresenta-se alguns têrmos e notações normalmente utilizados no controle do concreto.

Termo ou Notação	Significado
fcm	resistência média do concreto à compressão obtida a j dias de idade, em MPa;
sc	desvio padrão do processo de produção e ensaio do concreto obtido de uma ou mais amostras, a j dias de idade, em MPa;
vc	coeficiente de variação do processo de produção e ensaio do concreto obtido de uma ou mais amostras, a j dias de idade, em %;
fci	resistência à compressão individual de cada um dos n exemplares de uma amostra, a j dias de idade, em MPa;
Lote	quantidade de concreto que tendo sido amassado em condições sensivelmente iguais (mesma população) é submetido a julgamento de uma só vez, podendo ser aceito ou rejeitado;
Unidade de produto	corresponde a cada amassada qualquer que seja o volume da betoneira;
Amostra	conjunto de exemplares que se admite como representativos de um lote;
Tamanho da amostra	corresponde ao número de exemplares que constituem uma amostra;
Exemplar	corresponde ao valor de resistência à compressão fci que representa uma unidade de produto (amassada). é o valor mais alto de dois corpos de prova "irmãos" retirados da mesma amassada. Portanto, de uma betoneira pode-se moldar p corpos de prova, porém o concreto dessa betoneira (unidade de produto) será representado apenas por um valor.

FIGURA 9 - Significado de alguns termos e notações empregados atualmente no controle de concreto.

2.4 Dinâmica do Controle da Resistência do Concreto e sua Implicação na Dosagem

Segundo GARCIA MESEGUER,[12] toda atividade humana, na qual, a partir de certas matérias primas e através de um certo processo

(12) GARCIA MESEGUER, Alvaro. Control de la Calidad. In: *1er Colloque Européen sur le Contrôle de la Qualité dans la Construction*. Madrid, may 1976. *Anais*... European Organization for Quality Control - EOQC, 1976. P. 361-3.

de produção se obtenha um produto final, é suscetível de ser controlada estatisticamente, desde que o processo se repita mantendo certas condições essenciais.

A sistemática de controle da resistência à compressão do concreto deve então atuar em duas fases: durante a produção do concreto e na aceitação desse concreto para a finalidade a que se destina.

Ambas são necessárias para que seja alcançado um bom resultado final, mas suas missões são diferentes.

A análise das perguntas e respostas da Figura 10 demonstra que o controle de produção e de aceitação não são conceitos opostos, mas também não são idênticos e nem podem ser confundidos.

Indagações	Controle de Produção	Controle de Aceitação
O que é?	Controle dos FATORES que intervêm na resistência	Comprovação da CONFORMIDADE da resistência
Por que se faz?	Para assegurar que se alcance a resistência especificada ao MÍNIMO CUSTO POSSÍVEL	Para verificar que se alcançou COMO MÍNIMO a resistência especificada
Quem o faz?	O PRODUTOR (fabricante, construtor)	O CONSUMIDOR (fiscalização, proprietário)
Como se realiza?	Amostragem CONTÍNUA de todo o processo de produção	Amostragem associada a um nível de confiança para um DETERMINADO LOTE
Quais as variáveis de controle	As que INTERVÊM no processo produtivo (relação água/cimento, umidade da areia e eventualmente a própria resistência)	A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO
Atua sobre	PROCESSO	O PRODUTO

FIGURA 10. Dinâmica do controle do concreto.

Podemos definir o **Controle de Produção** como o conjunto de métodos que auxilia o produtor a conseguir o produto especificado da forma mais econômica. Visa obter informações sobre a constância do processo de produção, sua uniformidade, e o nível de resistência que está sendo produzido, possibilitando a correção

dos desvios observados. Cada atitude corretiva do processo decorre da resposta às seguintes perguntas:

- Que aspecto do processo de produção mudou?
- Quanto mudou?
- Quando mudou?
- Por quanto tempo permanecerá a mudança?

Um controle eficiente da produção exige uma rápida retro-alimentação das medidas das variáveis que se controlam, correlacionadas com os requisitos exigidos. O critério de amostragem deve ser capaz de fornecer índices do valor e da dispersão do parâmetro de controle com uma frequência maior que a suposta decorrente de perturbações controláveis no processo de produção. Por exemplo, se o processo de produção é capaz de alterar-se a cada 50 m3 não tem sentido amostrá-lo a cada 100 m3.

A função de controle deve indicar a necessidade de introduzir medidas corretivas antes que o limite especificado seja violado. Por exemplo, se a resistência característica corresponde ao quantil de 5%, a função de controle deve indicar a necessidade de medidas corretivas quando a porcentagem de concreto com resistência abaixo da característica chega aos 3% ou 4%.

Apesar de estar implícito que no Controle de Produção, a atenção deve estar voltada para o controle dos fatores que intervêm na resistência à compressão, há no país e no estrangeiro uma certa tradição no uso da própria resistência à compressão como parâmetro de controle do processo de produção.

O sistema de controle de produção mais divulgado e aceito no Brasil é aquele efetuado através das cartas de controle

recomendadas pelo "American Concrete Institute - ACI 214 Recommended Practice for Evaluation of Compression Test Results of Field Concrete", texto que inclusive - na época - serviu de inspiração para a redação da NB-1/1960, sendo largamente empregado até hoje.

Os gráficos ou cartas de controle de qualidade têm sido usados por muitos anos pelas indústrias manufatureiras como elemento auxiliar de controle da uniformidade e da eficiência da produção. Os métodos de representação de tais gráficos encontram-se reunidos no "ASTM Manual on Quality Control of Materials". Através deles, com base na configuração que foi observada em resultados anteriores e nos limites estabelecidos em função desses resultados, são estimadas as tendências dos novos resultados e consequentemente o andamento do processo. Os pontos que caem fora dos limites estabelecidos são indicativos de que houve alteração na produção.

Empregam-se, em geral, no controle da produção dos concretos, os gráficos ou cartas denominados:[13]

a) carta de valores individuais;

b) carta do desvio padrão; e

c) carta do coeficiente de variação das operações de ensaio e controle.

O controle de produção dos concretos ainda não é largamente empregado no país. Isso se deve em parte porque o concreto é produzido fora da obra em centrais dosadoras ou porque se trata

---

(13) HELENE, Paulo R. L. *Controle de Qualidade do Concreto.* São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1981. Dissertação de Mestrado.

de pequenas obras onde não há assistência de laboratório especializado.

O interesse maior - principalmente porque afeta a segurança da estrutura - acaba recaindo sobre os procedimentos para **Controle de Aceitação** do concreto que se aplica a toda e qualquer obra. O próprio texto das normas, em especial da NBR 6118 faz referência apenas ao controle de aceitação.

No Controle de Aceitação de um produto acabado, a finalidade da decisão é julgar a conformidade ou não de uma certa quantidade do produto e não julgar a sua uniformidade. é necessário estabelecer para cada decisão uma quantidade determinada do produto (concreto), denominada lote, dentro do qual far-se-á uma amostragem aleatória.

A dosagem dos concretos é diretamente dependente dos procedimentos de controle adotados. Conforme descrito na seção 1.3 e apresentado na Figura 3, o traço básico para início da produção deve ser periodicamente ajustado em obra em função da efetiva variabilidade dos resultados de resistência à compressão que forem sendo obtidos da produção do concreto. Essa informação tanto pode ser fornecida pelos procedimentos adotados para controle de produção quanto por aqueles adotados para o controle de aceitação, desde que permitam calcular os parâmetros básicos da distribuição, ou seja, a resistência média, o desvio padrão ou o coeficiente de variação.

Dispondo-se dos recursos estatísticos descritos, resta esclarecer ainda algumas questões que não estão satisfatoriamente respondidas, e que fazem parte do entendimento da variável de

controle (a resistência à compressão), como por exemplo:

1) Qual a influência da variabilidade da resistência do cimento na variabilidade da resistência à compressão dos concretos?

2) Existe correspondência entre a resistência do concreto e a resistência à compressão do cimento empregado na dosagem desse concreto?

Essas questões estão desenvolvidas nos capítulos seguintes, constituindo uma contribuição à fixação de parâmetros para dosagem e controle dos concretos de cimento Portland.

CAPÍTULO III

RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DOS CONCRETOS

3.1 Fatores que Intervêm na Resistência à Compressão do Concreto

Os primeiros modelos matemáticos propostos para explicar o desenvolvimento da resistência à compressão a partir dos materiais constituintes do concreto, foram apresentados por Ferét e Abrams conforme exposto[1] na seção 1.1 deste trabalho. Tratam-se de modelos obtidos a partir de ensaios experimentais constituindo-se em correlações empíricas. Essas correlações têm sido confirmadas sistematicamente por vários pesquisadores, sendo universalmente aceitas como fiáveis e bem representativas do fenômeno físico, apesar de não levarem em conta todos os aspectos da questão.

Sendo o concreto um material obtido da mistura de cimento, agregados miúdos e graúdos, água e eventualmente aditivos é razoável considerar o comportamento do concreto como dependente dessa composição e das características e naturezas de todos os seus materiais constituintes, apesar do predomínio evidente de alguns fatores.

O modelo teórico mais atualizado e que tem sido adotado para melhor representar a resistência do concreto, foi desenvolvido por Powers[2] e tem por referência a porosidade capilar da pasta de cimento endurecida.

---

(1) (eq. I) e (eq. II) na seção 1.1, capítulo I.

(2) POWERS, Treval C. *The Properties of Fresh Concrete*. New York, John Willy & Sons, 1968. 664 p.

Powers deduziu teoricamente que a resistência à compressão - à paridade de outras condições - depende somente da relação gel/espaço da pasta.

Collepardi,[3] utilizando o modelo apresentado por Powers e efetuando algumas simplificações, propôs que a resistência à compressão seja avaliada a partir da seguinte fórmula:

$$fc = K5 \left[\frac{0,679.y}{0,3175.y + a/c} \right]^{K6} \qquad \text{(eq. V)}$$

onde: fc = resistência à compressão;

y = grau de hidratação do cimento (varia de 0 para concreto recém misturado a 1 para condições ideais de cura após tempo infinito);

K5 = constante que depende dos materiais;

K6 = constante que depende dos materiais (em geral pode ser assumida como 3);

a/c = relação água/cimento em massa (caso houver vazios devido ao ar aprisionado, estes devem ser somados em volume ao volume de água).

Trata-se de uma equação teórica cuja aplicação é mais didática no sentido de contribuir para o entendimento da estrutura interna do concreto do que propriamente para obter-se dela parâmetros práticos de aplicação direta.

Analisando-a, podemos observar que para alterar a resistência à compressão devemos atuar sobre o grau de hidratação ou sobre a relação água/cimento.

---

(3) COLLEPARDI, Mário. *Scienza e Tecnologia del Calcestruzzo*. Milano, Ulrico Hoepli, 1980. p. 149.

A alteração do grau de hidratação é conseguida através de:

* mudanças do tipo de cimento (composição química ou características físicas);
* alteração nas condições de cura (idade, umidade e temperatura);
* emprego de aditivos aceleradores ou retardadores.

A alteração da relação água/cimento pode ser alcançada através de:

* mudança do tipo de cimento (finura ou composição química);
* mudança dos agregados (textura, dimensão, granulometria, absorção d'água);
* emprego de aditivos redutores de água ou superplastificantes.

A resistência à compressão dos concretos, tanto para fins de dosagem quanto para controle da qualidade é obtida de ensaios normalizados nos quais as condições de cura são perfeitamente definidas e constantes. Desconsiderando as situações nas quais haja interesse no emprego de aditivos, o **grau de hidratação** passa então a ser função exclusiva do tipo de cimento e da idade escolhida para o ensaio de compressão axial. Parte do estudo experimental levado a cabo para a elaboração deste trabalho teve como objetivo avaliar a evolução no tempo, da resistência à compressão para cada tipo de cimento nacional, conforme descrito nas seções 3.2, 3.3 e 3.4, deste Capítulo.

Ao utilizar outros agregados ou empregar aditivos redutores de água ou superplastificantes, obtêm-se alterações imediatas no comportamento e características de concreto fresco, mantido o mesmo traço. Essa alteração poderá permitir ou obrigar - no caso de determinada obra - uma modificação da relação água/cimento

para adequar a trabalhabilidade do concreto fresco às condições de transporte, lançamento e adensamento desse concreto nas fôrmas. Num estudo laboratorial, no entanto, se mantida a **relação água/cimento**, a resistência à compressão passa a ser dependente exclusivamente do tipo de cimento considerado e da idade escolhida para o ensaio de compressão axial. A segunda parte do estudo experimental efetuado para a elaboração desta tese teve como objetivo encontrar a correlação entre a resistência à compressão dos diversos tipos de cimentos nacionais e a relação água/cimento, a diferentes idades conforme descrito nas seções 3.2, 3.3 e 3.5, deste Capítulo.

3.2 Estudo dos Cimentos Nacionais - descrição do experimento

3.2.1 Intrôdução e Objetivos:

No Brasil estão normalizados os sete tipos de cimento Portland indicados na Figura 11. Do total da produção nacional, em média, o cimento Portland comum participa com 78%, o cimento Portland de Alto Forno com 10% e o cimento Portland Pozolânico com 10% perfazendo um total parcial de 98%.[4] Devido a esse predomínio sobre os demais tipos - normalmente empregados em poucas obras específicas - optou-se pelo estudo desses cimentos, a saber: CP, classes 25 e 32; AF, classes 25 e 32 e POZ também nas classes 25 e 32 num total de seis cimentos distintos.

Os objetivos desta parte do trabalho compreendem o estudo da viabilidade da construção de curvas de evolução da resistência à compressão com a idade e curvas de correlação da resistência à

---

(4) SINDICATO NACIONAL DA INDÚSTRIA DO CIMENTO. Rio de Janeiro, 1980/81. p. 4.

Denominação	Sigla	Classes	Idade do ensaio	Norma INMETRO
Cimento Portland comum	CP	25 32 40	28 dias	NBR 5732
Cimento Portland de Alto Forno	AF	25 32	28 dias	NBR 5735
Cimento Portland Pozolânico	POZ	25 32	28 dias	NBR 5736
Cimento Portland de Alta Resistência Inicial	ARI	31	07 dias	NBR 5733
Cimento Portland de Moderada Resistência a Sulfato	MRS	25	28 dias	NBR 5737
Cimento Portland de Alta Resistência a Sulfato	ARS	20	28 dias	NBR 5737
Cimento Portland Destinado à Cimentação de Poços Petrolíferos	MRS ARS	2,1 10,3	8h a 38°C 8h a 60°C	NBR 9309

FIGURA 11. Tipos normalizados de cimentos nacionais

compressão dos diferentes cimentos com a relação água/cimento. Essas curvas médias poderão ser utilizadas como referencial para os estudos de dosagem,[5] quaisquer que sejam os agregados empregados, tendo portanto, validade nacional.

Com a intenção de obter amostras representativas de todos os cimentos nacionais, foi preparada e encaminhada uma carta diretamente às 56 fábricas de cimento a partir de relação preparada pela ABCP,[6] solicitando o envio de dois sacos, ao

---

(5) Vide 4a. etapa da Figura 3 sobre atividades de um estudo de dosagem, seção 1.3, capítulo I.

(6) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND - ABCP. *Sinopse do Cimento no Brasil*. São Paulo, ABCP, 1980. 22p.

Laboratório de Concreto do Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo - IPT, de cada tipo e classe de cimento por elas produzido. A resposta foi absolutamente positiva e do total recebido foi possível selecionar: 30 cimentos tipo CP32, 9 cimentos tipo AF32, 4 cimentos tipo POZ32, 12 cimentos tipo CP25, 1 cimento tipo AF25 e 3 cimentos tipo POZ25, num total de 59 cimentos, com origem em todas as fábricas do território nacional.

3.2.2 Programação dos Ensaios:

Cada cimento foi caracterizado do ponto de vista físico, químico e mecânico segundo os ensaios descritos na Figura 12.

Características	Determinações	Método de Ensaio
Químicas	Perda ao fogo	NBR 5743
	Resíduo insolúvel	NBR 5744
Físicas	Massa específica	NBR 6474
	Finura na peneira 200(# 0,075mm)	NBR 7215
	Finura na peneira 325(# 0,030mm)	NBR 9202
	Área específica	NBR 7224
Mecânicas	Resistência à compressão	NBR 7215

FIGURA 12. Ensaios de caracterização dos cimentos nacionais.

Com cada cimento foi preparada uma argamassa de relação água/cimento em massa variável de 0,38; 0,48; 0,58; 0,68 a 0,78 com a intenção de cobrir o campo das relações água/cimento empregadas nos concretos correntes. Os ensaios de resistência à compressão foram efetuados às idades de 3, 7, 28 e 91 dias. Até a data da ruptura os corpos de prova foram mantidos em câmara úmida

com umidade relativa acima de 98% e temperatura de (23 + 2)° C.

Todas as argamassas foram preparadas com areia normal brasileira, especificada na NBR 7214 com traço em massa de 1 (cimento): 3 (areia normal). Os corpos de prova com diâmetro 5cm e altura 10cm foram moldados, curados, capeados e rompidos à compressão axial de acordo com uma adaptação dos procedimentos descritos no método de ensaio NBR 7215. Para cada situação foram moldados dois corpos de prova e tomado o valor médio para análise dos resultados. Um resumo do programa de ensaios é o seguinte:

* idade.....3, 7, 28 e 91 dias.
* relação água/cimento em massa....0,38; 0,48; 0,58; 0,68 e 0,78.
* cimentos.....59 procedências.
* tipos de cimentos.....CP, AF e POZ.
* exemplares.....1.180.
* número total de corpos de prova.....2.360.

Os ensaios foram realizados durante um período de um ano e dois meses, à medida da chegada das amostras de cimento, num ritmo de ensaio de cerca de dez corpos de prova por dia útil de trabalho.

3.2.3 Resultados Obtidos:

Os resultados médios obtidos estão apresentados nas Tabelas do Anexo A, a saber:

* cimento Portland comum - CP32.....Tabelas A.1.1; A.1.2; A.1.1.3 e A.1.4.
* cimento Portland de Alto Forno - AF32....Tabelas A.2.1 e A.2.2.
* cimento Portland Pozolânico - POZ32.....Tabela A.3.
* cimento Portland comum - CP25.....Tabela A.4.1 e A.4.2.
* cimento Portland de Alto Forno - AF25.....Tabela A.5.
* cimento Portland Pozolânico - POZ25.....Tabela A.6.

3.3 Estudo dos Cimentos Nacionais - análise parcial dos resultados

Com os resultados apresentados nas Tabelas A.1 a A.6 do Anexo A, foram construídas as Tabelas B.1.1 e B.1.2 apresentadas no Anexo B, que mostram os parâmetros estatísticos característicos dos diferentes tipos de cimentos nacionais.

Com o objetivo de avaliar a variabilidade da resistência à compressão dos cimentos nacionais foram construídas as Figuras 13 e 14, nas quais estão indicados o desvio padrão e o coeficiente de variação em função da resistência média à compressão obtida das argamassas amassadas com cada cimento e para uma dada condição de ensaio (idade e relação água/cimento).

Observando-se as Tabelas B.1.1 e B.1.2 e as Figuras 13 e 14 pode-se afirmar:

1.) o desvio padrão e o coeficiente de variação dos resultados mostraram-se dependentes do nível da resistência média considerado;

2.) argamassas amassadas com relação água/cimento baixa ou argamassas rompidas a idade elevada - com grau de hidratação elevado - apresentaram desvio padrão mais alto, principalmente após a resistência média superar 20 MPa. Nestes casos o coeficiente de variação mostrou tendência nítida de queda progressiva;

3.) sempre que a resistência média for inferior a 20 MPa os desvios padrões obtidos apresentaram tendência nítida de queda em relação ao valor obtido para resistências acima de

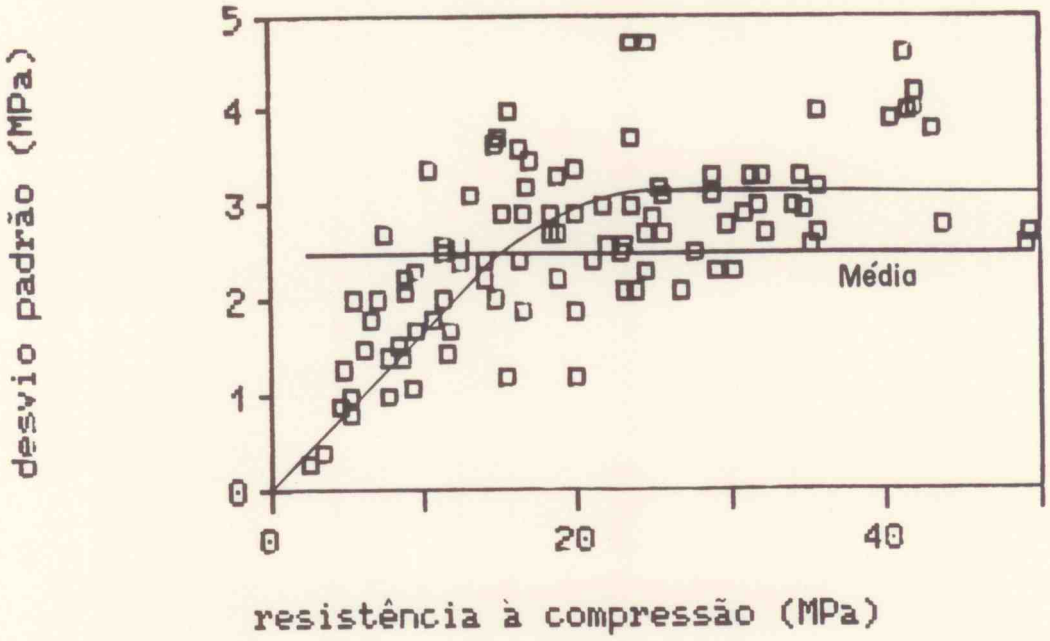


FIGURA 13. Desvio padrão em função da resistência média à compressão obtida das argamassas amassadas com cimentos nacionais.

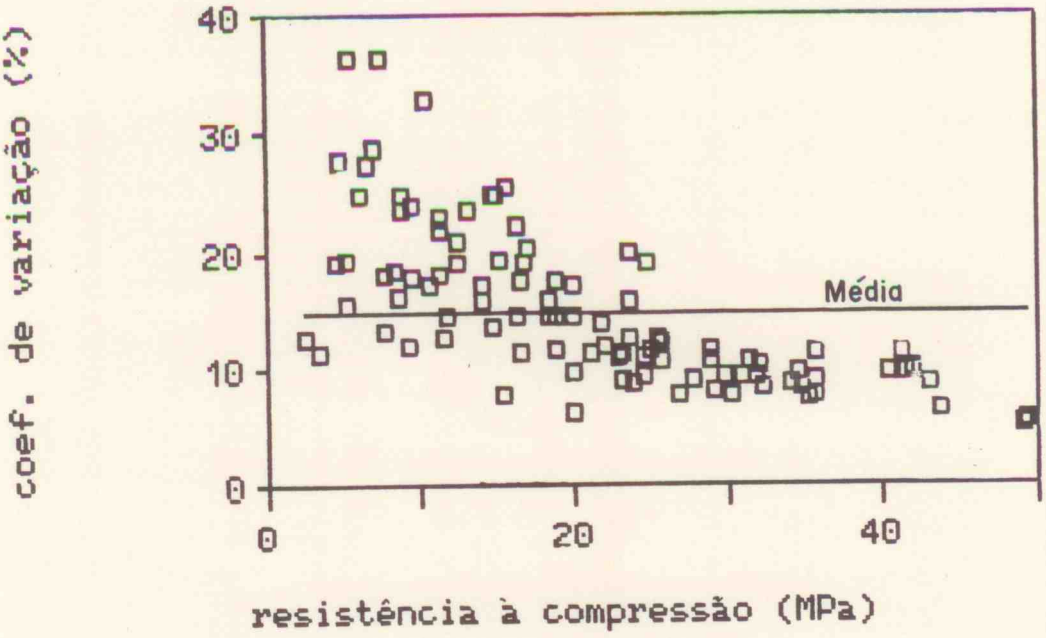


FIGURA 14. Coeficiente de variação em função da resistência média à compressão obtida das argamassas com cimentos nacionais.

20 MPa. Os coeficientes de variação, neste caso, apresentaram-se variáveis.

Esse comportamento mostrou-se análogo ao observado na produção de concretos. Para resistências acima de 20 MPa o desvio padrão tende a manter-se com menor dispersão enquanto abaixo de 20 MPa, prevalesce a tendência de constância do coeficiente de variação.[7]

Considerando que a resistência à compressão mínima característica dos cimentos nacionais normalizados é 20 MPa, correspondente ao cimento tipo ARS (vide Figura 11) e que todos os outros tipos têm resistência acima de 25 MPa, pode-se em primeira instância considerar que a variabilidade da produção de um determinado tipo de cimento deve ser avaliada, preferencialmente, pelo desvio padrão do processo de produção e ensaio e não pelo coeficiente de variação. Verifica-se também que o desvio padrão médio, para resistências acima de 20 MPa é da ordem de 3,1 MPa, abaixo do valor limite de 4,5 MPa adotado nas novas normas de cimento Portland Pozolânico e cimento Portland de Alto Forno recém homologadas pelo Comitê Brasileiro de Cimento, Concreto e Agregados - CB-18 da ABNT.[9]

Com base nos resultados obtidos e como referência para as análises seguintes deste trabalho, admitiu-se o coeficiente de variação, para resistências médias abaixo de 20 MPa, como sendo da ordem de 20%.

---

(7) RACKWITZ, R. *Statistical Control in Concrete Structures*. CEB International Course on Structural Concrete. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil - LNEC, 1973.

(8) HELENE, Paulo R.L. O Ensaio e o Controle na Maior Economia do Cimento. *A Construção São Paulo*. Ano XXXIV, (1729): 8-14, 30 marc. 1981.

(9) ESPER, Mário William. Conceitos Adotados nas Normas de Cimento Portland. In: *IV Simpósio Nacional de Normalização de Cimento, Concreto e Agregados*. São Paulo, nov. 1986. *Anais*... Comitê Brasileiro de Cimento, Concreto e Agregados - CB-18 da ABNT, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1986.

correspondente risco de má identificação dos corpos de prova ou mesmo erros de anotações e transcrições - medir a variabilidade das operações de ensaio. Para tal avaliação foi utilizado o estudo da distribuição por amostragem da amplitude de amostras conhecidas.

Para a estimativa do desvio padrão das operações de ensaio em função das amplitudes dos resultados de pares de corpos de prova de mesmo exemplar calculou-se:[10]

$$se = 0{,}8865 . \sum_{i=1}^{n} Ai/n$$

onde: se = desvio padrão das operações de ensaio em MPa;

Ai = diferença entre o maior e o menor resultado de pares de corpos de prova de mesmo exemplar, em MPa;

n = número de exemplares considerados.

Com esses valores é possível calcular o coeficiente de variação das operações de ensaio, a saber:

$$ve = se/fccm.100$$

onde: ve = coeficiente de variação das operações de ensaio, em %;

fccm = resistência média à compressão dos exemplares considerados em MPa;

se = desvio padrão das operações de ensaio, em MPa.

Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela B.2 do Anexo B. Com eles foram construídas as Figuras 15 e 16. Analisando a Tabela B.2 e as Figuras citadas pode-se concluir que:

---

(10) FUSCO, Péricles Brasiliense. *Estruturas de Concreto. Fundamentos Estatísticos da Segurança das Estruturas.* São Paulo, McGraw-Hill, EDUSP, 1976. p. 194.

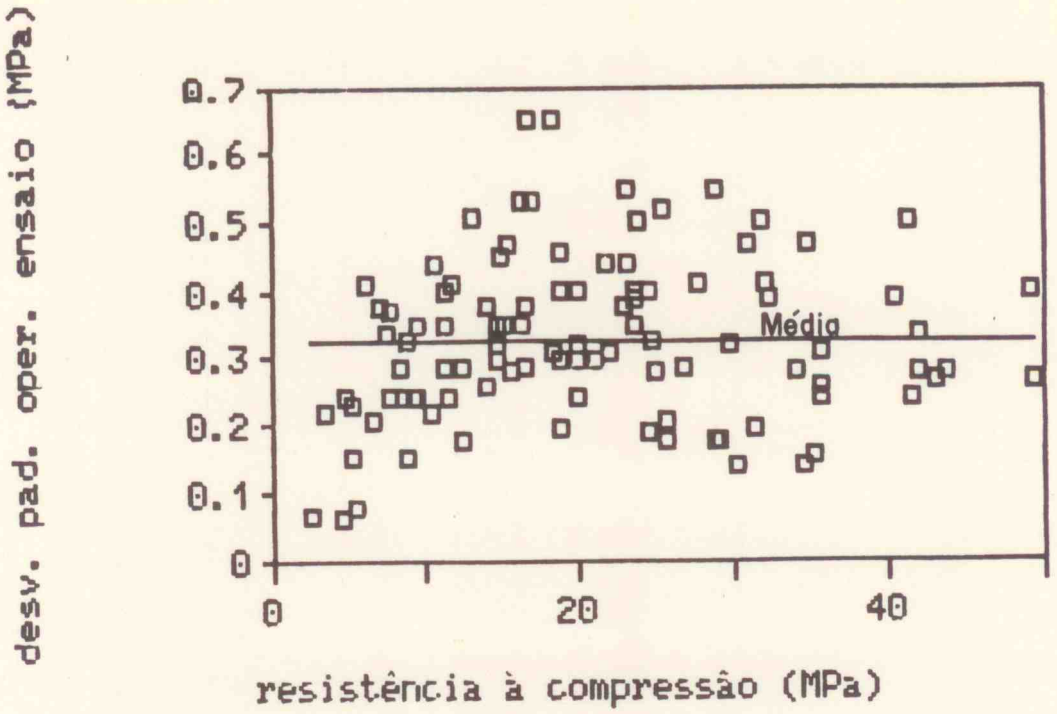


FIGURA 15. Desvio padrão das operações de ensaio em função da resistência média à compressão obtida das argamassas amassadas com cimentos nacionais.

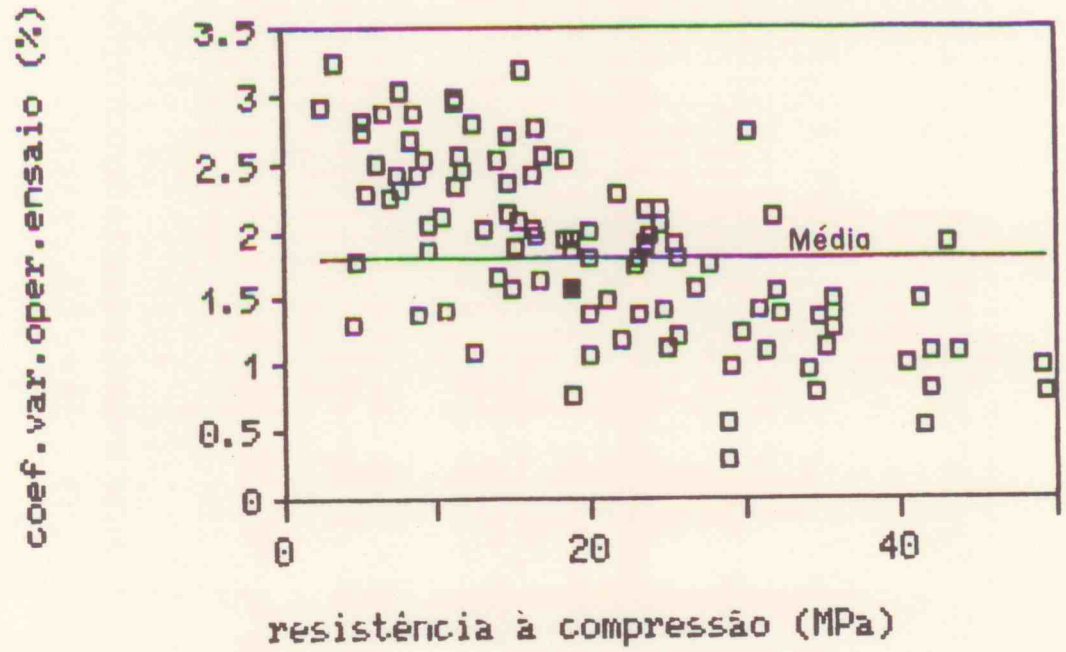


FIGURA 16. Coeficiente de variação das operações de ensaio em função da resistência média à compressão obtida das argamassas amassadas com cimentos nacionais.

1.) O desvio padrão e o coeficiente de variação das operações de ensaio mostraram-se influenciados pelo nível de resistência média considerado;

2.) O desvio padrão não superou 0,6 MPa mantendo-se no valor médio da ordem de 0,35 MPa;

3.) O coeficiente de variação apresentou valor médio em torno de 1,7% estando praticamente todos abaixo de 3%.

Confrontando os resultados obtidos com os valores limites recomendados pelo "ACI-214"[11], pode-se concluir que os ensaios efetuados tiveram variabilidade mínima e que o rigor das operações de ensaio pode ser considerado, em sua maioria, **excelente.** Nos poucos casos em que o coeficiente de variação superou 3%, mantendo-se abaixo de 4%, as operações de ensaio são classificadas pelo "ACI-214" como ainda **muito boas.**

Com base nos resultados obtidos e como referência para as análises seguintes deste trabalho admitiu-se o coeficiente de variação das operações de ensaio da ordem de 1,7% e o desvio padrão médio das operações de ensaio da ordem de 0,35 MPa.

3.4 Evolução da Resistência à Compressão com a Idade

Conforme apresentado anteriormente na seção 3.1, através da equação de Powers[12], pode-se observar que fixada uma relação água/cimento, a resistência à compressão é função exclusiva do

---

(11) COMMITTEE-ACI-214.77. Rev. 83. *Recommended Practice for Evaluation of Compression Test Results of Field Concrete.* [Controle Estatístico de Resistência do Concreto]. Trad. Antonio C.R. Laranjeiras. Salvador, DER-BA, Serviço de Pesquisas Tecnológicas, 1979.

(12) Vide (eq. V) seção 3.1, capítulo III.

grau de hidratação do cimento, sempre que se tratar de concretos correntes amassados com agregados convencionais de resistência superior a 60 MPa.

Neste estudo, o grau de hidratação foi substituído pela idade da argamassa na data do ensaio de compressão axial, uma vez que todas as demais variáveis - temperatura, umidade ambiente e agregados - foram mantidas constantes.

A resistência média à compressão obtida a 28 dias de idade foi adotada como referencial, ou seja, para cada cimento e cada relação água/cimento foi calculada a evolução relativa da resistência à compressão em qualquer idade comparativamente à resistência média obtida aos 28 dias naquelas condições, segundo a fórmula clássica.[13]

$$fccj/fccm28 = K7/K8^{1/\sqrt{t}} \qquad \text{(eq. VI)}$$

onde: fccj = resistência à compresão à idade de j dias para uma dada relação água/cimento, em MPa;

fccm28 = resistência à compressão média a 28 dias de idade para a mesma relação água/cimento, em MPa;

K7 e K8 ctes que dependem dos materiais;

t idade, em dias.

Para permitir a regressão linear a (eq. VI) foi transformada em:

$$\log(fccj/fccm28) = K9 + K10.1/\sqrt{t} \qquad \text{(eq. VII)}$$

onde K9 e K10 são constantes que também dependem dos materiais utilizados no amassamento da argamassa ou do concreto.

---

(13) SADRAN, G. & DELLYES, R. Représentation linéaire de la resistence mécanique des ciments en function du temps. Application à la normalisation. *Revue des Matériaux de Construction*. Paris, (606):93-106, 1966.

Na Tabela 1, são apresentados os valores obtidos dos cálculos de regressão pelo método dos mínimos quadrados.

TABELA 1. Constantes, coeficientes angulares e coeficientes de correlação da (eq. VII)*

Tipo e classe de cimento	Relação água/cimento (kg/kg)	Constante (K9)	Coeficiente angular (K10)	Coeficiente de correlação linear (r)
CP32	0,38	0,13033	-0,69493	0,82
	0,48	0,14922	-0,79468	0,84
	0,58	0,18184	-0,96478	0,87
	0,68	0,21484	-1,13496	0,88
	0,78	0,22789	-1,21041	0,86
AF32	0,38	0,20412	-1,08634	0,93
	0,48	0,21748	-1,15167	0,94
	0,58	0,26482	-1,40393	0,96
	0,68	0,28780	-1,51867	0,95
	0,78	0,31806	-1,68654	0,97
POZ32	0,38	0,14613	-0,77296	0,91
	0,48	0,15534	-0,82527	0,92
	0,58	0,19033	-1,01348	0,94
	0,68	0,22531	-1,18970	0,96
	0,78	0,25768	-1,36582	0,95
CP25	0,38	0,14613	-0,76630	0,86
	0,48	0,16137	-0,85350	0,86
	0,58	0,19312	-1,02446	0,88
	0,68	0,22531	-1,19101	0,89
	0,78	0,24304	-1,28360	0,89
AF25	0,38	0,22272	-1,18247	1,00
	0,48	0,24055	-1,26773	1,00
	0,58	0,27646	-1,46849	1,00
	0,68	0,28103	-1,48258	1,00
	0,78	0,29667	-1,57272	0,99
POZ25	0,38	0,17609	-0,93040	0,96
	0,48	0,24551	-1,19590	0,98
	0,58	0,27416	-1,44523	0,97
	0,68	0,29885	-1,58385	0,98
	0,78	0,31387	-1,65896	0,98

* $\log(f_{ccj}/f_{ccm28}) = K9 + K10 \cdot 1/\sqrt{t}$

Com os resultados obtidos de cada tipo e classe de cimento, tomados das Tabelas do Anexo A, e com os valores da Tabela 1, foram construídas 30 curvas de evolução da resistência com a

idade, obtendo-se as Figuras C.1 a C.30 apresentadas no Anexo C. Nessas curvas estão indicadas a reta média da regressão e o intervalo da melhor estimativa da média, com 95% de confiança.[14]

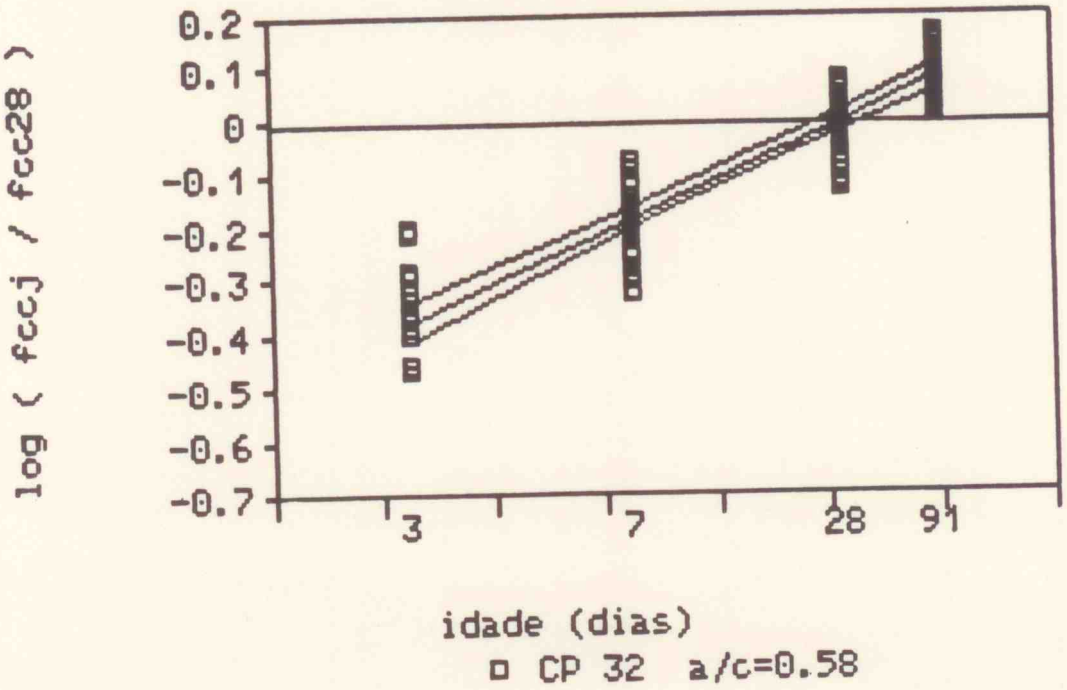
Como é possível observar na Figura 17, escolhida para exemplificar as trinta curvas citadas, o intervalo de confiança e a reta média praticamente se confundem. Esse fato mostra a validade do modelo proposto e a representatividade da curva média encontrada como característico da evolução da resistência com a idade, para cada tipo e classe de cimento com determinada relação água/cimento.

Tango[15] demonstrou - a partir da extensa análise de mais de 1200 resultados de ensaios efetuados no IPT - que a previsão da resistência à compressão a 28 dias de idade, a partir de resultados a 2,3 ou 7, dias apresenta menor dispersão quando são usados os coeficientes médios da curva de Abrams obtidos dos resultados do ano anterior em lugar daqueles conhecidos do mês anterior. Essa constatação vem reforçar os resultados obtidos neste trabalho, ou seja, é conveniente empregar os valores médios de resistência relativa à compressão obtidos para cada tipo e classe de cimento para previsão da evolução da resistência relativa com a idade. O valor médio de um tipo e classe de cimento em determinado intervalo de tempo pode representar bem - até melhor que um valor individual específico obtido em data recente e anterior - a evolução relativa buscada em períodos subsequentes.

---

(14) O intervalo de confiança foi construído somente para as amostras com número de exemplares superiores a oito (CP32, CP25 e AF320.

(15) TANGO, Carlos Eduardo de Siqueira. *Contribuição ao Estudo da Previsão da Resistência à Compressão de Cimentos e Concretos*. São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo-EPUSP, 1983. p. 107. Dissertação de Mestrado.



Obs.: Na escala das abcissas está indicado o inverso da raiz quadrada da idade com o sinal negativo.

$$\frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.52}{9.22}^{1/\sqrt{t}}$$

FIGURA 17. Relação média entre resistência à compressão em qualquer idade e resistência à compressão aos 28 dias, para relação a/c= 0.58 cimentos CP 32.

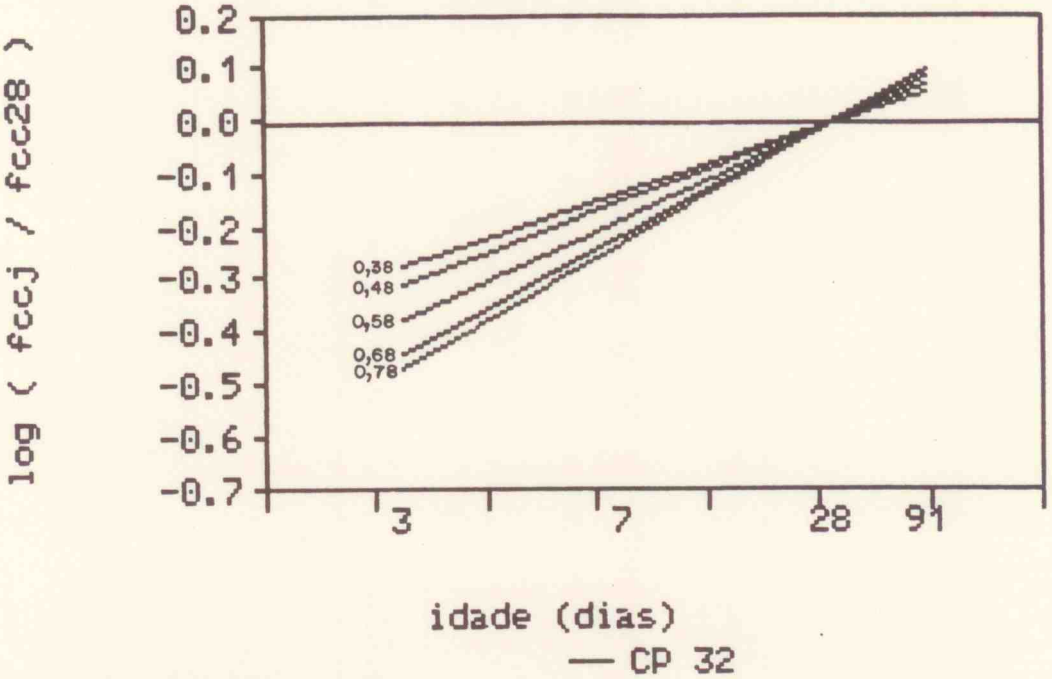
Os resultados médios obtidos para cada tipo e classe de cimento foram reunidos em um único gráfico demonstrando a interessante influência da relação água/cimento no coeficiente de evolução da resistência com a idade, conforme se pode observar nas Figuras 18, 19, 20, 21, 22 e 23, apresentadas a seguir.

A taxa de crescimento da resistência à compressão é menor quando a relação água/cimento é baixa comparativamente à taxa de crescimento para relação água/cimento alta, conforme se visualiza na Tabela 2.

Através da observação da Tabela 2 nota-se que a evolução da resistência à compressão é bastante similar segundo o tipo de cimento considerado, independentemente da classe. Pode-se notar que a evolução de 28 dias a 91 dias é sistematicamente maior - da ordem de 5% - para os cimentos de mesmo tipo e classe inferior, comparativamente à classe superior.

Observa-se também que os cimentos Portland com adições ativas - escória e pozolana - apresentam crescimento significativamente superior - da ordem de 8% - a 91 dias de idade, comparativamente ao cimento Portland comum. Essas constatações se devem às reações pozolônicas que são mais lentas e só ocorrem em presença de água, demonstrando uma vez mais a importância e a vantagem da cura prolongada nos casos de emprego de cimentos com adições ativas.

A dispersão das taxas de crescimento da resistência foi sempre superior na idade de 3 dias, comparativamente às idades superiores principalmente 28 e 91 dias. Essa constatação pode ser explicada pelo fato da resistência à compressão a baixa idade depender da hidratação de compostos distintos daqueles que mais



- a/c = 0.38 $\frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.35}{4.95^{1/\sqrt{T}}}$

- a/c = 0.48 $\frac{fccj}{fcc\ 28} \quad \frac{1.41}{6.23^{1/\sqrt{T}}}$

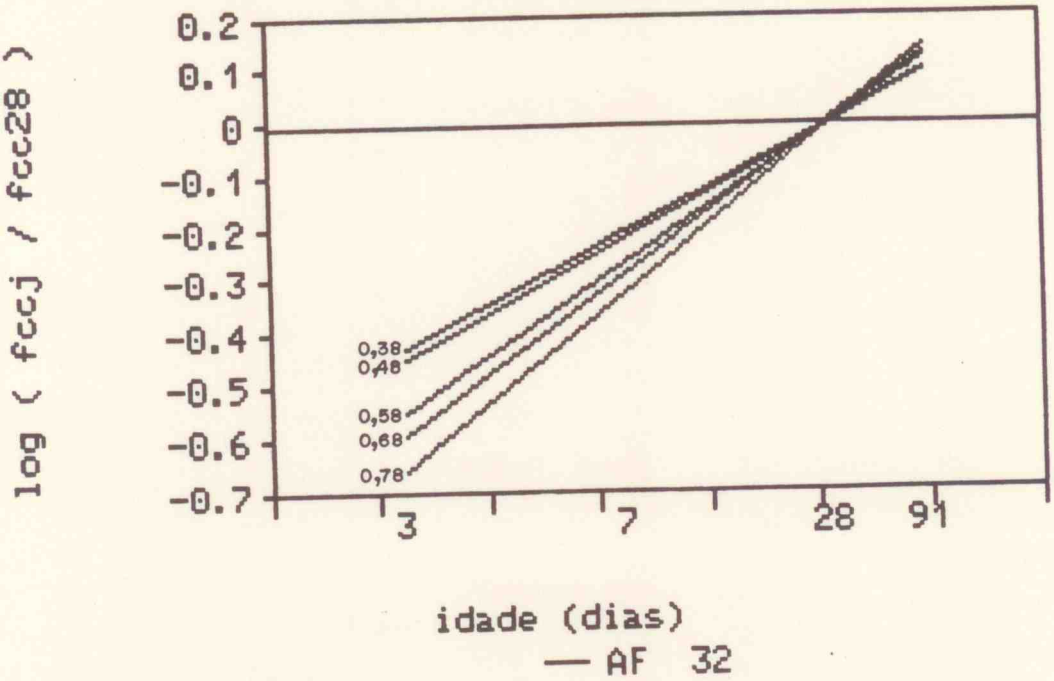
- a/c = 0.58 $\frac{fccj}{fcc\ 28} = \frac{1.52}{9.22^{1/\sqrt{T}}}$

- a/c = 0.68 $\frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.64}{13.6^{1/\sqrt{T}}}$

- a/c = 0.78 $\frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.69}{16.2^{1/\sqrt{T}}}$

Obs.: Na escala das abcissas está indicado o inverso da raiz quadrada da idade com o sinal negativo.

FIGURA 18. Relação entre a resistência à compressão em qualquer idade e a resistência aos 28 dias em função da idade e da relação água/cimento, cimentos CP 32



- a/c = 0.38 $\frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.60}{12.2^{1/\sqrt{t}}}$

- a/c = 0.48 $\frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.65}{14.2^{1/\sqrt{t}}}$

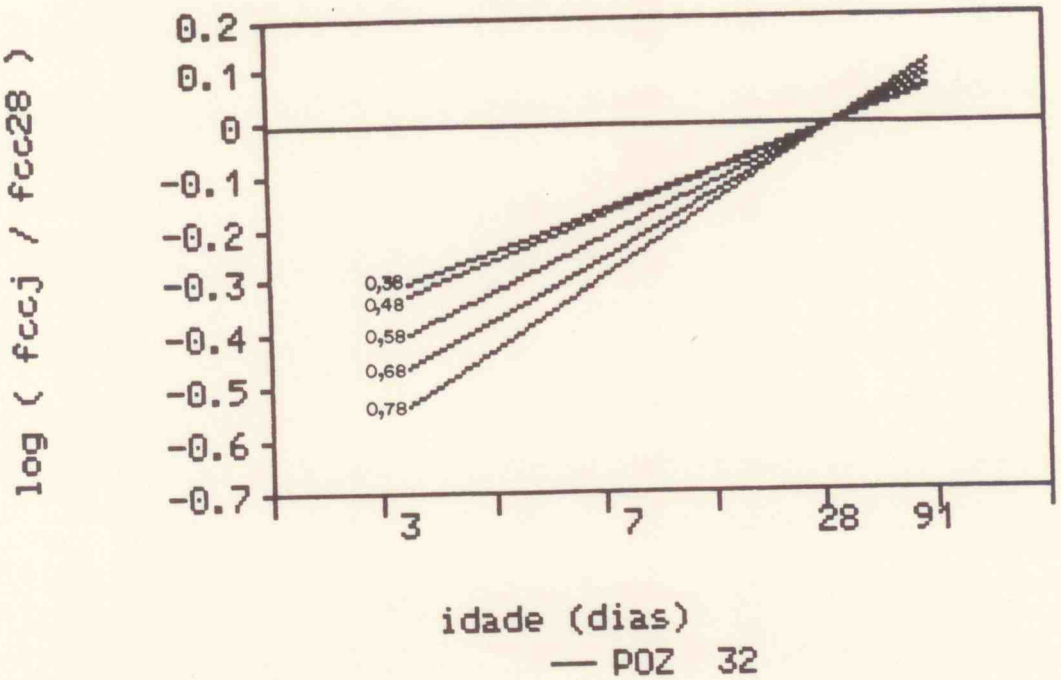
- a/c = 0.58 $\frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.84}{25.3^{1/\sqrt{t}}}$

- a/c = 0.68 $\frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.94}{33.0^{1/\sqrt{t}}}$

- a/c = 0.78 $\frac{fccj}{fcc28} = \frac{2.08}{48.6^{1/\sqrt{t}}}$

Obs.: Na escala das abcissas está indicado o inverso da raiz quadrada da idade com o sinal negativo.

FIGURA 19. Relação entre a resistência à compressão em qualquer idade e a resistência aos 28 dias em função da idade e da relação água/cimento, cimentos AF 32



- $a/c = 0.38 \quad \frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.40}{5.93^{1/\sqrt{t}}}$

- $a/c = 0.48 \quad \frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.43}{6.69^{1/\sqrt{t}}}$

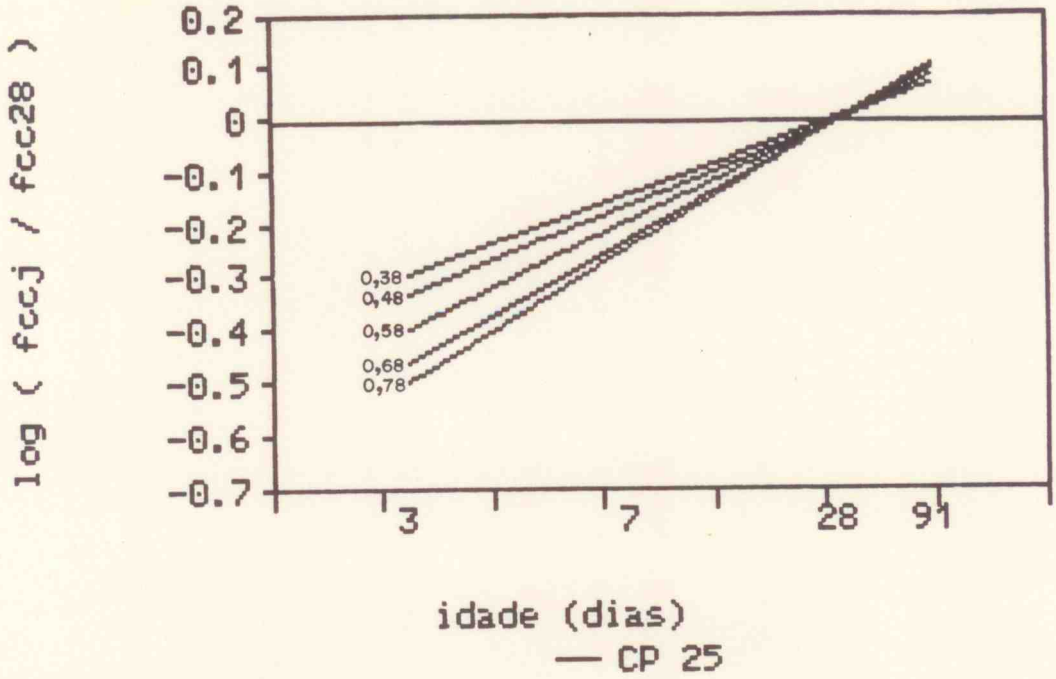
- $a/c = 0.58 \quad \frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.55}{10.3^{1/\sqrt{t}}}$

- $a/c = 0.68 \quad \frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.68}{15.5^{1/\sqrt{t}}}$

- $a/c = 0.78 \quad \frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.81}{23.2^{1/\sqrt{t}}}$

Obs.: Na escala das abcissas está indicado o inverso da raiz quadrada da idade com o sinal negativo.

FIGURA 20. Relação entre a resistência à compressão em qualquer idade e a resistência aos 28 dias em função da idade e da relação água/cimento, cimentos POZ 32



- $a/c = 0.38 \quad \frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.40}{5.84^{1/\sqrt{T}}}$

- $a/c = 0.48 \quad \frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.45}{7.14^{1/\sqrt{T}}}$

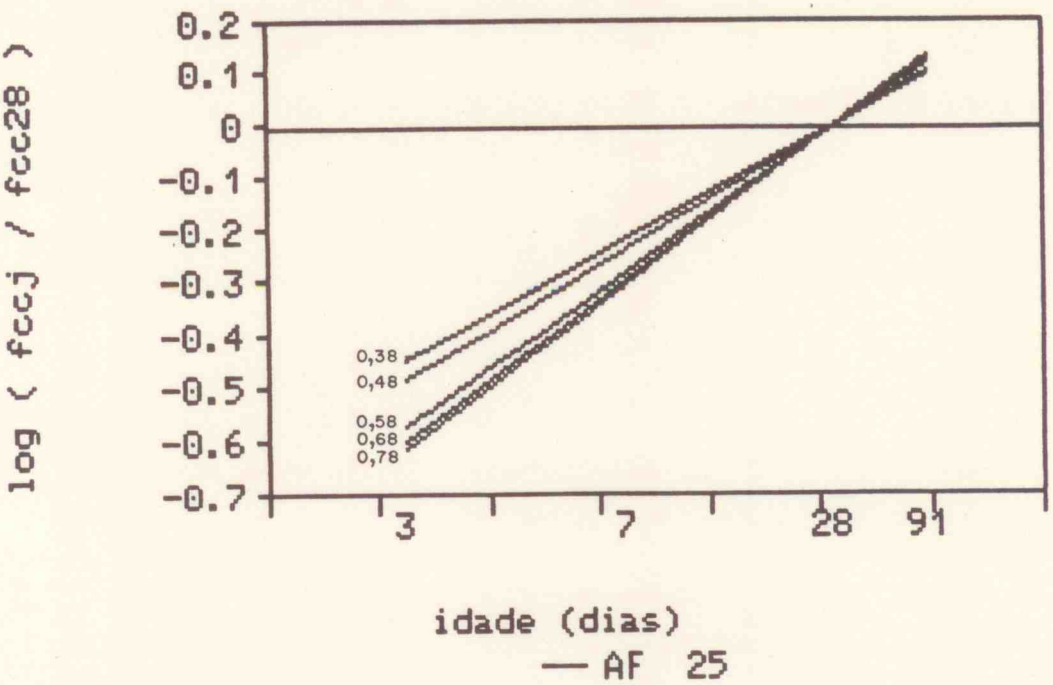
- $a/c = 0.58 \quad \frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.56}{10.6^{1/\sqrt{T}}}$

- $a/c = 0.68 \quad \frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.68}{15.5^{1/\sqrt{T}}}$

- $a/c = 0.78 \quad \frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.75}{19.2^{1/\sqrt{T}}}$

Obs.: Na escala das abcissas está indicado o inverso da raiz quadrada da idade com o sinal negativo.

FIGURA 21. Relação entre a resistência à compressão em qualquer idade e a resistência aos 28 dias em função da idade e da relação água/cimento, cimentos CP 25



- $a/c = 0.38 \quad \frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.67}{15.2^{1/\sqrt{T}}}$

- $a/c = 0.48 \quad \frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.74}{18.5^{1/\sqrt{T}}}$

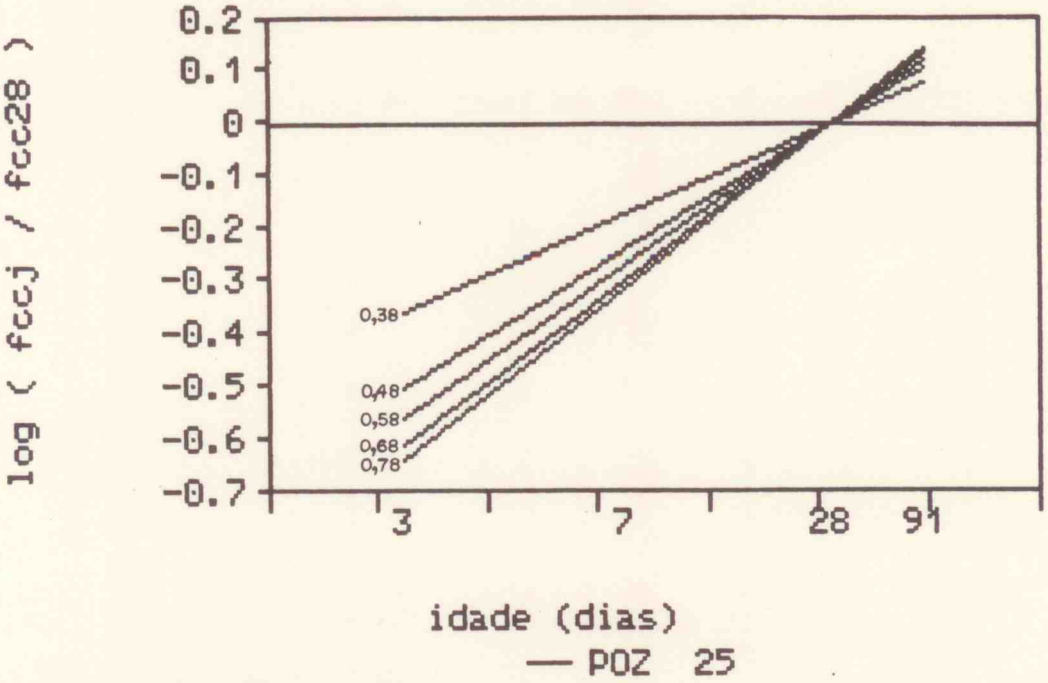
- $a/c = 0.58 \quad \frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.89}{29.4^{1/\sqrt{T}}}$

- $a/c = 0.68 \quad \frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.91}{30.4^{1/\sqrt{T}}}$

- $a/c = 0.78 \quad \frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.98}{37.4^{1/\sqrt{T}}}$

Obs.: Na escala das abcissas está indicado o inverso da raiz quadrada da idade com o sinal negativo.

FIGURA 22. Relação entre a resistência à compressão em qualquer idade e a resistência aos 28 dias em função da idade e da relação água/cimento, cimentos AF 25



- a/c = 0.38 $\frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.50}{8.52^{1/\sqrt{t}}}$

- a/c = 0.48 $\frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.76}{19.8^{1/\sqrt{t}}}$

- a/c = 0.58 $\frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.88}{27.9^{1/\sqrt{t}}}$

- a/c = 0.68 $\frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.99}{38.4^{1/\sqrt{t}}}$

- a/c = 0.78 $\frac{fccj}{fcc28} = \frac{2.06}{45.6^{1/\sqrt{t}}}$

Obs.: Na escala das abcissas está indicado o inverso da raiz quadrada da idade com o sinal negativo.

FIGURA 23. Relação entre a resistência à compressão em qualquer idade e a resistência aos 28 dias em função da idade e da relação água/cimento, cimentos POZ 25

TABELA 2. Coeficientes médios de crescimento da resistência à compressão com a idade, referida a 28 dias.

Tipo e classe de cimento	Relação a/c (kg/kg)	Coeficientes médios de crescimento da resistência (fccj/fcc28)			
		3 dias	7 dias	28 dias	91 dias
CP32	0.38	0.54	0.74	1.00	1.14
	0.48	0.49	0,71	1.00	1.16
	0.58	0.42	0.66	1.00	1.20
	0.68	0.36	0.61	1.00	1.25
	0.78	0.34	0.50	1.00	1.26
AF32	0.38	0.38	0.62	1.00	1.23
	0.48	0.36	0.61	1.00	1.25
	0.58	0.28	0.54	1.00	1.31
	0.68	0.26	0.52	1.00	1.34
	0.78	0.22	0.48	1.00	1.38
POZ32	0.38	0.50	0.71	1.00	1.16
	0.48	0.48	0.70	1.00	1.17
	0.58	0.40	0.64	1.00	1.21
	0.68	0.35	0.60	1.00	1.26
	0.78	0.29	0.55	1.00	1.30
CP25	0.38	0.51	0.72	1.00	1.16
	0.48	0.47	0.69	1.00	1.18
	0.58	0.40	0.64	1.00	1.22
	0.68	0.35	0.60	1.00	1.26
	0.78	0.32	0.57	1.00	1.28
AF25	0.38	0.35	0.60	1.00	1.26
	0.48	0.32	0.58	1.00	1.28
	0.58	0.27	0.53	1.00	1.33
	0.68	0.27	0.53	1.00	1.34
	0.78	0.24	0.50	1.00	1.35
POZ25	0.38	0.44	0.67	1.00	1.20
	0.48	0.31	0.57	1.00	1.29
	0.58	0.28	0.53	1.00	1.33
	0.68	0.24	0.50	1.00	1.36
	0.78	0.23	0.49	1.00	1.38

influenciam as resistências finais. A baixa idade estão mais hidratados[16] o aluminato tricálcico-C3A e o ferro-aluminato tetracálcico-C4AF enquanto a idades superiores, prevalesce a influência da hidratação dos silicatos bicálcico-C2S e

(16) NEVILLE, Adam M. *Propriedades do Concreto*. [Properties of Concrete]. Trad. Salvador Eugênio Giammusso. São Paulo, Ed. Pini, 1982. p. 14.

tricálcico-C3S, conforme se mostra na Figura 24. A variabilidade das porcentagens de C3A e C4AF nos diferentes cimentos considerados, pode ser responsável pela maior variabilidade dos resultados a baixa idade.

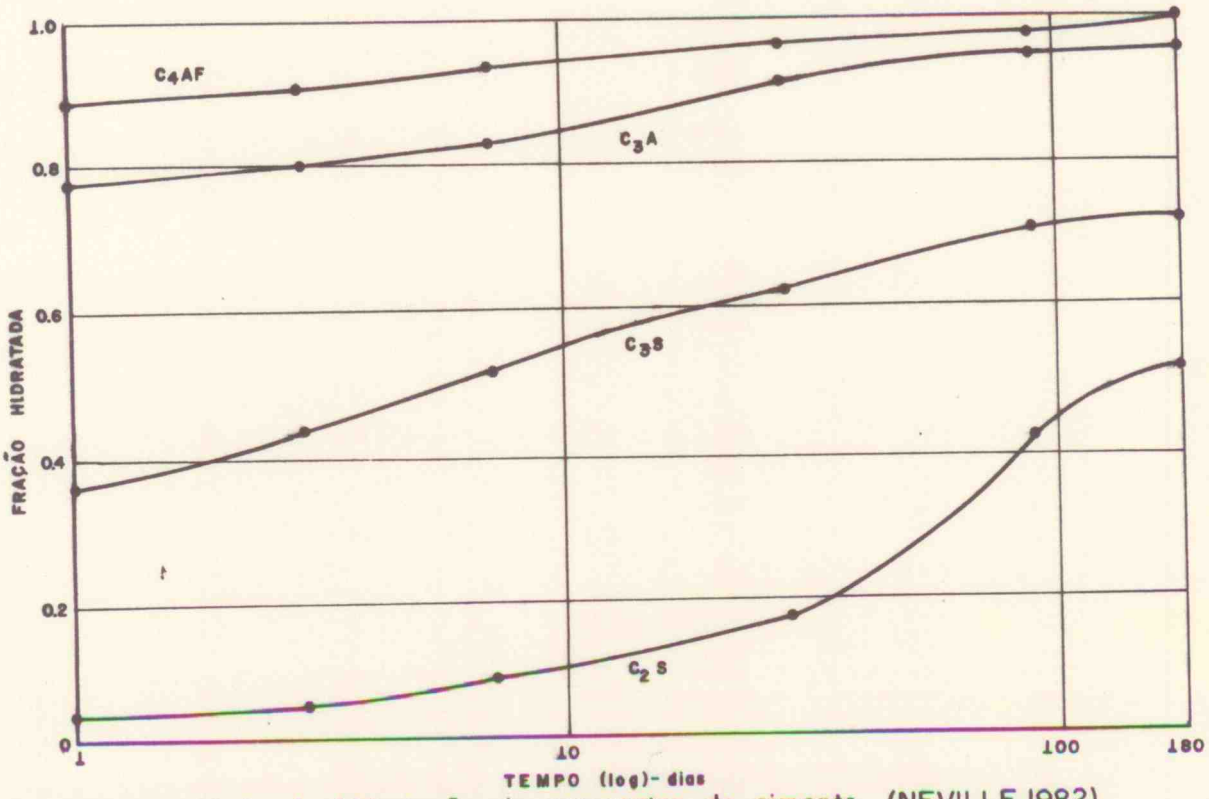


Figura 24. Velocidade de hidratação de compostos do cimento. (NEVILLE,1982)

A dependência da evolução relativa da resistência à compressão com a relação água/cimento pode ser explicada através do emprego do modelo de Powers. Tomando-se como referência as Figuras 18 a 23, pode-se definir a tangente das retas médias como uma função da relação água/cimento, do grau de hidratação e da idade, conforme demonstrado a seguir:

* considerando que:

$$fccj = K5 \left[\frac{0,679.yj}{0,3175.yj + a/c}\right]^{K6} \qquad (17)$$

---

(17) Vide (eq. V) seção 3.1, capítulo III.

$$fcc28 = K5 \left[\frac{0,679.y28}{0,3175.y28 + a/c}\right]^{K6} \qquad (17)$$

onde: fccj = resistência à compressão numa idade qualquer, em MPa;

fcc28 = resistência à compressão a 28 dias de idade, em MPa;

K5 e K6 constantes que dependem dos materiais empregados na mistura;

yj = grau de hidratação do cimento alcançado a j dias de idade, em %;

y28 = grau de hidratação do cimento alcançado a 28 dias de idade, em %;

a/c = relação (volume de água + volume ar) . massa específica da água/cimento em kg/kg;

j = idade em dias contada a partir da mistura da água ao cimento

e tomando-se por referência a Figura 25, temos:

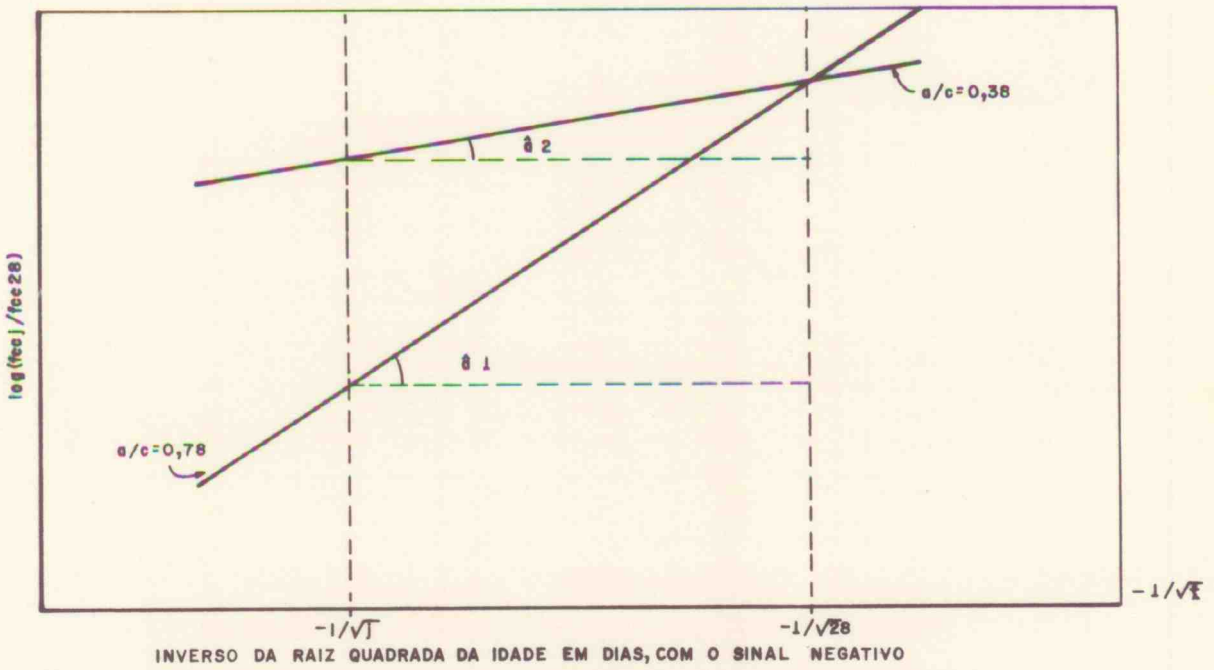


FIGURA 25 Representação esquemática da evolução da resistência à compressão com a idade

---

(17) Vide (eq. V) seção 3.1, capítulo III.

$$tg\ a = \frac{\log(fcc28/fcc28) - \log(fccj/fcc28)}{-1/\sqrt{28} - (-1/\sqrt{j})}$$

$$tg\ a = \frac{0 - \log\left[\frac{yj}{y28} \cdot \frac{0,3175 \cdot y28 + a/c}{0,3175 \cdot yj + a/c}\right]^{K6}}{1/\sqrt{j} - 1/\sqrt{28}}$$

$$tg\ a = \frac{-K6 \cdot [\log(yj/y28) + \log(0,3175 \cdot y28 + a/c) - \log(0,3175 \cdot yj + a/c)]}{1/\sqrt{j} - 1/\sqrt{28}}$$

$\therefore$ tg a = f(yj; j; a/c)

$\therefore$ derivando parcialmente em relação à a/c, temos:

$$\frac{d\ tg\ a}{d\ a/c} = \frac{-K6 \cdot 0,4343 \cdot [0 + (0,3175 \cdot y28 + a/c)^{-1} - (0,3175 \cdot yj + a/c)^{-1}]}{1/\sqrt{j} - 1/\sqrt{28}}$$

$$\frac{d\ tg\ a}{d\ a/c} = \frac{0,138 \cdot K6 \cdot (y28 - yj)}{(1/\sqrt{j} - 1/\sqrt{28})\ (0,3175 \cdot y28 + a/c)\ (0,3175 \cdot yj + a/c)} \qquad \text{(eq. VIII)}$$

$\therefore$ quando j $\leqslant$ 28 dias $\Rightarrow$ yj $\leqslant$ y28

logo, y28 - yj $\geqslant$ 0 e $(1/\sqrt{j} - 1/\sqrt{28}) \geqslant 0$ e

consequentemente $\frac{d\ tg\ a}{d\ a/c} \geqslant 0$

$\therefore$ quando j $>$ 28 dias $\Rightarrow$ y28 $<$ yj

logo, y28 - yj $<$ 0 e $(1/\sqrt{j} - 1/\sqrt{28}) < 0$ e

consequentemente $\frac{d\ tg\ a}{d\ a/c} > 0$

Sendo a derivada parcial de tg a com respeito à variável relação água/cimento, sempre positiva ($\geqslant$0), pode-se concluir que a função tg a é sempre crescente com respeito à relação a/c. Desta forma

tg a_1 > tg a_2 pois $(a/c)_1 > (a/c)_2$ e como consequência fica justificado teoricamente a partir do modelo de Powers, a constatação experimental observada neste trabalho, na qual sistematicamente $\hat{a}_1 > \hat{a}_2$ sempre que $(a/c)_1 > (a/c)_2$.

Nestes termos, é razoável esperar que os concretos de resistência média mais baixa, de relação água/cimento mais alta, apresentem um crescimento relativo maior da resistência com a idade que o crescimento esperado de concretos de relação a/c mais baixas.

Para fins de aplicação à normalização, esse aspecto é fundamental e deve ser levado em conta nos textos correspondentes como por exemplo no texto da NBR 7680 - Concreto Endurecido - Extração, Preparo, Ensaio e Análise de Testemunhos de Estruturas de Concreto - Procedimento, publicado em 1984 pela ABNT e no capítulo 16 da NBR 6118 - Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado - Procedimento, publicado em 1978.

3.5 Correlação da Resistência à Compressão com a Relação Água/Cimento

Conforme apresentado anteriormente na seção 3.1, através da equação de Powers,[18] pode-se observar que fixado um certo grau de hidratação, a resistência à compressão passa a ser função exclusiva da relação água/cimento, sempre que se tratar de concretos correntes amassados com agregados convencionais e de boa resistência.

Neste estudo, o grau de hidratação foi substituído pela idade da

---

(18) Vide (eq. V) na seção 3.1, capítulo III.

argamassa na data do ensaio de compressão axial, uma vez que todas as demais variáveis - temperatura, umidade ambiente e agregados - foram mantidas constantes.

O modelo de Abrams[19] foi adotado para representar a correlação entre a resistência média à compressão e a relação água/cimento da mistura, numa determinada idade.

Para permitir a regressão linear, a equação de Abrams foi transformada em:

$$\log fcc = K11 + K12 \cdot a/c \qquad \text{(eq. IX)}$$

onde K11 e K12 são constantes que dependem dos materiais utilizados no amassamento da argamassa ou do concreto.

Na Tabela 3, são apresentados os valores obtidos dos cálculos de regressão pelo método dos mínimos quadrados.

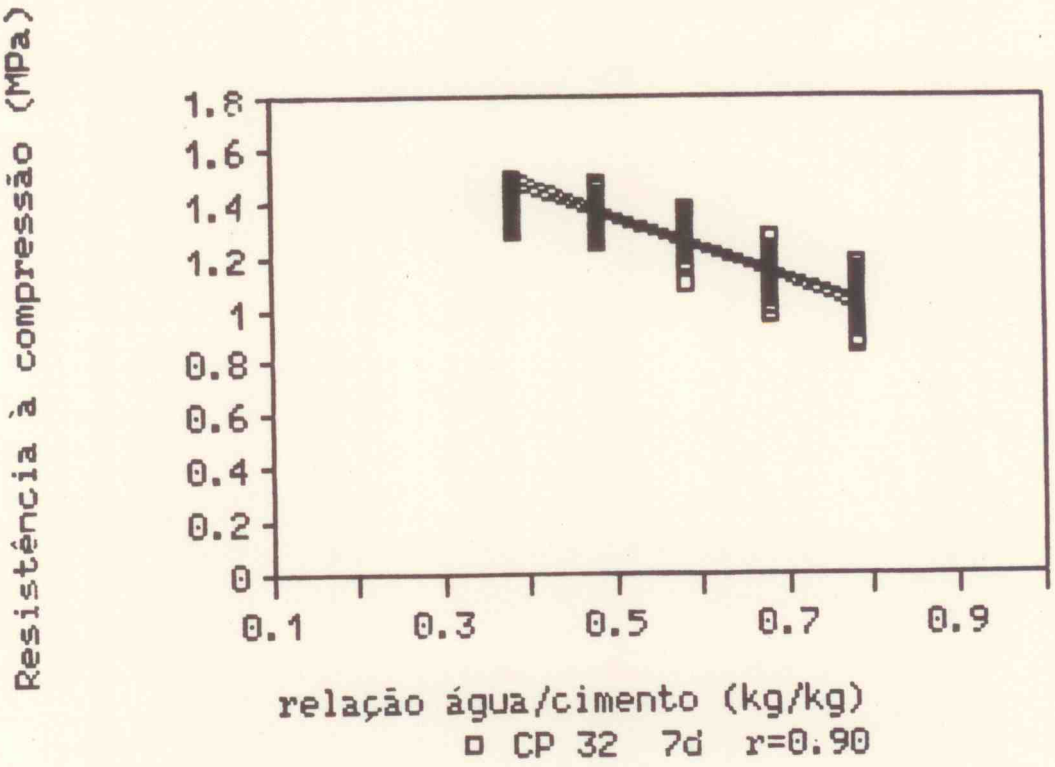
Com os resultados obtidos de cada tipo e classe de cimento, apresentados nas Tabelas do Anexo A, e com os valores da Tabela 3, foram construídas 24 curvas de correlação da resistência à compressão com a relação água/cimento, obtendo-se as Figuras D.1 a D.24 constantes do Anexo D. Nessas curvas estão indicadas a reta média da regressão e o intervalo da melhor estimativa da média, com 95% de confiança.[20]

Como se pode observar na Figura 26, escolhida para exemplificar as vinte e quatro correlações citadas, o intervalo de confiança e a reta média praticamente se confundem. Esse fato mostra a validade do modelo proposto e a representatividade do valor médio

---

(19) Vide (eq. III) NA seção 1.1, capítulo I.

(20) O intervalo de confiança foi construído somente para as amostras com número de exemplares superiores a oito (CP32, CP25 e AF32).



Obs. no eixo das ordenadas está indicado o logarítmo da resistência à compressão em log (MPa)

$$fcc\,7 = \frac{86.8}{14.9^{a/c}}$$

FIGURA 26 . Resistência média à compressão em função da relação água/cimento para a idade de 7 dias - cimentos CP32 ,

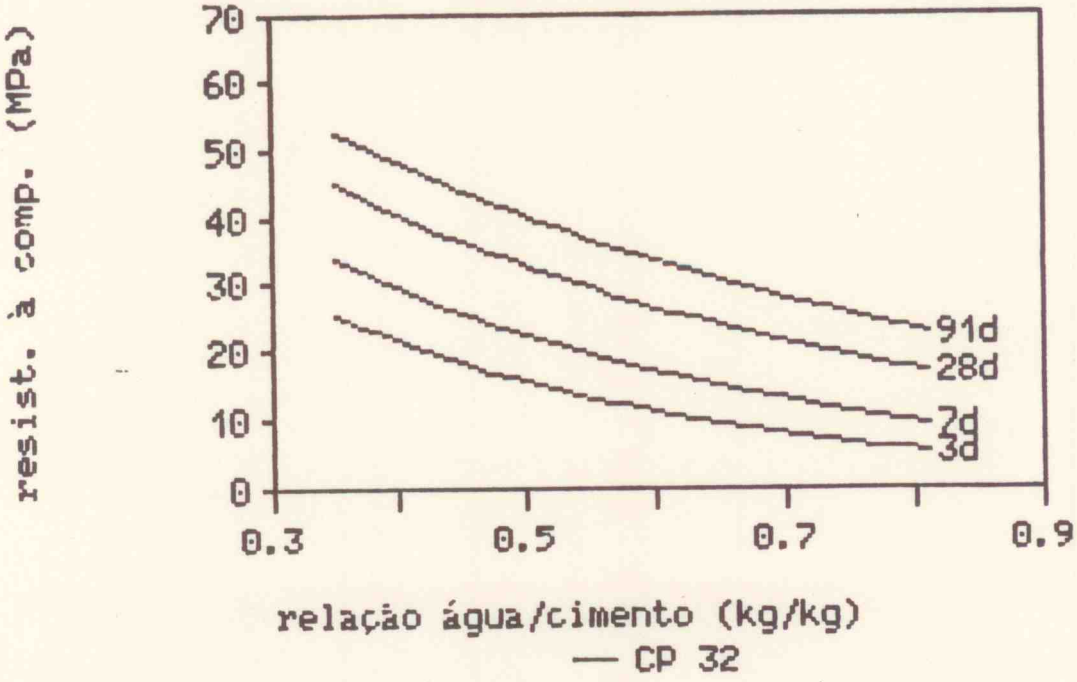
TABELA 3. Constantes, coeficientes angulares e coeficientes de correlação da (eq.IX)*

Tipo e classe de cimento	Idade dias	Constante (K11)	Coeficiente angular (K12)	Coeficiente de correlação linear (r)
CP32	3	1,89987	-1,41326	0,82
	7	1,93872	-1,17285	0,90
	28	1,96747	-0,90027	0,89
	91	1,98908	-0,76717	0,89
AF32	3	1,94287	-1,64892	0,85
	7	1,97751	-1,28989	0,85
	28	2,08362	-1,00676	0,90
	91	2,09875	-0,81616	0,91
POZ32	3	2,03100	-1,69636	0,91
	7	1,98856	-1,35411	0,91
	28	1,99870	-1,05690	0,93
	91	2,01452	-0,81954	0,96
CP25	3	1,79828	-1,41001	0,68
	7	1,80996	-1,11928	0,79
	28	1,84492	-0,85740	0,89
	91	1,88329	-0,71369	0,87
AF25	3	1,66464	-1,44716	0,99
	7	1,90399	-1,44796	1,00
	28	1,94052	-1,00432	0,98
	91	2,00475	-0,89210	0,98
POZ25	3	1,67943	-1,66839	0,95
	7	1,70157	-1,34439	0,97
	28	1,93349	-1,23553	0,95
	91	1,99782	-1,03743	0,95

* $\log fcc = K11 + K12 \cdot a/c$

encontrado como característico da resistência média em função da relação água/cimento, para cada idade, tipo e classe de cimento considerado.

Os resultados médios obtidos para cada tipo e classe de cimento foram reunidos em um único gráfico demonstrando a coerência da influência da idade conforme se pode observar nas Figuras 27, 28, 29, 30, 31 e 32, apresentadas a seguir. Os valores médios de resistência à compressão estão indicados na Tabela 4.



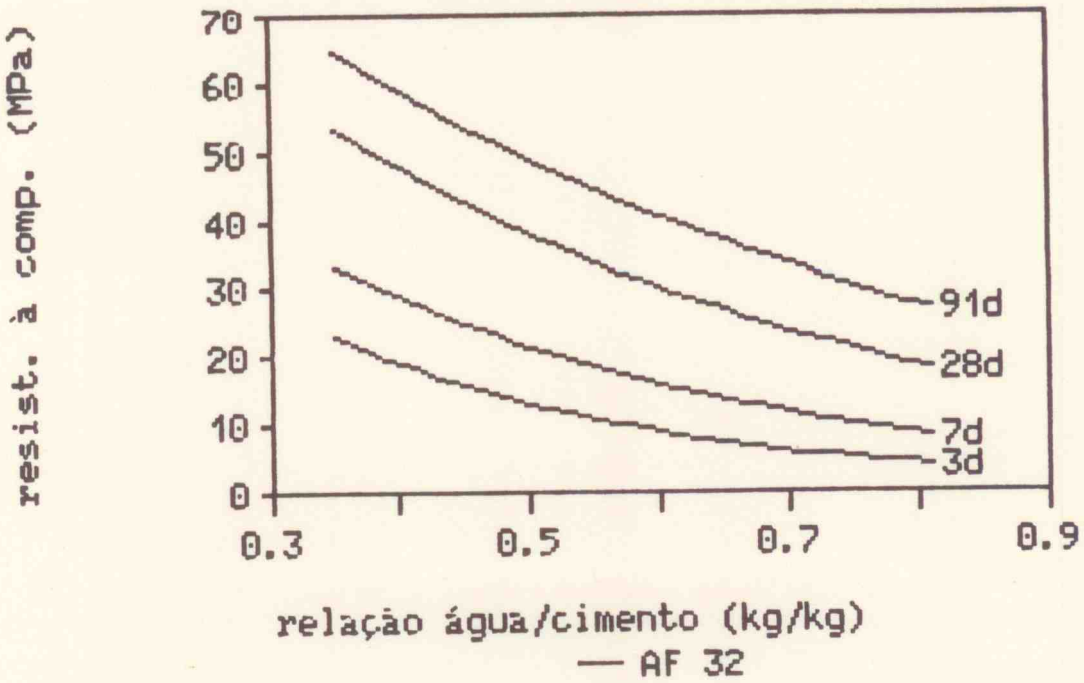
$$fcc\ 3 = \frac{79.4}{25.9}\ a/c$$

$$fcc\ 7 = \frac{86.8}{14.9}\ a/c$$

$$fcc\ 28 = \frac{92.8}{7.9}\ a/c$$

$$fcc\ 91 = \frac{97.5}{5.9}\ a/c$$

FIGURA 27. Resistência média à compressão em função da relação água/cimento e da idade para os cimentos CP 32.



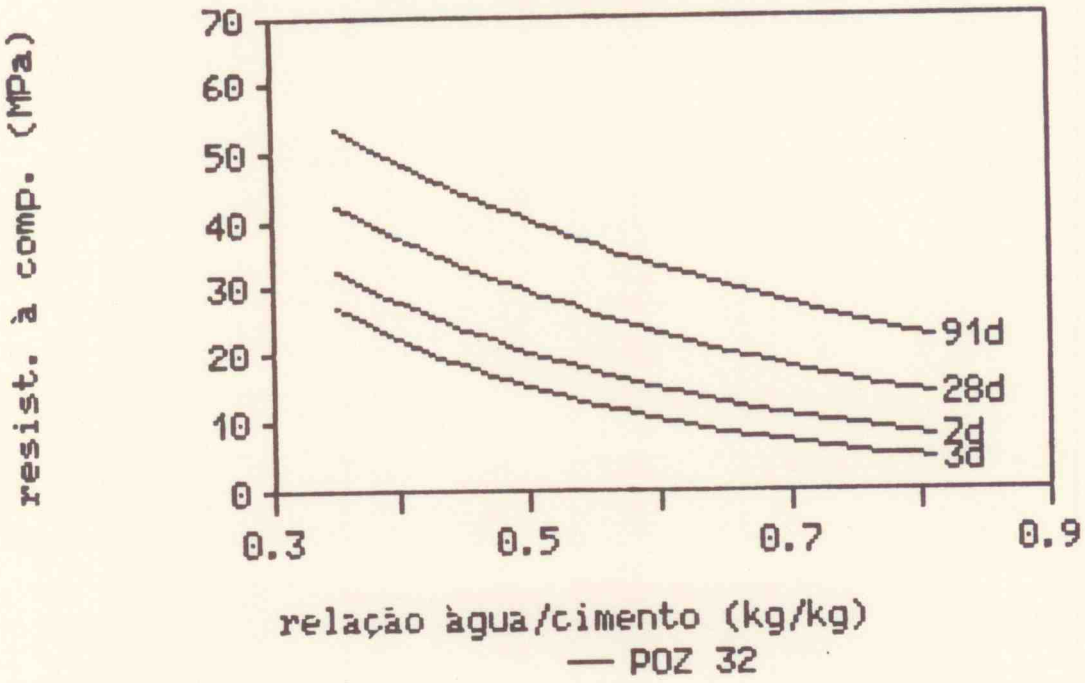
$$fcc\ 3 = \frac{87.7}{44.6}\ a/c$$

$$fcc\ 7 = \frac{95.0}{19.5}\ a/c$$

$$fcc\ 28 = \frac{121.2}{10.2}\ a/c$$

$$fcc\ 91 = \frac{125.5}{6.5}\ a/c$$

FIGURA 28. Resistência média à compressão em função da relação água/cimento e da idade para os cimentos AF32



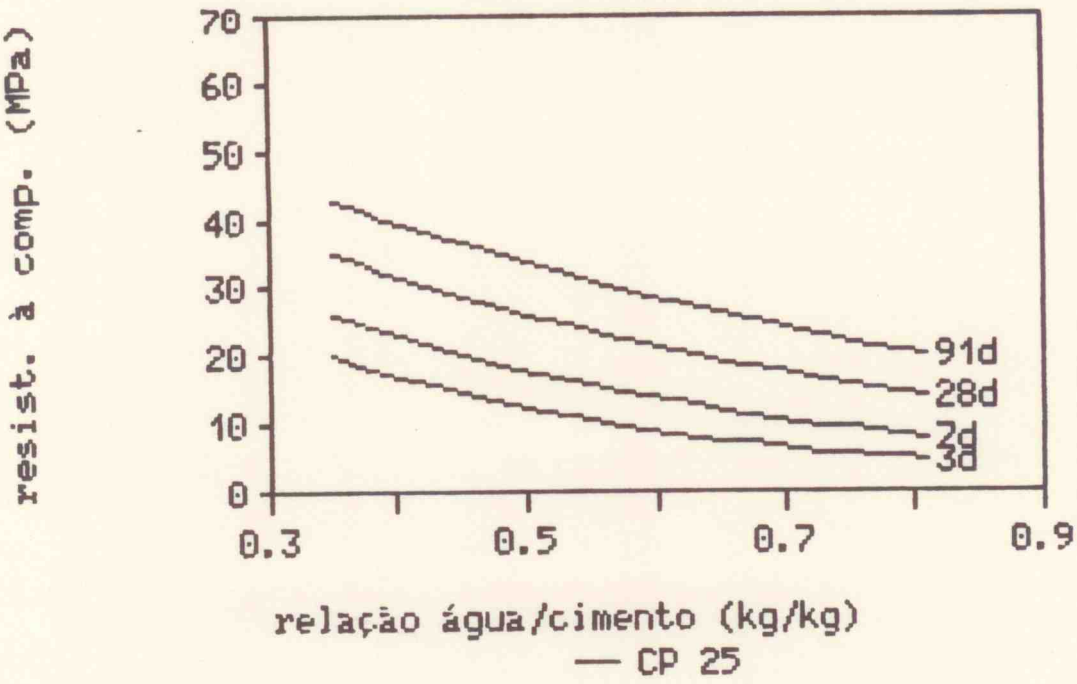
$$fcc\ 3 = \frac{107.4}{49.7}\,a/c$$

$$fcc\ 7 = \frac{97.4}{22.6}\,a/c$$

$$fcc\ 28 = \frac{99.7}{11.4}\,a/c$$

$$fcc\ 91 = \frac{103.4}{6.6}\,a/c$$

FIGURA 29. Resistência média à compressão em função da relação água/cimento e da idade para os cimentos POZ 32.



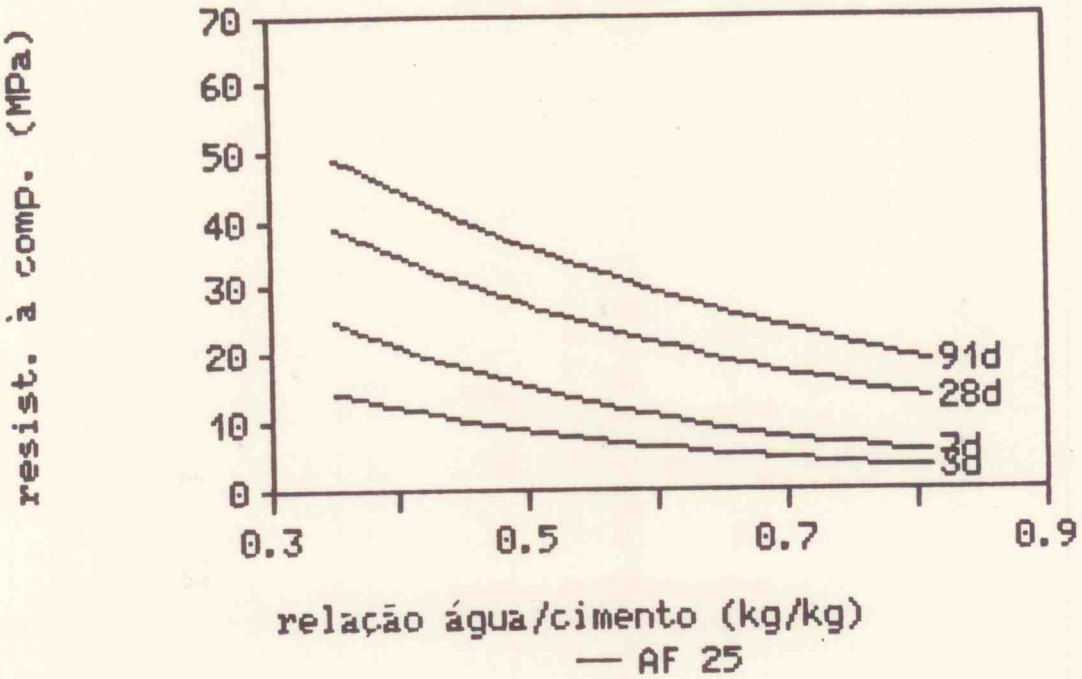
$$fcc\ 3 = \frac{62.8}{25.7}\ a/c$$

$$fcc\ 7 = \frac{64.6}{13.2}\ a/c$$

$$fcc\ 28 = \frac{70.0}{7.2}\ a/c$$

$$fcc\ 91 = \frac{76.4}{5.2}\ a/c$$

FIGURA 30. Resistência média à compressão em função da relação água/cimento e da idade para os cimentos CP 25.



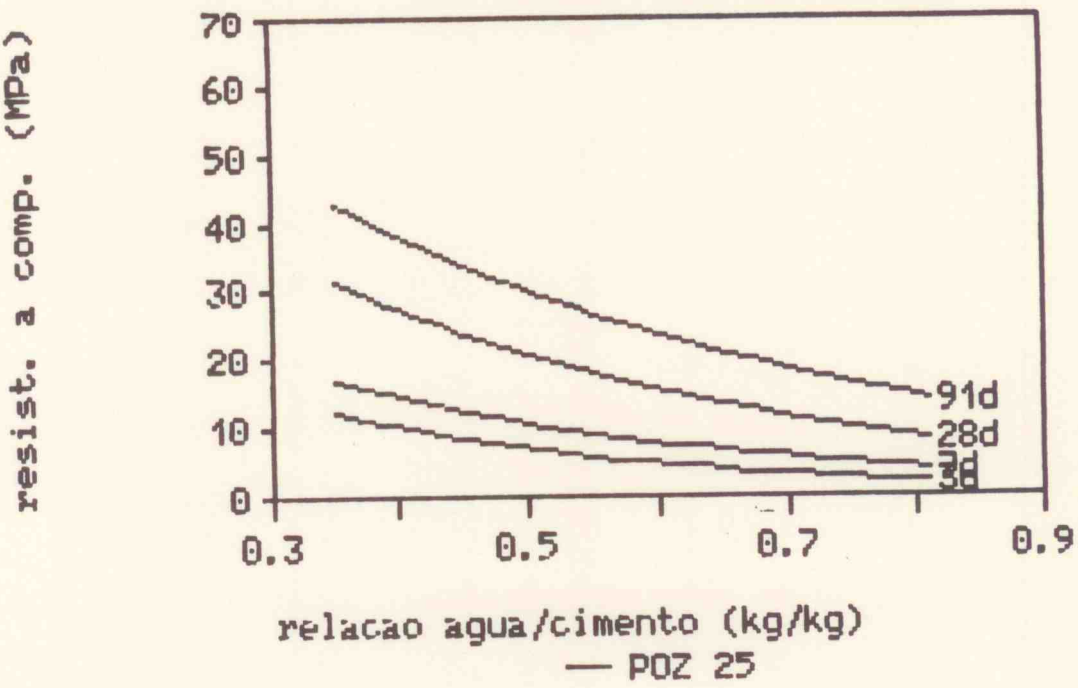
$$fcc\ 3 = \frac{46.2}{28.0}\ a/c$$

$$fcc\ 7 = \frac{80.2}{28.0}\ a/c$$

$$fcc\ 28 = \frac{87.2}{10.1}\ a/c$$

$$fcc\ 91 = \frac{101.1}{7.8}\ a/c$$

FIGURA 31. Resistência média à compressão em função da relação água/cimento e da idade para os cimentos AF25.



$$fcc\ 3 = \frac{47.8}{46.6}\,a/c$$

$$fcc\ 7 = \frac{50.3}{22.1}\,a/c$$

$$fcc\ 28 = \frac{85.8}{17.2}\,a/c$$

$$fcc\ 91 = \frac{99.5}{10.9}\,a/c$$

FIGURA 32. Resistência média à compressão em função da relação água/cimento e da idade para os cimentos POZ 25.

TABELA 4. Resistência média à compressão típica de cada tipo e classe de cimento Portland para diferentes relações água/cimento.

Tipo e classe de cimento	Relação a/c (kg/kg)	Resistência média à compressão em MPa para idade de			
		3 dias	7 dias	28 dias	91 dias
CP32	0.38	23.1	31.1	42.2	49.8
	0,48	16.7	23.8	34.3	41.8
	0,58	12.0	18.1	27.9	35.0
	0,68	8.7	13.8	22.7	29.3
	0,78	6.3	10.6	18.4	24.6
AF32	0.38	20.7	30.7	50.2	61.5
	0,48	14.2	22.8	39.8	50.9
	0,58	9.7	17,0	31.6	42.2
	0,68	6.6	12.6	25.1	35.0
	0,78	4.5	9.4	19.9	29.0
POZ32	0.38	24.3	29.8	39.5	50.5
	0,48	16.5	21.8	31.0	41.8
	0,58	11.1	16.0	24.3	34.6
	0,68	7.5	11.7	19.1	28.7
	0,78	5.1	8.6	14.9	23.7
CP25	0.38	18.3	24.2	33.0	40.9
	0,48	13.2	18.7	27.1	34.7
	0,58	9.6	14.5	22.3	29.5
	0,68	6.9	11.2	18.3	25.0
	0,78	5.0	8.6	15.0	21.2
AF25	0.38	13.0	22.6	36.2	46.3
	0,48	9.3	16.2	28.7	37.7
	0,58	6.7	11.6	22.8	30.7
	0,68	4.8	8.3	18.1	25.0
	0,78	3.4	6.0	14.4	20.4
POZ25	0.38	11.1	15.5	29.1	40.1
	0,48	7.6	11.4	21.9	31.6
	0,58	5.1	8.4	16.5	24.9
	0,68	3.5	6.1	12.4	19.6
	0,78	2.4	4.5	9.3	15.4

As curvas médias obtidas podem ser utilizadas como referencial básico nos estudos de dosagem dos concretos amassados com os cimentos estudados, contribuindo para o esclarecimento da 4a. etapa da Figura 3 [21] que apresenta o quadro esquemático das

(21) Vide seção 1.3, capítulo I.

atividades a serem consideradas num estudo de dosagem de concreto para obras correntes. Por independerem dos agregados e traços utilizados nos concretos, podem ser adotadas para fins de normalização - à semelhança do já efetuado por outros países [22] - tendo validade nacional.

Neste caso, também foi constatada maior variabilidade dos resultados obtidos à baixa idade comparativamente àqueles obtidos às idades de 28 e 91 dias. Esse fato pode ser explicado pela distinta velocidade de hidratação dos compostos do cimento e sua consequente influência diferencial na resistência à compressão das argamassas e concretos, conforme já comentado na seção 3.4 deste Capítulo.

3.6 Aplicação Experimental a Concretos de Características Diversas

3.6.1 Introdução e Objetivos:

Com o objetivo principal de mostrar a forte dependência da resistência à compressão do concreto com a relação água/cimento validando mais uma vez as curvas médias obtidas dos cimentos nacionais, foram preparadas duas famílias de concretos com características bastante diversas, conforme resumido na Tabela 5.

Além da resistência à compressão, foram efetuadas outras determinações, indicadas a seguir, com o objetivo de verificar o comportamento de outras propriedades dos concretos frente às alterações efetuadas entre as duas famílias de concretos.

---

(22) Normas DIN 1045, DIN 1164,(Alemanha), ACI 211.1, ACI 318,(Estados Unidos), SIA 215, SIA 162 (Suíça).

TABELA 5. Características das duas famílias de concreto estudadas experimentalmente

Materiais e Características	Família A	Família B
Cimento Portland	CP 32*	
Agregado miúdo (areia)	Areia grossa lavada procedente de Jacareí, quartzosa	
Agregado graúdo (pedra)	Brita de granito, 50% brita n. 1 e 50% n.2	Pedregulho graduado preparado pelo IPT com Dmáx = 25 mm
Consistência do concreto fresco NBR 7223	(60 ± 5)mm	
Massa seca de (areia + pedra) em relação à massa de cimento - tres traços (kg/kg)	2,54; 4,51 e 6,08	4,13; 6,69 e 9,26
Relação água/cimento (kg/kg)	0,40 a 0,80	0,40 a 0,82
Consumo de cimento (kg/m3)	291 a 594	213 a 437

* foi utilizado o cimento Portland CP32, número de ordem 101 da Tabela A.1.1 do Anexo A.

3.6.2 Programação dos Ensaios:

Os seis concretos estudados - três de cada família - foram preparados no Laboratório de Concreto do IPT. Além da determinação da consistência e da massa específica do concreto fresco, foram moldados corpos de prova para uma série de ensaios em concreto endurecido, a saber:

a) resistência à compressão axial a 28 e 91 dias de idade (NBR 5738 e 5739);

b) absorção de água por capilaridade aos 7, 28 e 91 dias de idade (NBR 7564);

c) volume de vazios permeáveis aos 7, 28 e 91 dias de idade (ASTM C 642);

d) absorção de água após imersão aos 7, 28 e 91 dias de idade (ASTM C 642);

e) absorção de água após fervura aos 7, 28 e 91 dias de idade (ASTM C 642);

f) penetração de água sob pressão aos 7, 28 e 91 dias de idade (NBR 7564).

Até a data da ruptura à compressão axial os corpos de prova foram mantidos em câmara úmida com umidade relativa acima de 98% e temperatura de (23 + 2)° C. Os corpos de prova destinados aos demais ensaios foram conservados nas condições exigidas nos respectivos métodos.

Para os ensaios de resistência à compressão foram moldados dois corpos de prova para cada situação (24 c.p.), tomando-se o valor médio do par como resultado do exemplar considerado.

Para os demais ensaios, considerou-se adequado moldar três corpos de prova para cada situação (162 c.p.), tomando-se o valor médio dos três como resultado do exemplar considerado.

3.6.3 Resultados Obtidos:

Os resultados médios obtidos estão apresentados na Tabela 6.

3.6.4 Análise dos Resultados

Utilizando o diagrama de dosagem (vide Figuras 33 e 34), empregado pelo IPT nos estudos de dosagem,[23] procedeu-se às correlações entre resistência à compressão, relação água/cimento, traço em massa seca e consumo de cimento por m3 de concreto, obtendo-se, em todos os casos, coeficientes de correlação linear - método dos mínimos quadrados-superiores a 0,995.

---

(23) TANGO, Carlos E.S. & HELENE, Paulo R. L. A Influência dos Agregados no Custo do m3 de Concreto. In: *Colóquio sobre Agregados para Concreto*. São Paulo, mai. 1979. *Anais*... Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON, São Paulo, mai. 1979. p. 8

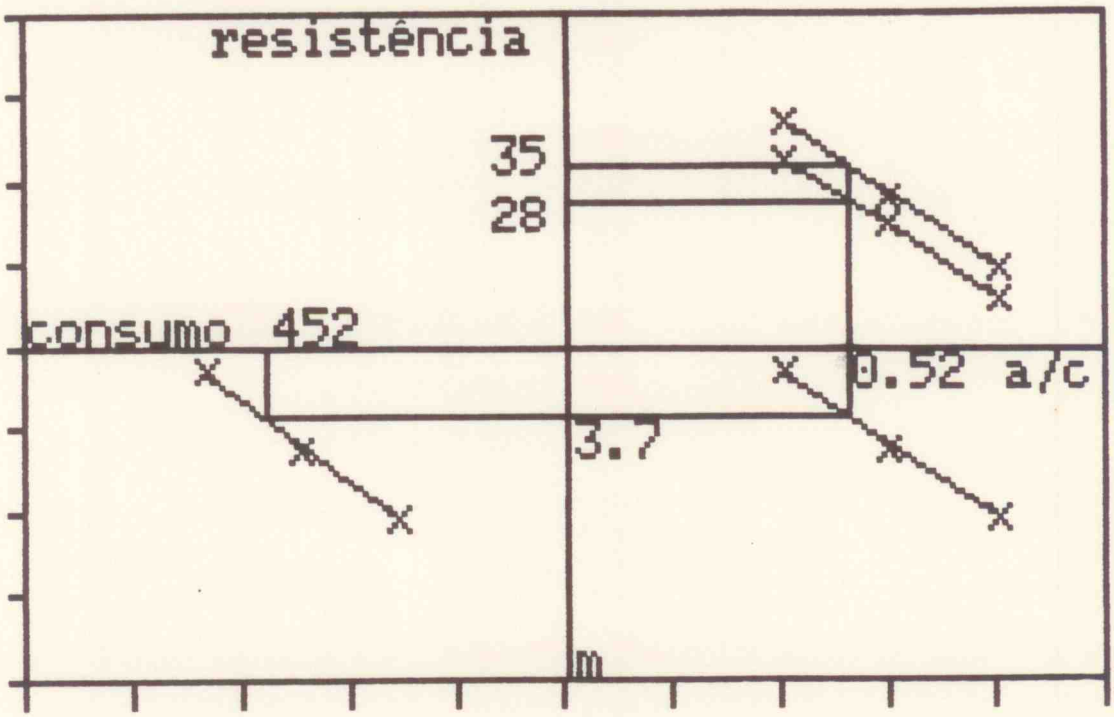
TABELA 6. RESULTADOS OBTIDOS DE ENSAIOS EM CONCRETOS

NUM. LINH	CARACTERÍSTICAS E PROPRIEDADES		MÉTODO DE ENSAIO	UNIDADE	TRAÇO EM MASSA SECA (kg/kg) DE CIMENTO/AGREGADOS: CONCRETO COM BRITA 1:2.54	1:4.51	1:6.08	CONCRETO COM PEDREGULHO 1:4.13	1:6.69	1:9.26
1	relação a/c		calc. analítico	kg/kg	0.401	0.590	0.798	0.400	0.602	0.819
2	consumo de cimento (C)		calc. analítico	kg/m3	594	395	291	437	288	213
3	resistência a	28dias,fc28	NBR 5738	MPa	37.0	23.2	14.0	37.1	23.8	13.6
4	comp.axial	91 dias,fc91	NBR 5739	MPa	47.8	28.3	17.7	44.2	27.7	16.7
5	consistência		NBR 7223	mm	60+-5	60+-5	60+-5	60+-5	60+-5	60+-5
6	absorção de	7 dias	NBR 7564	mm	69	98	300	51	79	120
7	água por	28 dias	NBR 7564	mm	55	70	120	43	61	84
8	capilaridade	91 dias	NBR 7564	mm	27	57	80	27	38	45
9	volume de	7 dias	ASTM C 642	%	17.6	17.8	18.4	11.3	13.0	14.4
10	vazios	28 dias	ASTM C 642	%	13.1	14.8	16.0	10.6	12.8	13.8
11	permeáveis	91 dias	ASTM C 642	%	9.9	10.2	14.5	7.7	9.8	13.0
12	absorção de	7 dias	ASTM C 642	%	7.8	7.9	8.1	4.4	5.6	6.0
13	água após	28 dias	ASTM C 642	%	5.6	6.5	7.1	4.1	5.0	5.8
14	imersão	91 dias	ASTM C 642	%	5.4	6.4	7.0	3.2	4.2	5.7
15	absorção de	7 dias	ASTM C 642	%	8.0	8.2	8.6	4.5	5.8	6.5
16	água após	28 dias	ASTM C 642	%	5.9	6.8	7.4	4.4	5.6	6.2
17	fervura	91 dias	ASTM C 642	%	5.8	6.7	7.3	3.3	4.3	5.9
18	massa específica		ASTM C 642	kg/m3	2350	2330	2320	2430	2390	2350
19	penetração de	7 dias	NBR 7564	%da al-	50	100	100	30	81	100
20	água sob	28 dias	NBR 7564	tura to-	30	87	100	16	50	100
21	pressão	91 dias	NBR 7564	tal do cp	10	63	100	8	32	100

Observando-se as Figuras 33 e 34, nas quais são apresentados os diagramas respectivos das duas famílias de concreto estudadas, pode-se concluir que:

a) Para mesma relação água/cimento, a resistência à compressão manteve-se praticamente igual, com diferenças relativas que não superaram 3%, na maioria das situações.[24] Observa-se no

(24) Em condições excelentes de laboratório o coeficiente de variação das operações de ensaio pode ser de até 3% o que é suficiente para considerarmos a diferença observada, de 3%, desprezível.



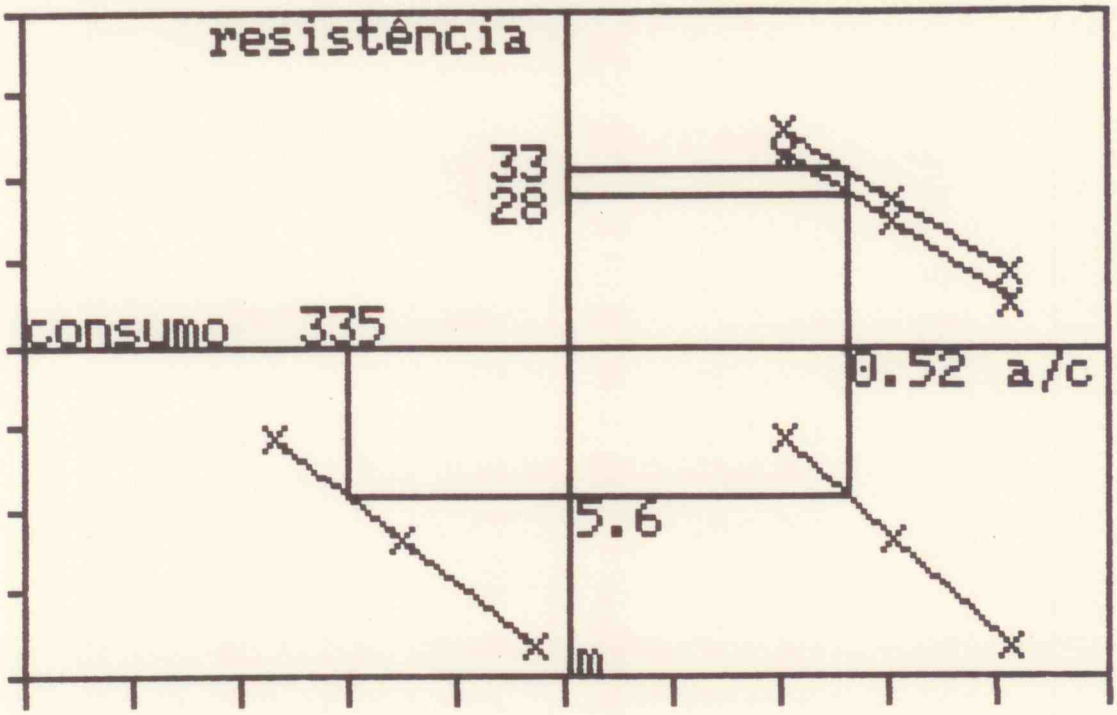
$$fc\ 28 = \frac{98.6}{11.6\ a/c}\ (MPa)$$

$$fc\ 91 = \frac{127.9}{12.2\ a/c}\ (MPa)$$

$$m = 9.1 . a/c - 1.0 \quad (kg)$$

$$C = \frac{1.000}{(0.4 + 0.5 . m)} \quad (kg/m^3)$$

FIGURA 33. Diagrama de dosagem para o concreto amassado com brita e cimento CP 32.



$$fc\ 28 = \frac{98.1}{11.0\ a/c}\ (MPa)$$

$$fc\ 91 = \frac{112.0}{10.2\ a/c}\ (MPa)$$

$$m = 12.2 . a/c - 0.7\ (kg)$$

$$C = \frac{1.000}{(0.34 + 0.47 . m)}\ (kg/m^3)$$

FIGURA 34.Diagrama de dosagem para o concreto amassado com seixo e cimento CP 32.

entanto, que quando a resistência à compressão supera os 30 MPa, os fenômenos de aderência da pasta à superfície do agregado graúdo passam a interferir significativamente e a resistência à compressão dos concretos com pedregulho (seixo) passam a não acompanhar o crescimento da resistência dos concretos com brita;

b) Para mesma consistência do concreto fresco, medida pelo ensaio de abatimento do tronco de cone, os concretos com brita requereram mais água e, consequentemente para mesma relação água/cimento, mais pasta. Esse fato implicou em traços mais ricos para mesma relação água/cimento. Segundo Murdock[25] e outros autores,[26] a consistência do concreto fresco é muito influenciada pelo índice de angulosidade dos agregados o que se confirmou neste caso;

c) Mantida uma mesma relação água/cimento ou resistência à compressão, o consumo de cimento por m3 de concreto diferiu em mais de 100 kg por m3(2 sacos) para concretos de resistência média da ordem de 27 MPa. Evidentemente esse fato acarreta consequências importantes no custo do m3 e demonstra,uma vez mais, a importância de um estudo adequado da composição granulométrica e textura dos agregados a serem empregados nos concretos estruturais.

Analisando-se os demais resultados apresentados na Tabela 6 pode-se verificar que os fenômenos de absorção de água por imersão e volume de vazios, são também fortemente influenciados

---

(25) MURDOCK, L.J. 7 BROOK, K.M. *Concrete Materials and Practice*. Londres, Edward Arnold, 5a. ed., 1979. p. 103.

(26) POPOVICS, S. Calculation of Water Requirement of Mortar and Concrete. A State-of-Art Report. *Matériaux et Constructions*, 77(13): 343-52, sep./oct., 1980.

pela relação água/cimento. Os valores obtidos, no entanto, demonstram também que outros aspectos devem ser considerados como por exemplo a aderência pasta-agregado graúdo, uma vez que é nessa interface o local de maior movimentação da água livre nos concretos.[27] Essas constatações comprovam uma vez mais a complexidade dos fenômenos relacionados com a durabilidade dos concretos, o que não foi objetivo deste trabalho.

Finalmente, pode-se afirmar que do ponto de vista da dosagem e controle dos concretos correntes - nos quais prevalece a preocupação com a resistência à compressão - a relação água/cimento tem predomínio e influência significativa sobre o concreto. Bucher e Rodrigues[28] têm verificado sistematicamente que a relação água/cimento explica, em média, 95% das variações da resistência à compressão dos concretos, observado em todos os trabalhos experimentais realizados pela ABCP.

Essas constatações demonstram a utilidade das curvas médias obtidas experimentalmente e propostas nas seções 3.4 e 3.5 deste Capítulo.

---

(27) DURIEZ, M. & ARRAMBIDE, J. *Nouveau Traité de Matériaux de Construction*. Paris, 2a.ed., Tomo II, Ed. Dunod, 1961. p. 203.

(28) BUCHER, Hans R. E. & RODRIGUES, Publio P. F. Correlações entre as Resistências Mecânicas do Concreto. In: *Seminário sobre Controle da Resistência do Concreto*. São Paulo, jun./jul., 1983. *Anais*... Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON, São Paulo, jun./jul 1983.

CAPÍTULO IV

VARIABILIDADE DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DOS CONCRETOS

4.1 Fatores Intervenientes

Com relação à explicitação dos fatores que intervêm na resistência à compressão dos concretos, Mercer,[1] listou 60 causas de variação dos resultados de resistência à compressão do concreto. Sparkes,[2] mais simplista, reuniu essas 60 causas em apenas oito, por ele consideradas mais importantes. Basílio[3] apresenta e comenta uma série de pesquisas internacionais a esse respeito , considerando a influência da variabilidade do cimento e ressaltando a importância do controle tecnológico dos agregados, principalmente sua granulometria.

A uniformidade do concreto não pode resultar melhor que a uniformidade apresentada pelos agregados, o cimento e os aditivos usados, uma vez que cada um tem sua contribuição na resistência final obtida. Além disso, a mistura do concreto é derivada de um processo mecânico de dosagem dos materiais, passível de apresentar dispersão em torno de um valor médio. A própria betoneira utilizada e o tempo em que a mistura permanece em movimento no seu interior tem influência no resultado obtido.

Por outro lado, dispersões na coleta de exemplares, amassamento,

---

(1) MERCER, L. B. Ready - Mixed Concrete: Quality Control Refinements. In: *Symposium on Mix Design and Quality Control of Concrete*, London, may. 1954. *Proceedings*...Cement and Concrete Association-CCA, Londres, may 1954. p. 409-38.

(2) SPARKES, F. N. The Control of Concrete Quality: A Review of the Present Position. In: *Symposium on Mix Design and Quality Control of Concrete*, London, may 1954. *Proceedings*...Cement and Concrete Association-CCA, Londres, may 1954. p. 211-27.

(3) BASÍLIO, Francisco de Assis. Controle de Qualidade do Concreto em Obras Correntes. In: *Colóquio sobre Controle da Qualidade do Concreto Estrutural*, São Paulo, 1973. *Anais*... Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON, São Paulo, 1973. 27 p.

moldagem, cura, capeamento e ruptura dos corpos de prova podem introduzir variações na resistência que não correspondem a variações do concreto na estrutura.

As operações de controle devem ser rigorosamente sistemáticas a fim de não prejudicar a avaliação das variações do processo de produção do concreto, objetivo primordial do controle.

Com base nessas considerações, pode-se propor o seguinte resumo dos fatores principais que influem na variabilidade da resistência à compressão dos concretos:

1.) Fatores com origem nos **materiais**:

* variabilidade da resistência à compressão do cimento
* quantidade total de água (relação água/cimento)
* alteração nas características dos agregados

2.) Fatores com origem na **mão-de-obra** e **equipamento de mistura**:

* procedimento de colocação dos materiais na betoneira
* tempo da mistura
* mistura inicial, sobre e sub carregamento, desregulagem de correias, lubrificação de engrenagens, etc.

3.) Fatores com origem nas **operações de ensaio**:

* coleta do concreto para moldagem dos corpos de prova
* adensamento do concreto nos corpos de prova
* cura (temperatura e umidade relativa)
* remate e acabamento dos topos
* ensaio de ruptura axial propriamento dito.

Apesar de que é bastante improvável que esses efeitos coincidam na mesma direção e possam ser somados, resulta que a variação da

resistência do concreto, com o tempo, é dependente da variação de cada um desses fatores com o tempo.

Conforme se verifica através da análise da relação listada anteriormente, dada uma certa condição - equipamento de mistura, mão de obra e operações de ensaio - a variabilidade da resistência à compressão do concreto passa a ser função da variabilidade originada na heterogeneidade dos materiais que constituem a mistura.

A alteração nas características dos agregados, desde que provenientes de mesma jazida de rocha sã e mantida a mesma natureza mineralógica do material, não conduz de "per si" a alterações na resistência do concreto. Modificações de granulometria e quantidade de agregados no traço, podem agir indiretamente.

As alterações da granulometria e da quantidade de agregados de uma a outra amassada de um mesmo traço de concreto determinam alterações significativas na consistência do concreto fresco e consequentemente na quantidade de água requerida para a obtenção da trabalhabilidade desejada. Desta forma, indiretamente, os agregados podem interferir na resistência à compressão através da alteração da relação água/cimento, por exigências de trabalhabilidade do concreto fresco.

Com essas considerações - válidas na grande maioria das vezes - pode-se estudar a variabilidade da resistência do concreto em função da variabilidade da resistência do cimento, da variabilidade da relação água/cimento e da variabilidade das operações de ensaio.

Para uma apreciação analítica da importância desses fatores na variabilidade da resistência do concreto, Fusco[4] sugere tomar o modelo de Abrams, (eq. III), expresso por:

$$fcj = \frac{K1}{K2^{a/c}}$$

onde: fcj = resistência à compressão do concreto a j dias de idade, em MPa;

K1 e K2 são constantes que dependem dos materiais empregados na mistura;

a/c = relação água/cimento em massa, em (kg/kg).

Lembrando que a resistência à compressão do cimento a 28 dias de idade pode ser considerada como uma variável aleatória contínua e independente, sendo então expressa por:

$$fcc28 = fccm28 + z.\ \sigma cc$$

dependente da composição química do cimento e independente da relação água/cimento pois esta é fixa e igual a 0,48.

Fazendo-se fccm28 = K3 e considerando que K1 é dependente da resistência à compressão do cimento, podemos exprimir K1 como função de fcc28, a saber:

$$K1 = K4 \cdot \frac{fcc28}{K3} \quad e,$$

consequentemente: $fcj = fcc28 \cdot \frac{K4}{K3} \cdot K2^{-a/c} + Ae$

onde Ae é o erro devido às operações de ensaio.

Fazendo-se as seguintes transformações:

---

(4) FUSCO, Péricles Brasiliense. A Influência da Variabilidade da Resistência do Cimento na Variabilidade da Resistência do Concreto e suas Consequências Práticas. In: *Seminário sobre Controle da Resistência do Concreto*, São Paulo, mai. 1980. *Anais*... Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON, São Paulo, mai. 1980. 7 p.

fcj = x ; fcc28 = z ; K4/K3 = a ; K2 = b; a/c = w e Ae = Ax,

obtem-se:

$$x = a \cdot z \cdot b^{-w} + Ax, \text{ ou seja, } x = f(z, w, Ax)$$

Admitindo-se que x, z e w sejam variáveis aleatórias independentes de parâmetros:

$$x = fx \ (\mu x, \ \sigma x)$$

$$z = fx \ (\mu z, \ \sigma z)$$

$$w = fw \ (\mu w, \ \sigma w)$$

$$Ax = fy \ (\mu Ax = 0, \ \sigma Ax)$$

A média de x, μx é aproximadamente igual a:[5]

$$\mu x = f(\mu z, \mu w, \mu Ax) + 0{,}5 \cdot \left[\frac{d^2 f}{dz^2} \sigma z^2 + \frac{d^2 f}{dw^2} \cdot \sigma w^2 + \frac{d^2 f}{dAx^2} \cdot \sigma Ax^2 \right]$$

A variância de x, σx^2 é igual a:

$$\sigma x^2 = \left(\frac{df}{dz}\right)^2 \cdot \sigma z^2 + \left(\frac{df}{dw}\right)^2 \cdot \sigma w^2 + \left(\frac{df}{dAx}\right)^2 \cdot \sigma Ax^2, \text{ no ponto } (\mu z, \mu w, \mu Ax)$$

como: $\frac{df}{dz} = a.b^{-w}$ $\qquad \frac{d^2 f}{dz^2} = 0$

$$\frac{df}{dw} = -a \cdot z \cdot b^{-w} \cdot \ln b \qquad \frac{d^2 f}{dw^2} = a \cdot z \cdot \ln^2 b \cdot b^{-w}$$

---

(5) Desenvolvendo por série de Taylor.

$$\frac{df}{dAx} = 1 \qquad\qquad \frac{d^2 f}{dAx^2} = 0$$

no ponto (μ_z, μ_w, μ_{Ax}) temos:

$$\mu_x = a \,.\, \mu_z \,.\, b^{-\mu_w} + 0{,}5\,[0.\sigma_z^2 + a.\,\mu_z \,.\, \ln^2 b \,.\, b^{-\mu_w}.\sigma_w^2 + 0.\sigma_{Ax}^2\,]$$

$$\mu_x = a.\mu_z \,.\, b^{-\mu_w} + 0{,}5 \,.\, a.\mu_z.b^{-\mu_w} \,.\, \sigma_w^2 \,.\, \ln^2 b$$

$$\sigma_x^2 = (a \,.\, b^{-\mu_w}.\sigma_z)^2 + (a.\mu_z.\, b^{-\mu_w} \,.\, \ln b.\, \sigma_w)^2 + \sigma_{Ax}^2$$

podemos então expressar a resistência média do concreto como:

$$\mu_{fcj} = K4/K3 \,.\, K2^{-(a/c)m}.\mu_{fcc28} + 0{,}5 \,.\, K4/K3.K2^{-(a/c)m}.\mu_{fcc28}.\sigma_{a/c}^2 \,.\, \ln^2 K2 \qquad \text{(eq. X)}$$

e a variabilidade da resistência à compressão do concreto pode ser expressa através do desvio padrão, como:

$$\sigma_c = \sqrt{(K4/K3.K2^{-(a/c)m} \,.\, \sigma_{cc})^2 + (K4/K3 \,.\, \mu_{fcc28} \,.\, K2^{-(a/c)m} \,.\, \ln K2 \,.\, \sigma_{a/c})^2 + \sigma_e^2} \qquad \text{(eq. XI)}$$

onde: μ_{fcj} = resistência média do concreto à compressão a j dias de idade, em MPa;

σ_c = desvio padrão da resistência média do concreto à compressão, em MPa;

μ_{fcc28} = resistência média à compressão do cimento para relação água/cimento fixa e igual a 0,48, a 28 dias de idade, em MPa;

σ_{cc} = desvio padrão da resistência à compressão do cimento, em MPa;

$\sigma_{a/c}$ = desvio padrão da relação água/cimento em massa empregada num determinado traço de concreto, em kg/kg;

σ_e = desvio padrão das operações de ensaio, relativo à

resistência à compressão do concreto, em MPa;

K2 e K4 constantes da equação de Abrams características da família de concretos em estudo, dependentes portanto dos materiais empregados no concreto;

K3 constante cujo valor númerico pode ser assumido como igual à resistência média do cimento empregado no amassamento do concreto.

Através da (eq. XI) pode-se verificar que a variabilidade dos resultados de resistência à compressão para uma dada família de concretos depende: da variabilidade das operações de ensaio; da variabilidade da relação água/cimento; da variabilidade da resistência do cimento, da relação água/cimento média empregada no concreto e do valor da resistência média do cimento.

Com o objetivo de quantificar a influência de cada um dos fatores descritos na variabilidade total do concreto, pode-se, a título de especulação, adotar:

$$K2 = 100 \; ; \; K4 = 10 \; ; \; K7 = fccm28 = \mu_{fcc28}$$

$$se = \sigma_e = 1{,}0 \text{ MPa} \; ; \; sa/c = \sigma_{a/c} = 0{,}05, \text{ obtendo-se}$$

$$sc = \sigma_c = \sqrt{10^{-2(a/c)m} \left(10^4 \cdot vcc^2 + 133\right) + 1} \qquad \text{(eq. XII)}$$

a partir da qual pode-se calcular os desvios padrões apresentados na Tabela 7.

Observando a Tabela 7 pode-se afirmar:

1.) O desvio padrão da resistência à compressão dos concretos diminui com o aumento da relação água/cimento, mantida uma mesma variabilidade da resistência à compressão do cimento;

TABELA 7. Desvio padrão do concreto calculado a partir da eq. XII, em MPa.

Relação água/cimento (kg/kg)	Coeficiente de variação da resistência à compressão do cimento (vcc)		
	5%	10%	15%
0,40	5,10	6,16	7,60
0,60	3,30	3,96	4,86
0,80	2,23	2,62	3,16

2.) O desvio padrão da resistência à compressão dos concretos aumenta com o aumento da variabilidade da resistência à compressão do cimento;

3.) A relação água/cimento influencia proporcionalmente mais a variabilidade da resistência à compressão do concreto que a própria variabilidade da resistência à compressão do cimento empregado no amassamento desse concreto.

4.2 Influência da Resistência do Cimento na Resistência à Compressão do Concreto - Descrição do experimento

4.2.1 Introdução e Objetivos:

Admitindo a possibilidade de ser adotada a estacionareidade do processo de produção de cimento, com relação ao desvio padrão de sua resistência por largos períodos de tempo - comprovada nos estudos citados no Capítulo 3,[6] planejou-se uma avaliação experimental da influência da resistência à compressão do cimento na resistência à compressão de determinados concretos.

Para tal selecionaram-se dados de arquivo do Laboratório de

---

(6) HELENE, Paulo R. L. ref. bibliográfica n. 8 e ESPER, Mário W. ref. bibliográfica n. 9, capítulo III.

Concreto do IPT correspondentes ao período de maio de 1964 a abril de 1981, referentes a ensaios realizados para uma certa fábrica de cimento. Os objetivos, na época, eram o controle da uniformidade do cimento e a construção de diagramas de dosagem de concretos padronizados, amassados com as respectivas e correspondentes amostras mensais do cimento em questão.(7) Cada amostra, composta de seis sacos de cimento coletados ao acaso no depósito da fábrica, era homogeneizada no Laboratório de Concreto do IPT sendo uma parte destinada a ensaios de caracterização do cimento e outra ao amassamento de concretos padronizados. Com a parcela destinada ao ensaio de caracterização do cimento eram determinados a resistência à compressão em argamassa normal, aos 3, 7, 28 e 91 dias, segundo o método NBR 7215 (MB-1 da ABNT). Até abril de 1978, a relação água/cimento da argamassa normal era variável segundo a quantidade de água requerida para a obtenção da consistência normal na mesa de fluidez de (165 ± 5)mm. A partir de maio (inclusive) de 1978 a relação água/cimento passou a ser constante e igual a 0,48. Outros ensaios físicos e químicos de caracterização dos cimentos também eram efetuados, porém não foram objeto do levantamento efetuado no arquivo,uma vez que não têm interesse neste estudo.

A outra parcela da amostra de cimento destinava-se à denominada "Dosagem do Mês", caracterizada pela confecção de concretos com as características descritas na Tabela 8.

Com os concretos descritos na Tabela 8, eram moldados 3 corpos de prova por condição, destinados ao ensaio de resistência à

---

(7) TANGO, Carlos E.S. também utilizou estes dados do arquivo do IPT, para a elaboração de sua dissertação de mestrado, na qual estudou a previsão da resistência dos cimentos e concretos à idade de 28 dias a partir de resultados a baixa idade. Vide ref. bibliográfica n. 15, capítulo III.

TABELA 8. Características dos Concretos das "Dosagens do Mês"

Características das misturas	Unidade	Mistura			
		A	B	C	D
Traço em massa seca cimento/agregados	kg/kg	1:5,0	1:6,0	1:7,0	1:8,0
Módulo de finura do agregado total		5,74	5,55	5,35	5,17
Módulo de finura do agregado graúdo		7,05			
Consistência medida pelo abatimento do tronco de cone NBR 7223	mm	50 ± 10			
Agregado graúdo		pedregulho lavado de granulometria preparada pelo IPT, proveniente do Rio Tietê			
Agregado miúdo		areia lavada de granulometria preparada pelo IPT, proveniente do Rio Tietê			
Relação água/cimento em massa	kg/kg	variável segundo o traço e a consistência			

compressão axial às idades de 2, 3, 7 e 28 dias de idade. Os corpos de prova foram moldados e curados segundo os procedimentos do método NBR 5738 (MB-2 da ABNT) e rompidos segundo o método NBR 5739 (MB-3 da ABNT). As misturas foram preparadas em betoneira de eixo inclinado de capacidade nominal de 100 dm3, no interior do Laboratório sem controle de temperatura e umidade do ambiente. Desprezou-se os resultados de resistência à compressão obtidos a 2 dias de idade por não haver correspondente ensaio de resistência do cimento a 2 dias de idade.

4.2.2 Resultados Obtidos

Os resultados médios de resistência à compressão e relação água/cimento mensal dos cimentos estão apresentados nas Tabelas E.1.1 a E.1.4 do Anexo E. Os resultados correspondentes dos concretos A e B às idades de 3, 7 e 28 dias, estão apresentados

nas Tabelas E.2.1 a E.2.4. Os resultados dos concretos C e D estão apresentados nas Tabelas E.3.1 a E.3.4, perfazendo um total de 3060 resultados de resistência à compressão e 1020 resultados das correspondentes relações água/cimento.

4.2.3 Análise dos Resultados:

Com os resultados apresentados nas Tabelas do Anexo E, procedeu-se ao cálculo dos parâmetros estatísticos deste experimento obtendo-se os valores indicados na Tabela 9.

Considerando-se a forte influência da relação água/cimento da argamassa normal na resistência à compressão do cimento, procedeu-se inicialmente à correção dos resultados de resistência à compressão dos cimentos, ajustando-os à relação água/cimento de 0,48. Esse ajuste foi necessário somente para o período de maio de 1964 a abril de 1978, uma vez que a partir de maio de 1978 a relação água/cimento da argamassa normal manteve-se constante e igual a 0,48. Como se trata de cimento Portland CP32, foi empregado nesse ajuste o coeficiente angular da curva (retas) de correlação média dos cimentos CP32 (8) com a respectiva relação água/cimento, correspondente à idade do ensaio. Os parâmetros estatísticos das resistências ajustadas também estão indicados na Tabela 9.

A partir dos resultados de ensaios apresentados no Anexo E, procedeu-se à obtenção da correlação empírica entre a resistência à compressão dos concretos e a correspondente resistência à

---

(8) Por exemplo, para 28 dias, $fcc28 = k.92,8/7,9^{a/c}$ conforme Figura 27. Capítulo III. Para o ajuste adotou-se k = resistência média do cimento do mês/fcc28 para relação água/cimento = 0,48. Neste caso k = 1,023.

TABELA 9 Parâmetros estatísticos dos resultados de ensaio em cimentos e concretos do "Mês"

Parâmetros estatisticos		Cimentos diretamente do ensaio		Cimentos corrigidos p/a/c = 0,48	Concreto de traço 1:5		1:6		1:7		1:8	
		a/c	fccj		a/c	fcj	a/c	fcj	a/c	fcj	a/c	fcj
Valor mínimo à idade de	3 d		10,0	11,2		11,7		7,7		4,3		2,4
	7 d	0,442	18,2	19,2	0,365	16,2	0,444	13,3	0,528	9,7	0,642	4,9
	28 d		26,6	26,4		22,0		18,0		12,9		8,6
Valor máximo à idade de	3 d		26,8	26,9		29,2		22,7		14,4		9,5
	7 d	0,519	33,6	32,8	0,505	32,6	0,595	26,2	0,694	20,1	0,850	13,3
	28 d		45,2	44,8		39,8		33,5		29,1		20,0
Valor médio à idade de	3 d		17,8	17,9		19,0		13,9		9,3		5,7
	7 d	0,481	25,6	25,7	0,42	25,5	0,51	20,0	0,62	14,4	0,76	9,3
	28 d		35,1	35,4		33,2		26,7		20,2		14,5
Desvio padrão dos resultados à idade de	3 d		2,76	2,50		3,09		2,56		1,93		1,47
	7 d	0,01	2,97	2,80	0,03	3,13	0,03	2,75	0,03	2,14	0,03	1,68
	28 d		3,25	4,20		4,67		3,83		3,01		2,35
Coeficiente de variação, em %, à idade de	3 d		16	14		16		18		21		26
	7 d	2	12	11	7	12	6	14	5	15	4	18
	28 d		9	12		14		14		15		16
Desvio padrão adotado* das operações de ensaio aos 28 dias de idade, em MPa		-	0,35	0,35	-	0,35	-	0,35	-	0,35	-	0,35
Coeficiente de variação das operações de ensaio a 28 dias de idade em %		-	1,0	1,0	-	1,0	-	1,3	-	1,7	-	2,5

* adotado a partir do estudo de cimentos nacionais, seção 3.3 do Capítulo III . Valores de fcj e fccj em MPa.

compressão do cimento.

Para alcançar tal objetivo, foi necessário, inicialmente, tornar linear a (eq. X) a fim de transformá-la numa reta dependente das variáveis **resistência do cimento** e **relação água/cimento** do concreto. Isso é possível através de logarítmo, obtendo-se:

$$\log fcj = K5.\log(fcc28) - K6 \,.\, a/c + K7 \qquad \text{(eq. XIII)}$$

onde: fcj = resistência à compressão do concreto a j dias de idade, em MPa;

fcc28 = resistência à compressão do cimento a 28 dias de idade, em MPa, para relação a/c fixa e igual a 0,48;

a/c = relação água/cimento do concreto, em kg/kg;

K5, K6 e K7 são constantes que dependem dos materiais.

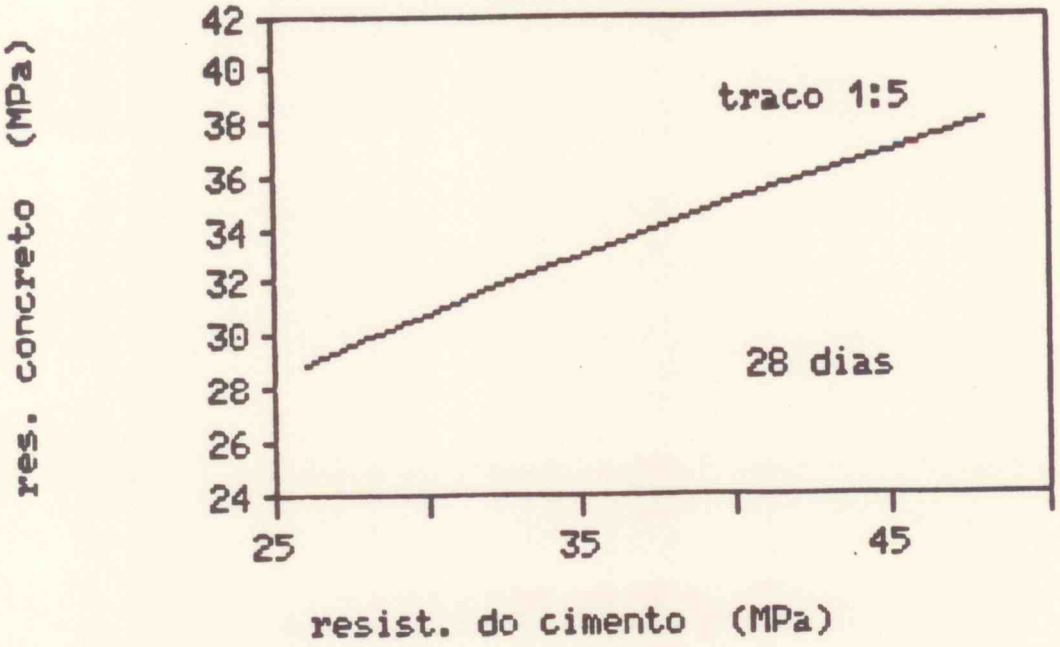
Nas Figuras 35, 36, 37 e 38, apresentadas a seguir, estão indicadas as curvas e os resultados obtidos por correlação linear múltipla pelo método dos mínimos quadrados, para a idade de 28 dias. Não foram calculadas as correlações para as demais idades pois, normalmente, os concretos e sempre os cimentos são especificados pela resistência a 28 dias, sendo portanto a idade de maior uso e interesse prático.(9)

Pode-se observar pela coerência dos resultados apresentados nas Figuras 35 a 38 que o modelo (eq. XIII) adotado é bem representativo do fenômeno. Do ponto de vista estatístico,através da análise das matrizes de regressão, verifica-se que os coeficientes de correlação de fcc28 e a/c com fc28 são sempre superiores aos coeficientes de correlação de fcc28 com a/c, ou seja, a variável fcc28 não explica, ou melhor, explica mal a variável a/c, o que valida a hipótese inicial de independência das mesmas.

Aplicando-se também o teste de validade da regressão, baseado na distribuição do F de Snedecor, obtem-se F = 6,10 para = 0,5%. Conforme se observa nos resultados obtidos para cada correlação, apresentados nas Figuras 35 a 38, **Fo** foi sempre bastante superior a F. Em outras palavras, a probabilidade do modelo (eq. XIII)

---

(9) Essa simplificação se deveu também à dificuldade de processamento dos resultados dado ao elevado número de ensaios disponíveis.



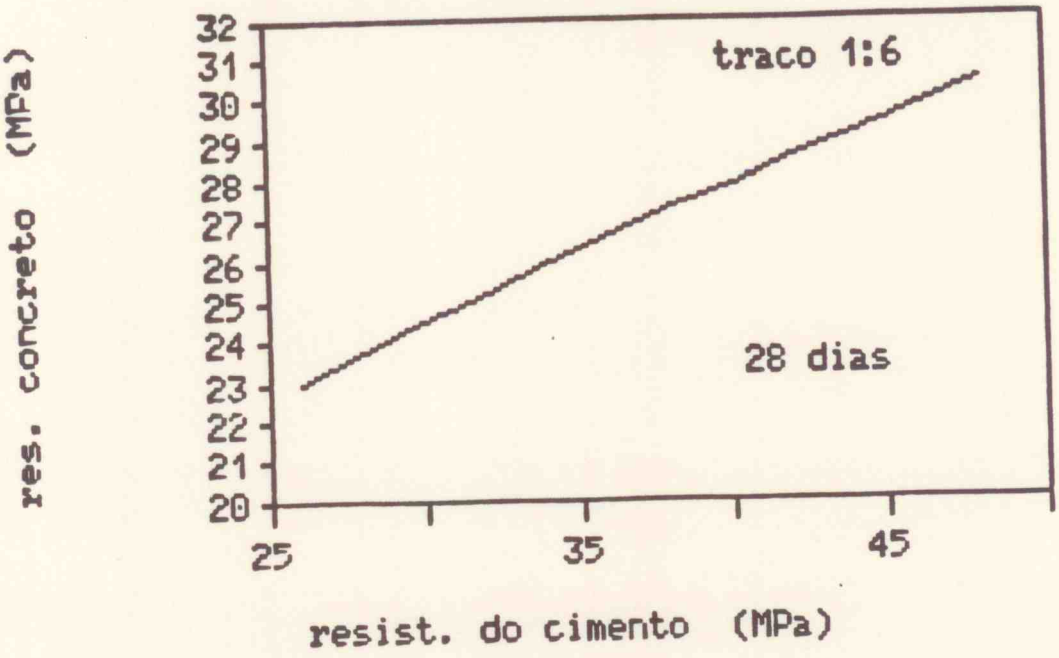
log fc 28 = 0.45. log fcc 28 -0.96. a/c + 1.23

	Matriz de correlação		
log fc28	1		
a/c	-0.56	1	
log fcc28	0.60	-0.25	1

r = 0.74

Fo = 22.02

FIGURA 35. Curva de correlação entre a resistência do concreto e a resistência do cimento para a/c fixa e igual a 0.42.



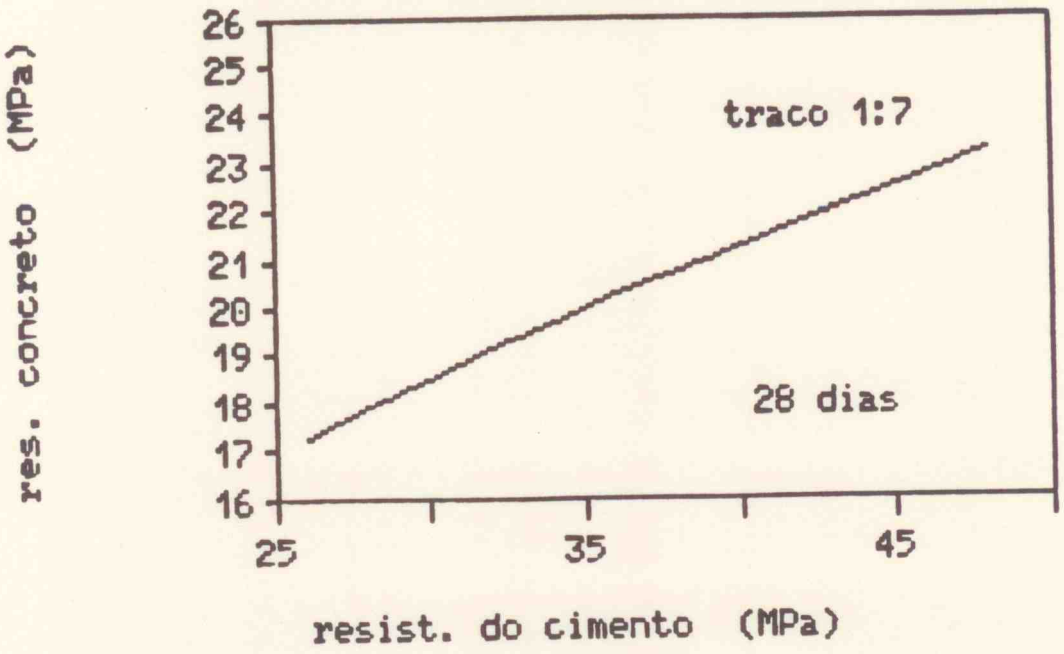
log fc 28 = 0.46. log fcc 28 −1.08. a/c + 1.26

	Matriz de correlação		
log fc28	1		
a/c	-0.52	1	
log fcc28	0.55	-0.14	1

r = 0.71

Fo = 18.76

FIGURA 36. Curva de correlação entre a resistência do concreto e a resistência do cimento para a/c fixa e igual a 0.51.



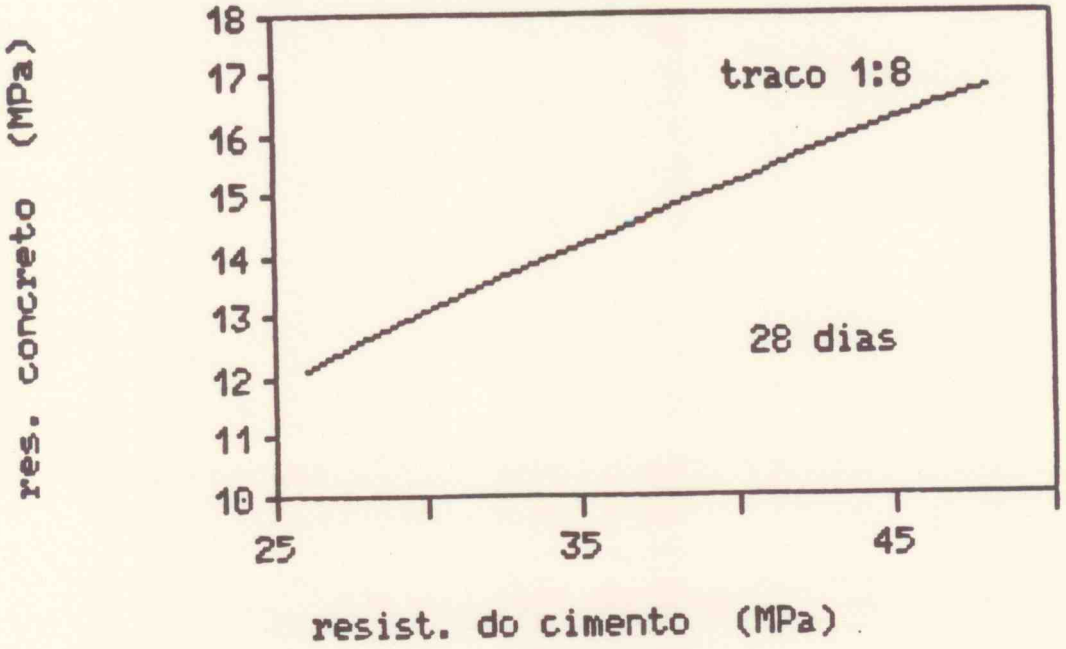
log fc 28 = 0.49. log fcc 28 − 1.11. a/c + 1.24

	Matriz de correlação		
log fc28	1		
a/c	-0.53	1	
log fcc28	0.58	-0.18	1

r = 0.73

Fo = 20.67

FIGURA 37. Curva de correlação entre a resistência do concreto e a resistência do cimento para a/c fixa e igual a 0.62.



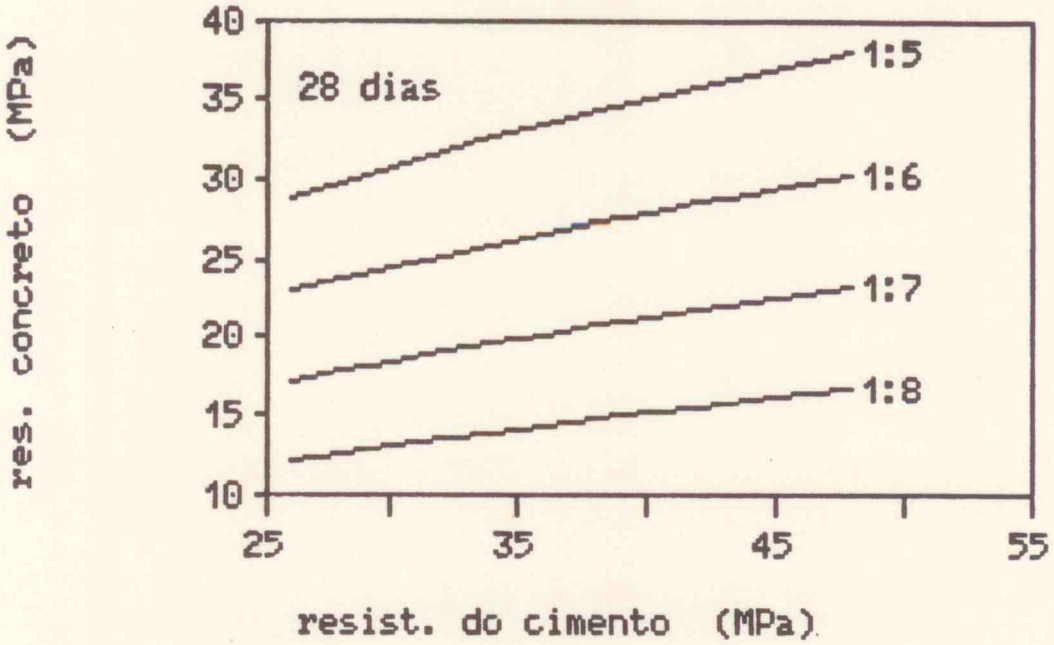
log fc 28 = 0.53. log fcc 28 − 1.08. a/c + 1.16

	Matriz de correlação		
log fc28	1		
a/c	0.65	1	
log fcc28	0.66	-0.30	1

r = 0.81

Fo = 36.19

FIGURA 38. Curva de correlação entre a resistência do concreto e a resistência do cimento para a/c fixa e igual a 0.76.



Traço 1:5 $fc\ 28 = 6.76.fcc28^{0.45}$ (a/c) m = 0.42

Traço 1:6 $fc\ 28 = 5.14.fcc28^{0.46}$ (a/c) m = 0.51

Traço 1:7 $fc\ 28 = 3.54.fcc28^{0.49}$ (a/c) m = 0.62

Traço 1:8 $fc\ 28 = 2.15.fcc28^{0.53}$ (a/c) m = 0.76

FIGURA 39. Curvas de correlação entre a resistência do concreto para a/c fixa em torno de um valor médio.

estar errado na representação do fenomeno é inferior a 0,5%.

A partir das curvas de correlação obtidas empiricamente e apresentadas nas Figuras 35 a 38, foi construída a Figura 39, na qual estão apresentadas as curvas de correlação entre a resistência do concreto e a resistência correspondente do cimento. Tomou-se como valores fixos a idade de 28 dias e a relação água/cimento média correspondente a cada um dos 4 traços de concreto.

A análise da Figura 39 e das equações de correlação aí apresentadas, comprovam experimentalmente as deduções teóricas apresentadas na seção 4.1 deste Capítulo.

CAPÍTULO V

CÁLCULO DA RESISTÊNCIA DE DOSAGEM

5.1 Fatores Intervenientes

Todo produtor, ao oferecer uma certa quantidade de concreto, corre o risco de vê-la rejeitada, mesmo que esta esteja absolutamente de acordo com o especificado. Esse risco será tanto menor quanto mais acima da resistência exigida esteja a média ou o valor característico de sua produção.

A cada lote ou partida homogênea de concreto produzido e submetido ao controle de aceitação, corresponderá uma amostra com n exemplares. Como o tamanho n da amostra jamais poderá atingir o tamanho $n \to \infty$ da população correspondente, a média fcm, j, e o desvio padrão, sc, dos resultados serão sempre uma estimativa, mais ou menos precisa, da média, μ, e do desvio padrão, σ, da população.

Os limites de confiança dos parâmetros populacionais μ e σ, a partir do cálculo dos parâmetros amostrais fcm,j e sc, para um intervalo ρ % de confiança podem ser dados por:

a) Limites de confiança para o intervalo de variação do desvio padrão populacional;

a.1) Grandes amostras ($n \geq 35$):

$$sc - \mu(\rho\%) \frac{sc}{\sqrt{2(n-1)}} < \sigma < sc + \mu(\rho\%) \frac{sc}{\sqrt{2(n-1)}}$$

a.2) Pequenas amostras

$$\sqrt{\frac{n-1}{\chi^2_{sup}}} \cdot sc < \sigma < \sqrt{\frac{n-1}{\chi^2_{inf}}} \cdot sc$$

Nestas expressões, $\mu(\rho\%)$ é o valor crítico da variável normal reduzida para um determinado intervalo $\rho\%$ de confiança e χ^2_{sup} e χ^2_{inf} correspondem ao limite de confiança superior da distribuição de qui-quadrado para o intervalo $\rho\%$ de confiança desejado.

b) Limites de confiança para o intervalo de variação da média populacional

b.1) Grandes amostras ($n \geqslant 35$):

$$f_{cm,j} - \mu(\rho\%) \frac{sc}{\sqrt{n}} < \mu < f_{cm,j} + \mu(\rho\%) \frac{sc}{\sqrt{n}}$$

b.2) Pequenas amostras

$$f_{cm,j} - t(\rho\%) \frac{sc}{\sqrt{n}} < \mu < f_{cm,j} + t(\rho\%) \frac{sc}{\sqrt{n}}$$

onde t corresponde à variável da distribuição de Student

Para efeitos de fixação da resistência média de dosagem, $f_{cmj,d}$ ou seja, a resistência média com a qual se pretende assegurar o $f_{ck,j}$ especificado no projeto estrutural, a NBR 6118 recomenda que seja empregado o limite superior do desvio padrão populacional com os seguintes graus de confiança:[1]

1) Para grandes amostras: $\rho\% = 95\%$

2) Para pequenas amostras: $\rho\% = 90\%$

Esse valor, denominado desvio padrão de dosagem sd, é então

---

(1) URIARTT, Adamastor. Notas sobre controle da resistência e condições de aceitação do concreto conforme a NB-1/78. *Engenharia 2*. Porto Alegre, v. VI(18):17-56, 1982.

utilizado no cálculo da resistência média de dosagem:

$$f_{cmj,d} = f_{ckj} + 1,65 \cdot s_d$$

Na NBR 6118, por simplificação o limite superior:

$$\sigma < s_c + \mu(\rho\%) \frac{s_c}{\sqrt{2(n-1)}} \quad \text{grandes amostras ou}$$

$$\sigma < \sqrt{\frac{n-1}{\chi^2_{inf}}} \cdot s_c \quad \text{pequenas amostras}$$

é apresentado como:

$$\sigma \leqslant k_n \cdot s_n \quad (\text{para } s_c = s_n)$$

A determinação experimental do desvio padrão para efeitos de formulação, ou reformulação de dosagens, poderá ser conduzida sobre resultados de ensaios obtidos na obra, com a produção em andamento, ou em obra equivalente. Por obra equivalente entender-se-á aquela que emprega a mesma matéria prima, disponha do mesmo equipamento e adote a mesma organização e controle da qualidade.

No entanto, a consideração muito importante para a adequação, do procedimento a ser conduzido na determinação experimental do desvio padrão de dosagem, s_d, é que, por regra de decisão, a NBR 6118 somente aceita como avaliação justa do mesmo, o valor limite extremo superior do intervalo de confiança do desvio padrão populacional. Esse valor pode ser obtido a partir da amostra ensaiada, e tem uma probabilidade respectivamente de 2,5% e 5% em ser desmentido, segundo se trate de uma grande ($n \geqslant 35$) ou pequena amostra.

Com esta regra, a NBR 6118 está declarando a impossibilidade de ser aceito o desvio padrão da amostra, s_c, como estimativa

suficientemente precisa do desvio padrão do universo σ, mesmo para amostras tão grandes quanto a de 200 exemplares.

Provavelmente, assim procedendo estará a Norma, enquanto julga ainda oportuno, tentando o aproveitamento do controle da variabilidade para assegurar uma resistência fck,j com maiores probabilidades de aceitação. O valor de sc, obtido sobre uma primeira amostra, ratificará a dosagem formulada, ou a retificará, ainda oportunamente, para novas partidas de produção.

Ocorre que a variação sobre pequenas amostras poderá conduzir a valores exagerados de sc, devido à imprecisão na estimativa da variabilidade da produção e ensaio. Serão necessárias grandes amostras para uma determinação razoável de um valor limite extremo superior que compatibilize com a hipótese formulada na dosagem inicial.

As necessidades de formação de amostras razoavelmente grandes e de obtenção de resultados retificadores ainda oportunos são praticamente, contraditórias.

Para resolver a primeira necessidade, na tentativa de ampliar a amostra, pode-se aproveitar os resultados de todos os ensaios efetuados em uma obra.

A reformulação do traço com vistas à economia de material - tradicional recompensa pelo controle de qualidade efetivo em todas as frentes - somente estará ao alcance do produtor quando sucessivas amostras confirmarem constância do desvio padrão, juntamente com resultados satisfatórios de fck j, est.

O aproveitamento somatório de resultados de várias pequenas

amostras subsequentes, desde que pertençam todas a uma mesma produção,[2] é outro recurso para a obtenção de um valor razoável de sc. Nestes casos, devem seus resultados parciais somarem-se ponderadamente, conforme a expressão seguinte.

$$sc^2 = \frac{sc1^2 (n_1 - 1) + sc2^2 (n_2 - 1) + sc3^2 (n_3 - 1) + \ldots + sck^2 (n_k - 1)}{(n_1 - 1) + (n_2 - 1) + (n_3 - 1) + \ldots + (n_k - 1)}$$

onde: sc = desvio padrão do processo de produção e ensaio do concreto;

sci = desvio padrão do processo de produção e ensaio do concreto obtido para a amostra i;

ni = número de exemplares da amostra i.

Supondo então uma situação onde se conheça o desvio padrão de um processo de produção. Esse parâmetro segundo McIntosh[3] é particular de cada processo, podendo ser obtido com confiança em grandes produções de concreto, do tipo centrais estacionárias de produção.

Nessas circunstâncias, a resistência média inicial de dosagem que em última instância é o parâmetro que define o proporcionamento, isto é, o traço dos materiais constituintes de uma mistura, pode ser dada por:

$$fcmj, d = fck,j + 1,65.sd,$$

onde sd = desvio padrão avaliado através de amostras representativas.

---

(2) Principalmente no caso de concreto dosado em central (usinas).

(3) McINTOSH, J. D. *Concrete and Statistics*. Londres, Cr Books Limited, 1963.

Nessas circunstâncias, o produtor estaria, pelo menos teoricamente, fornecendo um concreto estritamente conforme com o especificado no projeto estrutural. No entanto, poderia ter rejeitado seu concreto uma em cada duas vezes que o apresentar ao controle de aceitação conforme recomendado pela NBR 6118.

Para reduzir esse risco a NBR 6118 recomenda que sd seja calculado como sendo sd = kn . sn onde kn > 1,0.

Admitindo que o risco previsto na NBR 6118 seja muito elevado, qual seria então a resistência média a ser produzida de tal forma que fosse aumentada essa possibilidade de aceitação? Por exemplo, passar dos 50% atuais para 80%?

A "Comisión Permanente del Hormigón"[4], com vistas a esse problema construiu as curvas de eficiência do estimador da NBR 6118 conforme apresentado e discutido em trabalho já publicado.[5]

Com base a essas curvas é possível calcular exatamente a resistência de dosagem que conduzirá a uma probabilidade desejada e pré-estabelecida, de aceitação do concreto ao ser submetido ao controle. Essa parece ser, no entendimento do autor, a situação preferível em substituição ao kn imposto no texto atual da NBR 6118.

Além desta forma mais exata, descrita anteriormente, a NBR 6118 admite um critério subjetivo de avaliação da variabilidade da resistência à compressão do concreto, com base em desvios padrões

---

(4) COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN. *Resistência característica y control de calidad*. Ministério de Obras Publicas da Espanha, 1972.

(5) HELENE, Paulo R. L. Dosagem do Concreto. Proposta para Calibragem da Seção 8.3 da NBR 6118 (NB-1/78 da ABNT). In: *Seminário sobre Sugestões para Revisão da NBR 6118*. São Paulo, jul. 1986. *Anais*... Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON, São Paulo, 1986.

previamente adotados. O texto da NB-1/1960 recomendava um critério semelhante porém com base a coeficientes de variação.

Essa é uma das maiores alterações havidas no critério recomendado para a obtenção da resistência de dosagem pois o texto atual da NBR 6118 adota o desvio padrão do processo de produção e ensaio (6) do concreto, como característico de uma produção, em substituição ao coeficiente de variação - parâmetro adotado no texto da NB-1/60.

Essas alterações foram justificadas com base a estudos internacionais nos quais ficou demonstrada a tendência de constância do desvio padrão para concretos com resistência à compressão superior a 20 MPa.

Esta parece a justificativa para a alteração havida em relação ao texto da NB-1/1960 no texto atual da NBR 6118, no que concerne a critérios subjetivos de padrão da qualidade de uma execução, conforme se mostra na Tabela 10.

Através de análise dos critérios recomendados pelos textos da NB-1/60 e NBR 6118, verifica-se que aqueles recomendados pela NB-1/60 eram mais prudentes para concretos de alta resistência fornecendo resistência média inicial de dosagem mais elevada. Como consequência, os traços recomendados, apesar de se colocarem a favor da segurança, estavam contra a economia. O mesmo se pode

---

(6) O desvio padrão (sc) obtido através dos resultados dos exemlares de uma amostra, representa a intervenção vetorial do desvio padrão devido à produção com o desvio padrão devido a dispersão das operações de ensaio - daí empregar-se a denominação desvio padrão da produção e ensaio do concreto. Não deve ser confundido nem com o desvio padrão real ou efetivo (sc real), nem com o desvio padrão das operações de ensaio (se). Essas três grandezas estão assim interligadas

$$sc^2 = sc,\ real^2 + se^2.$$

dizer com relação aos critérios sugeridos pela NBR 6118 em relação aos concretos de resistência normal. Ao fornecerem resistências médias iniciais mais elevadas estão induzindo à produção de concretos mais ricos, mais caros, ainda que tal procedimento esteja a favor da segurança.

TABELA 10. Critérios subjetivos de padrão de qualidade da execução

Valores recomendados / Texto	Padrão de qualidade da execução	Coeficiente de Variação inicial de dosagem vd	Desvio padrão inicial de dosagem sd	Resistência média inicial de dosagem fcmj,d (MPa)
NB-1 (1960)	Rigoroso	15%	-	fcmj,d = 4/3 fckj
	Razoável	20%	-	fcmj,d = 3/2 fckj
	Regular	25%	-	fcmj,d = 5/3 fckj
NBR-6118 (1978)	Assistência tecnológica e proporcionamento em peso	-	4,0 MPa	fcmj,d = fckj + 6,6
	Assistência tecnológica e agregados dosado em volume	-	5.5 MPa	fcmj,d = fckj + 9,1
	Proporcionamento em volume	-	7,0 MPa	fcmj,d = fckj + 11,6

Considerando que a NB-1/60 foi aplicada com sucesso durante pelo menos 18 anos, admite-se que o critério do coeficiente de variação - a favor da economia para concretos de resistência normal - deveria ser mantido até um determinado limite, a partir do qual seria adotado o critério do desvio padrão que aparentemente parece ser mais correto para altas resistências.

Com base nessas idéias, apresentou-se em trabalho anterior,[7] a seguinte proposta mostrada na Tabela 11, de conciliação dos dois critérios citados.

---

(7) HELENE, Paulo R. L. Op. cit. vide ref. (5).

TABELA 11. Proposta de critérios subjetivos para o estabelecimento da resistência média inicial de dosagem

Padrão de qualidade da execução	Resistência média inicial de dosagem fcmj,d			
	Para fck,j menor ou igual a (MPa)	fcmj, d (MPa)	Para fckj maior que (MPa)	fcmj,d (MPa)
Rigoroso	19,8	4/3 fckj	19,8	fckj+6,6
Razoável	18,2	3/2 fckj	18,2	fckj+9,1
Regular	17,4	5/3 fckj	17,4	fckj+11,6

À luz dos conhecimentos obtidos através do desenvolvimento desta tese, deve-se reconhecer que essa proposta ainda não satisfaz[8] devendo ser atualizada com base no reconhecimento da influência da relação água/cimento e da variabilidade da resistência do cimento na variabilidade da resistência do concreto, conforme demonstrado no Capítulo 4 deste trabalho.[9]

A insatisfação com os critérios propostos nos textos da NB-1/60, da NBR 6118 e da própria proposta anterior do autor não se restringe somente ao parâmetro adotado - se desvio padrão ou coeficiente de variação - mas também aos valores indicados para esses parâmetros. Para satisfazer essa inquietação, foi planejado um levantamento nacional de resultados de ensaio de controle do concreto para melhor avaliar os valores típicos a serem adotados.

---

(8) Apesar de representar uma evolução em relação ao proposto no texto atual da NBR 6118.

(9) (eq. XI), seção 4.1, capítulo IV.

5.2 Variabilidade Típica da Resistência dos Concretos - enquete nacional

5.2.1 Introdução e Objetivos:

O objetivo principal desse levantamento nacional foi conseguir os valores que têm sido praticados e obtidos de parâmetros relacionados com o controle da resistência à compressão, sua variabilidade e a variabilidade das operações de ensaio.

Para tal foi preparada uma ficha consulta cujo modelo está apresentado na Figura F.1 do Anexo F. Essa ficha compõe-se de 5 campos, a saber:

1) Tipo de obra à qual o concreto se destina, subdividida em 6 tipos;
2) Forma de produção do concreto; subdividida em 8 formas;
3) Tipos de funcionamento estrutural das obras; subdivididos em 4 tipos;
4) Parâmetros do processo de produção e controle do concreto;
5) Parâmetros das operações de ensaio.

Acompanhando a ficha, seguiu uma carta explicativa das intenções, ressaltando que cada ficha deveria ser preenchida preferencialmente para amostras com número de exemplares igual ou superior a 6 que é o mínimo tamanho de amostra recomendado pela NBR 6118.

A seguir, foi necessário identificar os laboratórios de ensaios de materiais e componentes instalados no país. Coincidentemente na época, 1982/1983, o IPT/DEd foi solicitado a preparar esse cadastramento dentro da problemática relacionada à implantação de

um Programa de Controle da Qualidade voltado principalmente às habitações de interesse social.[10] Teve-se oportunidade de participar dessa atividade no IPT e consequentemente identificar aqueles laboratórios que se destinavam ao controle de concreto. Vale ressaltar que nessa relação foram incluídos todos, ou pelo menos a grande maioria, dos laboratórios de ensaios privados e ligados a entidades públicas do Brasil, em funcionamento na época.

Recebeu-se resposta de sete Estados, a saber: São Paulo, Rio Grande do Sul, Paraná, Minas Gerais, Pernambuco, Bahia e Pará, num total de 423 fichas aproveitáveis.

5.2.2 Resultados Obtidos:

As informações e resultados obtidos das fichas foram organizados e estão apresentados nas Tabelas F.1.1 a F.1.8 do Anexo F, precedidas pela folha resumo das abreviações empregadas nas Tabelas citadas. Os resultados não aproveitáveis ou não informados pelos responsáveis pelo preenchimento das fichas estão indicados com (-1).

Os resultados nos quais o desvio padrão ou o coeficiente de variação das operações de ensaio superou o desvio padrão ou o coeficiente de variação da produção e ensaio do concreto, foram desconsiderados para fins de análise dos resultados.

---

(10) BNH/IPT. *Capacitação Laboratorial para Ensaios em Materiais e Componentes de Construção Civil - Cadastramento Nacional*. São Paulo, Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo - IPT/DEd, 1983.

5.2.3 Análise dos resultados:

Com as informações e resultados das Tabelas F.,1.1 a F.1.8 foram calculados os seguintes parâmetros de interesse:

1) Resistência média à compressão:

mínima: fcm28 = 13,8 MPa

máxima: fcm28 = 48,6 MPa

média: fcm28 = 27,4 MPa

2) Desvio padrão da produção e ensaio dos concretos:

mínimo: sc = 0,5 MPa

máximo: sc = 7,2 MPa

média: sc = 2,9 MPa

3) Coeficiente de variação da produção e ensaio dos concretos:

mínimo: vc = 2,3 %

máximo: vc = 22 %

média: vc = 11 %

4) Desvio padrão das operações de ensaio:

mínimo: se = 0,2 MPa

máximo: se = 3,5 MPa

média: se = 1,1 MPa

5) Coeficiente de variação das operações de ensaio:

mínimo: ve = 0,6 %

máximo: ve = 9,6 %

média: ve = 4,0 %

Como se verifica, o campo das resistências médias à compressão dos concretos de obras correntes, foi razoavelmente varrido, uma

características dos concretos à compressão variaram de 6 MPa a 40 MPa, cobrindo o campo dos concretos de lastro até concretos de alta resistência adequados para desforma precoce.

Com base nesses dados, foram construídas as distribuições de densidade de probabilidade (histogramas) dos desvios padrões, sc e se, e dos respectivos coeficientes de variação ajustando-se a todos uma distribuição normal, conforme apresentado nas Figuras 40, 41, 42 e 43.

Tradicionalmente,[11] adota-se a média mais ou menos um desvio padrão como os limites de definição do rigor da produção e ensaio de concreto. Observando-se as Figuras 40, 41, 42 e 43 obtemos:

1) Obras com elevado rigor de produção e ensaio:

sc < 1,8 MPa	se < 0,6 MPa
vc < 7%	vc < 2%

2) Obras com baixo rigor de produção e ensaio:

sc > 4,0 MPa	se > 1,8 MPa
vc > 15%	vc > 6%

Consequentemente, por esses resultados, e com base na própria distribuição normal, os critérios subjetivos de padrão de qualidade da execução - item 8.3.1.2 da NBR 6118 - deveriam ser alterados para:

---

(11) UNITED STATES. Department of the Interior. Bureau of Reclamation. *Concrete Manual*. Washington D.C., 8. ed., 1975. p. 179.

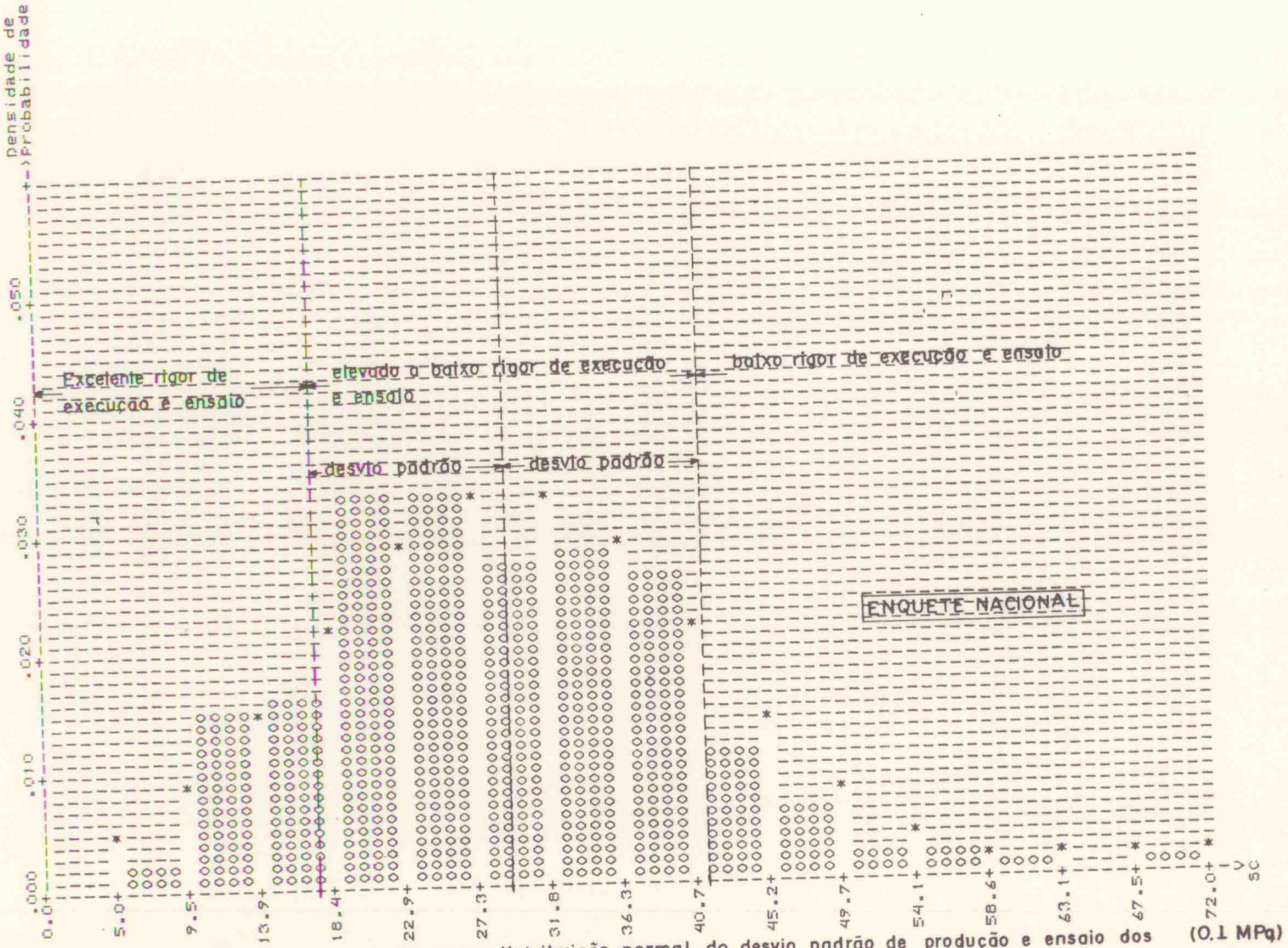


FIGURA 40. Histograma e correspondente distribuição normal do desvio padrão de produção e ensaio dos concretos, Sc.

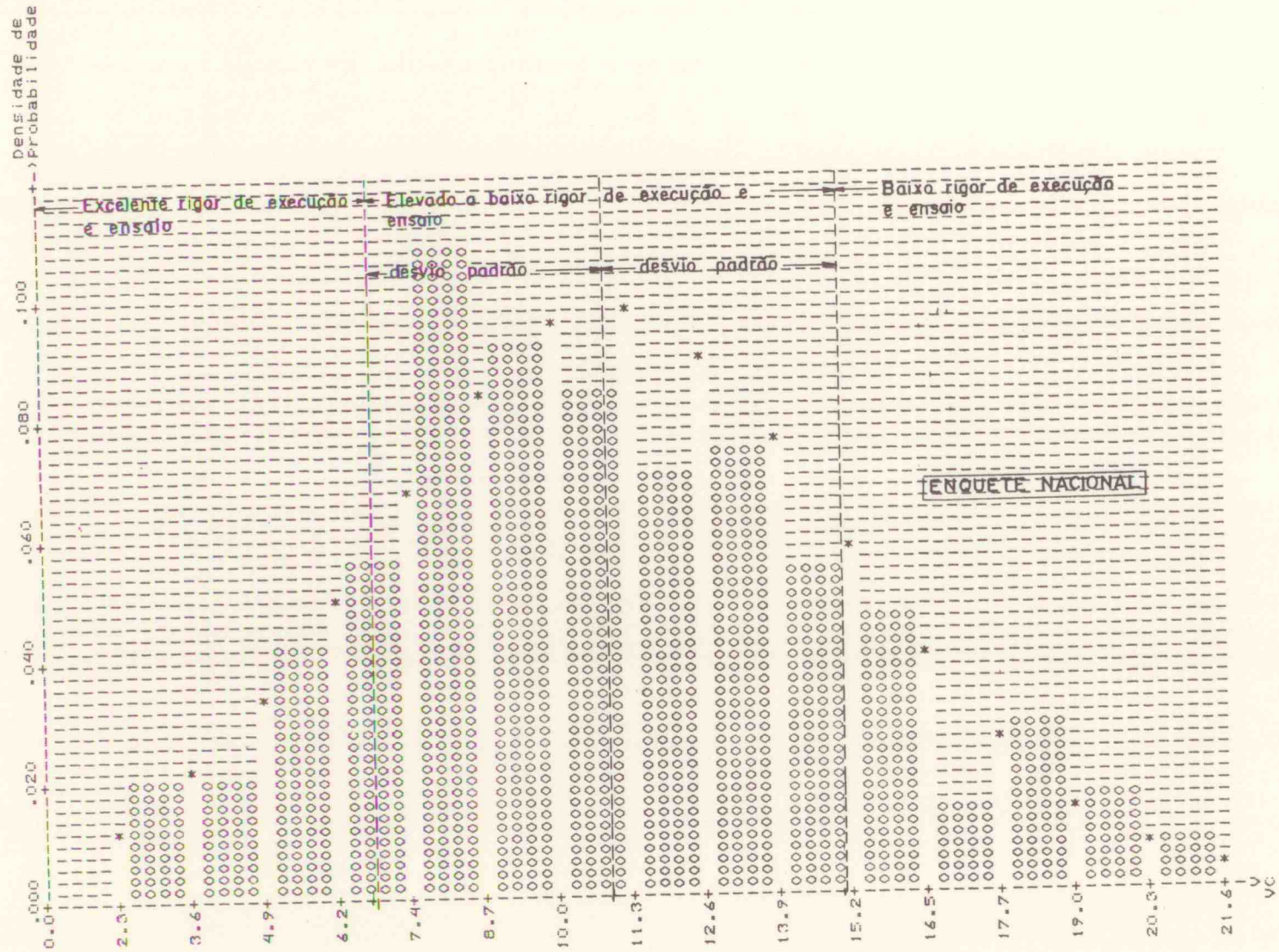
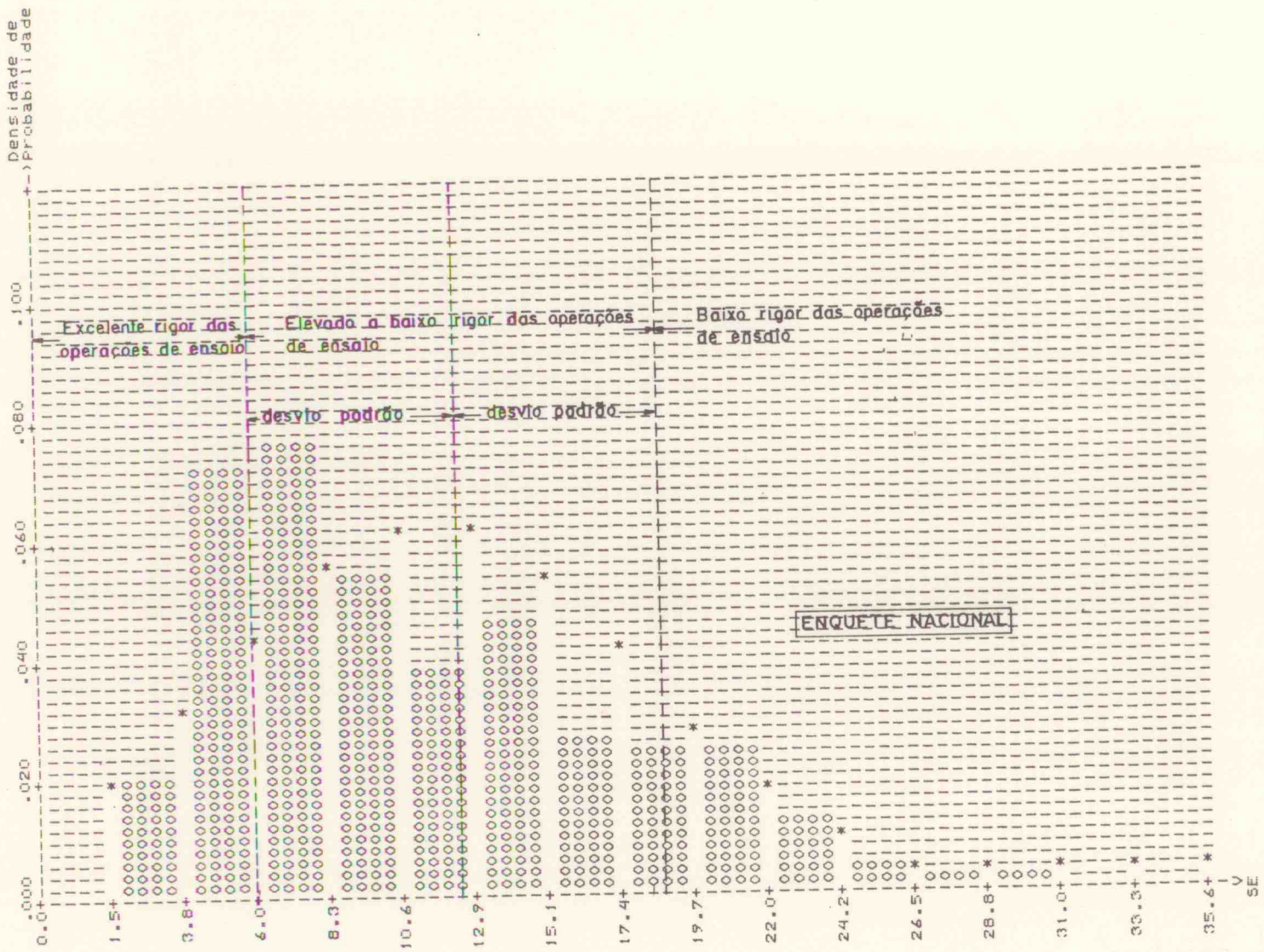


FIGURA 41. Histograma e correspondente distribuição normal do coeficiente de variação de produção e ensaio dos concretos, VC



(0.1 MPa)

FIGURA 42. Histograma e correspondente distribuição normal do desvio padrão das operações de ensaio dos concretos, SE.

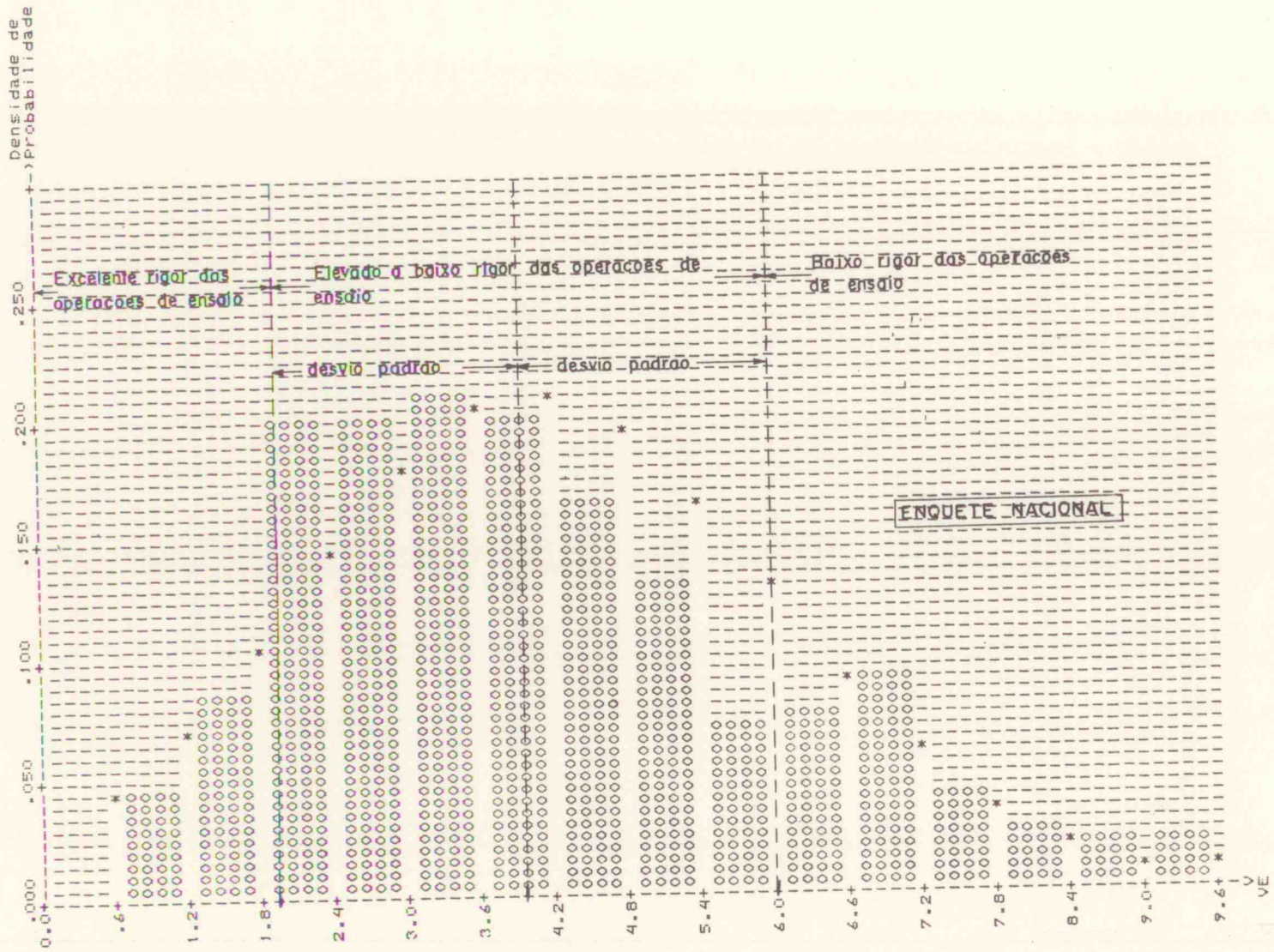


FIGURA 43. Histograma e correspondente distribuição normal do coeficiente de variação das operações de ensaio dos concretos VE.

a) Quando houver assistência tecnológica à obra e proporcionamento em peso (50% das situações atenderão a esta condição):

sd = 3,0 MPa (em substituição aos atuais 4,0 MPa)

b) Quando houver assistência tecnológica à obra e proporcionamento em volume (68,8% das situações atenderão esta condição):

sd = 4,0 MPa (em substituição aos atuais 5,5 MPa)

c) Quando não houver assistência tecnológica à obra e o proporcionamento for efetuado a volume (99,0% das situações atenderão esta condição):

sd = 5.5 MPa (em substituição aos atuais 7,0 MPa).

Finalmente, procurou-se encontrar uma correspondência entre o desvio padrão e a resistência média à compressão dos concretos. A intenção foi comparar com o trabalho clássico de Rüsch,[12] no qual este pesquisador - e outros[13] - admitem a constância do desvio padrão para valores de resistência à compressão acima de 20 MPa.

Como se pode verificar na Figura 44, não se observou neste caso, a constância do desvio padrão podendo-se, no entanto, admitir uma redução do crescimento inicial conforme uma curva hipotética ajustada apenas para indicar a tendência do fenômeno.

---

(12) RüSCH, H.; SELL, R. & RACKWITZ, R. Análisis estadísticos de la resistencia del hormigón, cuaderno 206 de la Deutschen Ausschusses für StahlBeton, Berlin 1969, Ed. Ernst V. Sohn, citado em RüSCH, Hubert. *Hormigón Armado y Hormigón Pretensado*. Barcelona, Compania Ed. Continental, dec. 1975. p. 55.

(13) BASÍLIO, Francisco de Assis. Controle de qualidade do concreto em obras correntes. In: *Colóquio sobre Controle de Qualidade do Concreto Estrutural*, São Paulo, 1973. *Anais*... Instituto Brasileiro do Concreto-IBRACON, set. 1973, 27 p.

COMMITTEE-214. *Controle estatístico do concreto. ACI-214/65. Proposed revision of ACI 214/65.* Trad. Eduardo Santos Basílio. São Paulo, ABCP, 1978.

RACKWITZ, R. *Statistical control in concrete structures*. CEB International course on structural concrete. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil-LNEC, 1973.

Na realidade, não há porque esperar uma correspondência forte entre resistência média e desvio padrão pois este depende da relação água/cimento, da variabilidade da relação água/cimento, da variabilidade da resistência do cimento e da variabilidade das operações de ensaio conforme demonstrado nas seções 4.1 e 4.2. Capítulo IV, (eq. XI), (eq. XII) e (eq. XIII), desta tese.

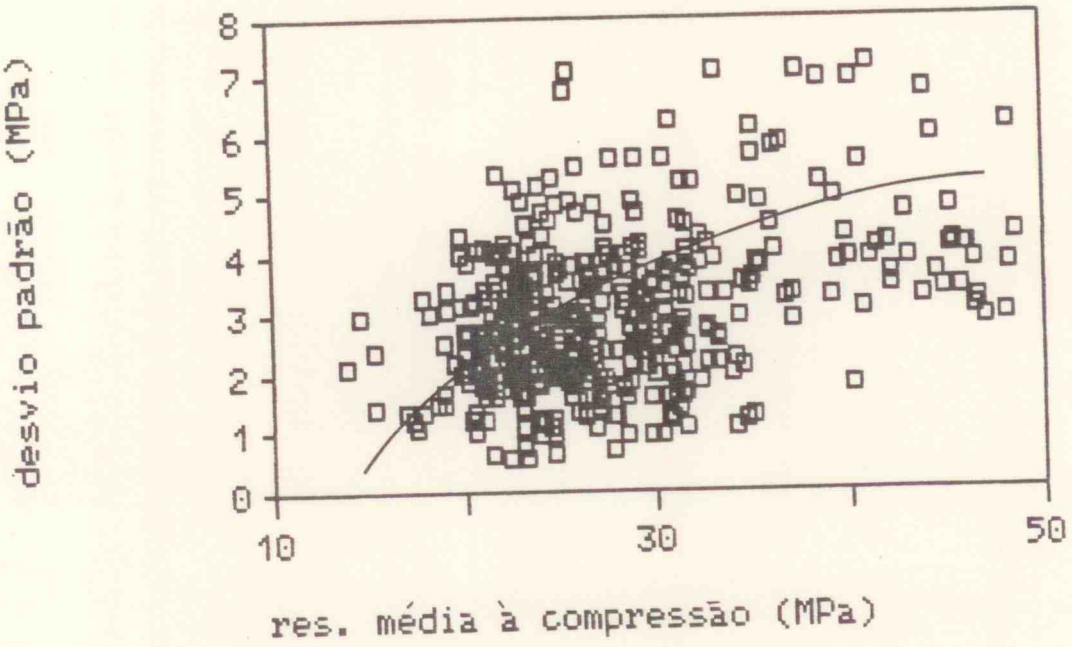


FIGURA 44. Desvio padrão da execução e ensaio do concreto, sc, em função da resistência média do concreto, fcm28 – enquete nacional.

Considerando que várias especificações tomam por referência a observação clássica de Rüsch e Rackwitz, inclusive a NBR 6118 para o estabelecimento do critério de cálculo da resistência média de dosagem, recomenda-se uma revisão desses textos à luz dos novos conhecimentos.

CONCLUSÕES

A variabilidade típica da resistência à compressão dos cimentos - obtida através da argamassa normal - está sendo normalizada no Brasil através da limitação do desvio padrão no valor máximo de 4,5 MPa. Esse valor está subentendido no texto base da Comissão de Estudos CE 18:01.24 - Cimento Portland Comum - Especificação, instalada recentemente no âmbito do CB-18, Comitê Brasileiro de Cimento, Concreto e Agregados da ABNT.

O valor que está sendo sugerido para o desvio padrão e que representa, em última instância, a uniformidade do processo industrial de fabricação de cimento Portland, é sensivelmente superior ao valor encontrado neste estudo, de 3 MPa. Levantamentos anteriores (1) também encontraram valores inferiores a 4,5 MPa.

Para fins de especificação brasileira e correspondente marca de conformidade, o valor que está sendo sugerido para inclusão na norma de cimento Portland Comum-CP32, é bastante tolerante. A uniformidade efetiva da resistência à compressão dos cimentos nacionais é superior à exigida, sendo perfeitamente viável especificar variabilidade menor e intervalo mais estreito entre o limite (mínimo) característico (2) inferior e o limite (máximo) característico (3) superior de resistência à compressão dos cimentos.

---

(1) HELENE, Paulo R. L. O Ensaio e o Controle na maior Economia do Cimento. *A Construção São Paulo*. São Paulo, ano XXXIV(1720):8-14, 30 mar. 1981.
ESPER, Mário W. Conceitos Adotados nas Normas de Cimento Portland. In: *IV Simpósio Nacional de Normalização de Cimento, Concreto e Agregados*, São Paulo, nov. 1986. *Anais*... Comitê Brasileiro de Cimento, Concreto e Agregados, CB-18 da ABNT, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1986.

(2) No Brasil associado ao quantil de 3%. Em outros países associado a quantis variando de 0,1% a 5%.

(3) No Brasil associado ao quantil de 3%. Em outros países associado a quantis variando de 1% a 10%.

Considerando-se tanto o valor obtido como o valor normalizado, obtém-se coeficiente de variação da ordem de 10%, referidos às respectivas resistências médias consideradas. Se obedecida essa uniformidade por parte do processo industrial, é perfeitamente viável empregar-se as curvas médias propostas neste estudo, tanto para a correlação de resistência à compressão com a relação água/cimento quanto para as curvas de evolução da resistência com a idade (referidas à idade de 28 dias).

Essas curvas médias típicas de cada tipo e classe de cimento, podem ser adotadas automaticamente como valores referenciais para a dosagem dos concretos destinados a obras correntes, uma vez que se pode admitir que a relação água/cimento é o parâmetro que explica, em média, 95% da resistência à compressão dos concretos, qualquer que sejam os agregados.(4)

Os coeficientes médios de evolução da resistência à compressão com a idade podem ser adotados nos procedimentos de controle de qualidade da produção dos concretos. Nesses procedimentos, o controle pode ser efetuado com base a outras variáveis referidas à mistura e ao concreto fresco, sendo preferível, no entanto, o emprego da própria resistência à compressão como variável de controle.(5) Esses coeficientes podem ser adotados também como referência para as obras nas quais há interesse em desforma precoce, ou, ao inverso, haja interesse na previsão da resistência a ser atingida a 91 dias (três meses) de idade. Nestes casos, conforme ficou demonstrado na seção 3.4 do capítulo

---

(4) Desde que sejam inertes, de resistência à compressão superior a 60 MPa e não contenham impurezas em teores acima daqueles permitidos pela NBR 7211.

(5) HELENE, Paulo R. L. Controle de Qualidade do Concreto. *Boletim Técnico 03/86*. São Paulo, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil, 1986. p. 9.

III, deste trabalho, é necessário conhecer a relação água/cimento com a qual o concreto está sendo ou será amassado.

Evidentemente,tanto a correlação da resistência dos cimentos com a relação água/cimento, quanto a evolução relativa da resistência com a idade, dependem da composição química e características físicas do cimento em questão. Atualmente, há um movimento forte da indústria do cimento no sentido de aumentar os limites especificados nas normas, para permitir a incorporação de maiores teores de adições. Acredita-se que se essas modificações vierem a se consumar, deverão ocorrer alterações nas curvas médias obtidas neste trabalho. Com vistas a essa problemática, parece interessante pesquisar as variáveis - o mais independentes possível - que influenciam a resistência dos cimentos. A título de sugestão, para futuras pesquisas poder-se-á estudar a influência do teor de cálcio, do teor de perda ao fogo, do teor de resíduo insolúvel, da finura e de alguns compostos menores na resistência à compressão resultante. A partir da equação de correlação múltipla resultante, seria possível deduzir a variabilidade da resistência do cimento e consequentemente afinar os parâmetros de controle de qualidade da produção de cimentos Portland.

Com relação à resistência à compressão dos concretos e sua variabilidade, foi deduzido e ficou demonstrado, a partir dos dados experimentais, qual a parcela de influência da variabilidade da resistência à compressão dos cimentos. Verifica-se o predomínio da influência da variabilidade e da própria relação água/cimento no resultado final dos concretos, tendo a variabilidade das operações de ensaio, pequena participação no

cômputo geral desde que mantida dentro de níveis[6] classificados como bons ou excelentes.

Concluiu-se que não é razoável esperar a constância do desvio padrão, nem do coeficiente de variação, em função da resistência à compressão dos concretos. Essa comprovação esclarece a polemica tradicional entre os pesquisadores de concreto e que ficou transparente a nível de normalização nacional na medida em que o texto atual da NBR 6118 adota o desvio padrão em substituição ao coeficiente de variação especificado (por 18 anos) pelo texto da NB-1/1960 da ABNT.

A análise das informações e resultados obtidos através de enquete nacional permitiram verificar que os níveis atuais de variabilidade dos concretos podem ser admitidos como mais reduzidos que aqueles especificados nos textos da NB-1/1960 da ABNT e NBR 6118. Essa constatação reflete um aperfeiçoamento e maior uniformidade dos processos atuais de produção dos concretos. A alteração dos valores recomendados para o cálculo da resistência de dosagem representará uma economia de cimento para o produtor de concreto[7] e consequentemente uma economia de energia para o país.

Finalmente, a título de sugestão para novos estudos, caberia pesquisar com maior profundidade os níveis usuais de variabilidade da relação água/cimento de diferentes traços de concreto. Essa variabilidade poderia ser observada e quantificada a partir da adoção de variáveis independentes e características

---

(6) Vide norma COMMITTEE-ACI-214. Op. cit.

(7) Para um concreto com resistência característica usual de 18 MPa, a resistência de dosagem pode cair de 4 MPa representando uma economia média de 20 kg de cimento por m3 de concreto.

dos materiais da mistura, tais como, índice de angulosidade, módulo de finura total, superfície específica e outras mais. O resultado obtido poderia ser adotado como um poderoso parâmetro de controle dos concretos frescos.

ANEXO A

CIMENTOS NACIONAIS

Resultados obtidos dos ensaios

TABELA A.1.1 Resultados obtidos dos ensaios em cimentos nacionais - CP32

TABELA A.1.2 Resultados obtidos dos ensaios em cimentos nacionais - CP32

TABELA A.1.3 Resultados obtidos dos ensaios em cimentos nacionais - CP32

TABELA A.1.4 Resultados obtidos dos ensaios em cimentos nacionais - CP32

TABELA A.2.1 Resultados obtidos dos ensaios em cimentos nacionais - AF32

TABELA A.2.2 Resultados obtidos dos ensaios em cimentos nacionais - AF32

TABELA A.3 Resultados obtidos dos ensaios em cimentos nacionais - POZ32

TABELA A.4.1 Resultados obtidos dos ensaios em cimentos nacionais - CP25

TABELA A.4.1 Resultados obtidos dos ensaios em cimentos nacionais - CP25

TABELA A.5 Resultados obtidos dos ensaios em cimentos nacionais - AF25

TABELA A.6 Resultados obtidos dos ensaios em cimentos nacionais - POZ25

TABELA A.1.1.RESULTADOS OBTIDOS DOS ENSAIOS EM CIMENTOS NACIONAIS CP 32.

NUM. LINHA	NUM. ORDEM	A/C	RESISTENCIA A COMPRESSAO EM MPa, AOS 3 dias	7 dias	28 dias	91 dias	FI200 %	FI325 %	MASSA ESP. kg/m3	BLAINE cm2/g	PERDA AO FOGO (%)	RES. INSOLUVEL (%)
1	101	0.38	13.7	20.3	31.8	38.8	4.5	16.4	3190	2740	1.45	0.14
2		0.48	10.3	20.1	31.4	37.8						
3		0.58	7.5	18.3	31.1	35.8						
4		0.68	5.1	14.1	25.8	30.8						
5		0.78	3.4	9.6	18.2	21.2						
6	102	0.38	19.6	25.0	34.1	40.0	5.0	15.9	3030	3150	3.06	0.68
7		0.48	19.5	24.7	33.9	39.6						
8		0.58	17.8	23.5	31.8	38.1						
9		0.68	11.6	16.7	23.8	30.7						
10		0.78	8.2	11.1	18.3	26.3						
11	103	0.38	18.1	22.6	34.2	39.8	5.8	18.5	3110	2890	3.89	1.05
12		0.48	16.3	22.4	34.1	39.4						
13		0.58	13.5	20.0	33.8	36.3						
14		0.68	8.2	14.6	25.4	30.2						
15		0.78	6.7	10.6	19.7	26.5						
16	104	0.38	17.3	24.7	33.9	39.1	4.7	16.1	3090	2987	3.98	1.12
17		0.48	16.5	22.3	33.6	38.8						
18		0.58	14.8	20.7	33.3	37.8						
19		0.68	9.9	14.2	25.2	30.6						
20		0.78	6.5	9.7	19.5	26.6						
21	105	0.38	15.0	25.0	34.7	44.5	3.1	10.9	3170	3707	2.53	0.7
22		0.48	13.9	22.1	32.5	43.7						
23		0.58	8.9	19.5	30.4	38.2						
24		0.68	7.1	15.0	24.6	30.2						
25		0.78	4.6	11.3	18.0	26.3						
26	106	0.38	23.7	29.8	36.1	43.1	1.1	7.7	3110	3264	3.34	0.47
27		0.48	22.0	27.0	32.6	43.0						
28		0.58	15.1	22.0	27.8	33.3						
29		0.68	11.5	17.2	23.2	29.5						
30		0.78	9.9	15.1	20.9	26.8						
31	107	0.38	18.1	24.9	34.0	41.0	4.7	15.2	3140	3004	1.61	0.43
32		0.48	18.3	22.8	33.9	40.6						
33		0.58	13.5	18.4	27.6	36.4						
34		0.68	9.3	14.1	21.6	30.4						
35		0.78	6.9	9.8	16.2	22.5						
36	108	0.38	20.3	24.8	33.4	40.9	3.7	12.6	3140	3259	1.96	0.72
37		0.48	20.2	24.4	32.9	40.4						
38		0.58	13.0	17.0	24.9	34.8						
39		0.68	9.3	12.8	20.8	29.8						
40		0.78	7.0	9.9	25.4	23.5						

TABELA A.1.2.RESULTADOS OBTIDOS DOS ENSAIOS EM CIMENTOS NACIONAIS CP 32.

NUM. LINHA	NUM. ORDEM	A/C	RESISTENCIA A COMPRESSAO EM MPa, AOS 3 dias	7 dias	28 dias	91 dias	FI200 %	FI325 %	MASSA ESP. kg/m3	BLAINE cm2/g	PERDA AO FOGO (%)	RES. INSOLUVEL (%)
41	109	0.38	15.0	21.2	33.0	44.8	3.4	11.9	3140	2855	2.91	0.64
42		0.48	12.2	19.1	32.4	44.5						
43		0.58	9.3	14.5	27.4	38.9						
44		0.68	6.3	11.0	21.1	30.1						
45		0.78	4.2	7.4	14.8	23.1						
46	110	0.38	19.1	27.2	39.3	51.1	3.4	12.2	3090	3384	1.93	0.65
47		0.48	18.0	25.8	38.9	50.1						
48		0.58	12.4	18.8	31.1	41.7						
49		0.68	8.1	14.8	23.5	33.7						
50		0.78	5.4	10.0	16.1	24.3						
51	111	0.38	15.4	21.0	32.8	38.1	4.5	15.9	3160	3303	3.81	0.83
52		0.48	14.4	20.9	32.3	37.5						
53		0.58	9.8	16.3	24.6	31.6						
54		0.68	6.2	11.3	18.5	24.8						
55		0.78	4.9	8.7	14.8	20.3						
56	112	0.38	18.8	21.8	31.6	40.1	4.6	14.8	3110	3160	3.9	0.45
57		0.48	16.7	21.2	31.4	39.6						
58		0.58	13.4	17.8	27.3	36.6						
59		0.68	9.5	12.2	21.3	29.9						
60		0.78	7.3	10.2	18.2	24.6						
61	113	0.38	17.8	24.3	39.6	45.1	3.5	11.2	3100	3499	0.83	0.44
62		0.48	15.3	23.8	38.7	44.8						
63		0.58	10.3	16.9	30.1	41.0						
64		0.68	7.2	12.7	25.7	34.0						
65		0.78	5.8	9.4	18.6	27.5						
66	114	0.38	17.3	24.8	32.5	50.2	1.5	6.7	3110	3555	3.62	0.47
67		0.48	14.3	21.5	32.3	49.6						
68		0.58	10.1	16.3	25.8	40.2						
69		0.68	7.1	12.3	19.2	30.5						
70		0.78	5.4	9.8	14.3	23.5						
71	115	0.38	22.2	29.7	37.0	42.8	1.8	7.9	3090	3129	3.48	0.55
72		0.48	21.5	29.5	36.8	42.5						
73		0.58	12.8	19.5	29.7	37.0						
74		0.68	14.1	15.4	25.3	33.3						
75		0.78	10.1	13.7	21.8	26.7						
76	116	0.38	23.9	28.4	34.8	36.3	6.3	8.9	3030	4249	4.03	0.49
77		0.48	20.6	25.9	33.1	38.1						
78		0.58	13.8	19.8	25.2	29.5						
79		0.68	10.5	15.3	21.1	25.5						
80		0.78	8.2	11.4	17.1	21.2						

TABELA A.1.3.RESULTADOS OBTIDOS DOS ENSAIOS EM CIMENTOS NACIONAIS CP 32.

NUM. LINHA	NUM. ORDEM	A/C	RESISTENCIA A COMPRESSAO EM MPa, AOS 3 dias	7 dias	28 dias	91 dias	FI200 %	FI325 %	MASSA ESP. kg/m3	BLAINE cm2/g	PERDA AO FOGO (%)	RES. INSOLUVEL (%)
81	117	0.38	25.1	31.1	41.5	44.1	4.7	14.9	3050	3281	2.44	0.83
82		0.48	23.1	30.5	41.4	43.8						
83		0.58	18.1	24.1	34.3	36.5						
84		0.68	11.8	18.8	2.8	30.8						
85		0.78	9.0	13.8	22.3	27.2						
86	118	0.38	16.9	24.8	37.5	46.0	1.7	3.4	3030	3902	4.25	1.57
87		0.48	16.9	24.3	37.1	45.7						
88		0.58	11.0	16.9	26.6	33.6						
89		0.68	7.6	13.1	21.2	29.2						
90		0.78	6.0	9.2	15.6	20.2						
91	119	0.38	18.7	27.5	39.4	47.9	1.7	4.7	3110	3368	2.09	0.7
92		0.48	17.2	27.2	38.8	47.6						
93		0.58	13.9	23.7	35.5	41.2						
94		0.68	9.8	15.8	25.4	32.8						
95		0.78	6.9	12.5	21.2	25.6						
96	120	0.38	24.9	29.2	39.0	44.9	6.5	9.6	3080	3300	2.84	0.74
97		0.48	24.4	29.0	38.7	44.5						
98		0.58	15.3	22.3	30.7	33.0						
99		0.68	11.7	14.6	25.3	32.0						
100		0.78	8.8	11.3	20.1	23.3						
101	121	0.38	20.8	24.0	30.9	33.0	6.2	9.1	3000	3443	6.24	1.3
102		0.48	20.2	23.7	30.7	32.6						
103		0.58	14.0	19.6	24.7	30.6						
104		0.68	10.0	13.4	20.7	22.5						
105		0.78	8.5	12.0	18.1	20.7						
106	122	0.38	15.5	24.8	33.4	40.3	5.2	7.6	3060	3406	4.09	0.54
107		0.48	15.1	24.5	32.9	39.8						
108		0.58	12.4	18.1	27.5	34.8						
109		0.68	6.6	13.7	20.9	25.9						
110		0.78	5.2	9.8	16.4	23.6						
111	123	0.38	18.5	23.5	33.8	41.8	4.3	4.9	3070	3996	1.02	0.45
112		0.48	17.4	22.9	33.5	41.4						
113		0.58	11.5	16.1	26.0	33.0						
114		0.68	7.7	10.5	17.6	25.2						
115		0.78	5.8	9.3	16.4	23.4						
116	124	0.38	15.6	20.4	31.2	43.8	10.1	12.1	3080	2776	1.13	0.45
117		0.48	13.8	20.2	31.0	43.6						
118		0.58	12.0	17.3	27.4	36.0						
119		0.68	8.7	12.2	24.1	32.6						
120		0.78	8.3	11.5	20.7	31.2						

TABELA A.1.4.RESULTADOS OBTIDOS DOS ENSAIOS EM CIMENTOS NACIONAIS CP 32.

NUM. LINHA	NUM. ORDEM	A/C	RESISTENCIA A COMPRESSAO EM MPa, AOS 3 dias	7 dias	28 dias	91 dias	FI200 %	FI325 %	MASSA ESP. kg/m3	BLAINE cm2/g	PERDA AO FOGO (%)	RES. INSOLUVEL (%)
121	125	0.38	19.0	23.7	30.9	33.8	1.5	3.8	3090	3695	2.39	0.39
122		0.48	15.2	21.4	30.1	33.6						
123		0.58	11.6	17.5	28.1	31.2						
124		0.68	9.6	15.4	25.7	28.5						
125		0.78	6.5	11.8	21.0	26.6						
126	126	0.38	19.7	24.6	32.0	41.6	4.1	7.4	3090	3070	3.66	1.19
127		0.48	15.9	23.9	31.8	41.5						
128		0.58	12.6	19.3	31.3	33.4						
129		0.68	11.2	18.8	25.7	31.4						
130		0.78	7.3	12.0	20.7	26.1						
131	127	0.38	14.6	20.8	30.4	40.3	7.4	9.7	3070	4067	3.94	1.22
132		0.48	12.3	19.6	30.2	38.1						
133		0.58	7.8	12.8	21.4	31.6						
134		0.68	4.4	9.6	18.2	26.7						
135		0.78	3.0	7.4	15.5	21.1						
136	128	0.38	21.7	24.2	33.0	39.7	6.4	9.5	3080	3300	2.45	0.5
137		0.48	20.9	23.7	32.6	39.2						
138		0.58	14.8	21.7	28.7	35.6						
139		0.68	11.3	15.6	23.1	29.4						
140		0.78	7.5	11.4	17.7	25.4						
141	129	0.38	16.7	23.4	35.9	40.2	4.0	7.5	3170	3455	1.58	0.41
142		0.48	11.5	18.1	30.1	38.7						
143		0.58	8.8	14.8	24.8	34.3						
144		0.68	6.2	13.2	22.6	27.5						
145		0.78	4.0	7.8	13.6	21.3						
146	130	0.38	20.2	27.6	36.9	44.5	3.7	5.8	3120	3287	1.97	0.59
147		0.48	16.2	24.6	36.2	44.2						
148		0.58	12.5	18.7	31.4	36.7						
149		0.68	7.9	12.9	25.0	32.6						
150		0.78	6.3	11.0	20.8	28.2						

TABELA A.2.1.RESULTADOS OBTIDOS DOS ENSAIOS EM CIMENTOS NACIONAIS AF 32.

NUM. LINHA	NUM. ORDEM	A/C	RESISTENCIA A COMPRESSAO EM MPa, AOS 3 dias	7 dias	28 dias	91 dias	FI200 %	FI325 %	MASSA ESP. kg/m3	BLAINE cm2/g	PERDA AO FOGO (%)	RES. INSOLUVEL (%)
1	201	0.38	17.3	27.5	38.9	48.5	0.8	4.2	2960	3926	0	0.67
2		0.48	17.0	27.4	38.7	47.8						
3		0.58	12.2	20.7	32.8	41.2						
4		0.68	8.9	17.5	24.8	33.9						
5		0.78	6.3	10.3	19.2	25.1						
6	202	0.38	14.7	23.1	39.9	51.6	2.6	9.9	3020	3866	0	1.33
7		0.48	14.1	22.0	39.8	51.4						
8		0.58	8.7	16.3	30.9	42.8						
9		0.68	6.7	11.6	24.9	35.6						
10		0.78	4.2	8.7	18.9	29.7						
11	203	0.38	10.6	17.3	34.4	49.3	0.8	3.3	2980	3013	0	0.48
12		0.48	9.8	17.2	34.1	49.1						
13		0.58	6.3	12.1	27.3	39.6						
14		0.68	4.3	9.1	20.0	31.6						
15		0.78	3.2	6.6	15.3	25.7						
16	204	0.38	11.8	20.3	37.8	52.7	0.9	3.2	3000	3284	0	0.23
17		0.48	11.6	20.2	37.5	52.5						
18		0.58	8.0	16.9	33.5	50.6						
19		0.68	5.6	12.1	27.1	40.2						
20		0.78	4.4	9.4	24.8	32.5						
21	205	0.38	17.5	26.3	45.9	54.6	1.1	5.4	3020	3686	0	0.67
22		0.48	15.9	25.9	45.5	54.0						
23		0.58	10.0	16.8	33.8	43.8						
24		0.68	7.7	13.5	28.0	36.5						
25		0.78	5.2	10.3	21.6	32.7						
26	206	0.38	20.6	30.3	48.7	54.8	0.8	3.8	2980	4003	0	1.09
27		0.48	19.8	30.2	48.3	54.5						
28		0.58	11.8	20.8	37.5	48.1						
29		0.68	8.9	15.9	29.7	37.5						
30		0.78	6.0	11.1	22.9	31.2						
31	207	0.38	18.4	27.4	49.5	51.3	1.1	5.3	3050	3686	0	0.64
32		0.48	12.9	20.7	43.6	49.0						
33		0.58	7.6	13.1	29.8	41.2						
34		0.68	4.8	10.5	23.9	37.8						
35		0.78	3.0	8.3	21.2	30.9						
36	208	0.38	21.6	30.7	42.2	49.1	4.6	6.12	3000	3685	0	1.12
37		0.48	21.4	30.3	41.8	48.3						
38		0.58	13.4	20.5	31.6	40.1						
39		0.68	10.6	18.2	29.0	35.1						
40		0.78	6.5	12.6	20.4	27.1						

TABELA A.2.2.RESULTADOS OBTIDOS DOS ENSAIOS EM CIMENTOS NACIONAIS AF 32.

NUM. LINHA	NUM. ORDEM	A/C	RESISTENCIA A COMPRESSAO EM MPa, AOS 3 dias	7 dias	28 dias	91 dias	FI200 %	FI325 %	MASSA ESP. kg/m3	BLAINE cm2/g	PERDA AO FOGO (%)	RES. INSOLUVEL (%)
41	209	0.38	13.3	18.5	33.0	47.0	2.8	4.7	2980	3567	0	0.59
42		0.48	11.9	18.2	32.1	46.6						
43		0.58	8.1	13.9	27.8	38.8						
44		0.68	5.7	10.5	21.1	31.5						
45		0.78	3.7	8.0	16.1	24.2						

TABELA A.3.RESULTADOS OBTIDOS DOS ENSAIOS EM CIMENTOS NACIONAIS POZ 32.

NUM. LINHA	NUM. ORDEM	A/C	RESISTENCIA A COMPRESSAO EM MPa, AOS 3 dias	7 dias	28 dias	91 dias	FI200 %	FI325 %	MASSA ESP. kg/m3	BLAINE cm2/g	PERDA AO FOGO (%)	RES. INSOLUVEL (%)
1	301	0.38	13.9	18.8	29.5	42.8	2.2	7.2	2930	3942	2.08	0
2		0.48	13.6	18.4	29.2	42.5						
3		0.58	8.1	12.6	21.6	34.3						
4		0.68	5.7	8.9	17.5	27.6						
5		0.78	3.4	6.4	11.6	23.8						
6	302	0.38	21.1	26.9	36.0	48.4	4.1	6.3	3080	4148	2.93	0
7		0.48	21.0	26.6	35.6	47.9						
8		0.58	15.1	19.1	25.1	34.7						
9		0.68	9.5	13.4	18.8	30.7						
10		0.78	6.0	10.2	15.1	22.5						
11	303	0.38	17.8	21.0	29.8	41.3	2.4	4.4	3020	4080	3.44	0
12		0.48	17.3	20.7	29.4	40.5						
13		0.58	12.0	16.2	23.4	35.9						
14		0.68	8.1	11.9	20.3	30.0						
15		0.78	5.8	8.5	15.1	23.0						
16	304	0.38	20.6	27.2	33.2	42.3	3.6	5.8	3170	3291	2.59	0
17		0.48	14.5	21.4	28.5	36.3						
18		0.58	10.4	17.7	27.8	35.1						
19		0.68	8.0	12.9	22.5	27.8						
20		0.78	5.4	9.5	17.0	25.4						

TABELA A.4.1.RESULTADOS OBTIDOS DOS ENSAIOS EM CIMENTOS NACIONAIS CP 25.

NUM. LINHA	NUM. ORDEM	A/C	RESISTENCIA A COMPRESSAO EM MPa, AOS 3 dias	7 dias	28 dias	91 dias	FI200 %	FI325 %	MASSA ESP. kg/m3	BLAINE cm2/g	PERDA AO FOGO (%)	RES. INSOLUVEL (%)
1	401	0.38	9.6	16.8	25.9	30.1	7.6	20.1	3080	3340	4.11	1.25
2		0.48	6.3	13.6	24.5	29.9						
3		0.58	4.2	9.7	19.5	25.2						
4		0.68	3.0	7.3	14.7	19.9						
5		0.78	2.2	5.0	10.8	16.7						
6	402	0.38	9.6	13.4	21.8	27.8	8.0	21.9	3080	2858	3.21	1.09
7		0.48	8.8	13.2	21.4	27.3						
8		0.58	7.0	11.6	19.8	27.0						
9		0.68	4.8	8.5	17.2	24.8						
10		0.78	4.3	7.8	14.2	21.6						
11	403	0.38	17.1	20.7	29.0	37.4	5.2	8.6	3120	3031	2.39	0.67
12		0.48	16.6	20.6	28.8	37.2						
13		0.58	12.0	17.0	23.7	29.1						
14		0.68	8.4	12.7	20.5	26.0						
15		0.78	6.6	10.8	16.4	23.5						
16	404	0.38	17.4	20.8	28.4	34.7	4.7	6.9	3160	3514	3.09	0.42
17		0.48	16.8	19.4	27.9	33.6						
18		0.58	12.3	17.7	22.3	28.0						
19		0.68	7.4	11.8	17.4	21.4						
20		0.78	5.7	9.8	13.9	18.9						
21	405	0.38	13.6	19.3	25.8	33.0	11.4	13.6	3090	2915	3.53	0.75
22		0.48	10.6	18.3	25.6	32.8						
23		0.58	7.8	14.1	21.7	29.4						
24		0.68	5.3	10.2	17.5	22.3						
25		0.78	3.8	8.0	13.1	18.2						
26	406	0.38	18.6	21.1	29.1	35.1	9.2	11.2	3120	3300	4	0.55
27		0.48	18.0	20.7	28.4	34.7						
28		0.58	11.5	16.2	23.7	31.1						
29		0.68	10.4	14.9	21.3	28.2						
30		0.78	6.7	9.3	14.9	20.7						
31	407	0.38	20.9	25.7	32.2	42.7	9.3	9.8	3140	3487	1.35	0.53
32		0.48	18.5	22.4	26.8	35.8						
33		0.58	13.6	17.6	24.1	33.4						
34		0.68	9.6	13.1	18.9	26.4						
35		0.78	7.0	10.4	15.3	21.4						
36	408	0.38	18.1	22.6	29.7	37.1	7.3	9.2	3090	3685	3.31	1.41
37		0.48	16.1	21.6	29.0	36.5						
38		0.58	13.5	18.6	27.5	33.0						
39		0.68	10.2	13.8	20.4	29.0						
40		0.78	7.2	11.2	16.8	23.3						

TABELA A.4.2.RESULTADOS OBTIDOS DOS ENSAIOS EM CIMENTOS NACIONAIS CP 25.

NUM. LINHA	NUM. ORDEM	A/C	RESISTENCIA A COMPRESSAO EM MPa, AOS 3 dias	7 dias	28 dias	91 dias	FI200 %	FI325 %	MASSA ESP. kg/m3	BLAINE cm2/g	PERDA AO FOGO (%)	RES. INSOLUVEL (%)
36	408	0.38	18.1	22.6	29.7	37.1	7.3	9.2	3090	3685	3.31	1.41
37		0.48	16.1	21.6	29.0	36.5						
38		0.58	13.5	18.6	27.5	33.0						
39		0.68	10.2	13.8	20.4	29.0						
40		0.78	7.2	11.2	16.8	23.3						
41	409	0.38	21.1	23.8	29.1	34.1	5.2	8	3080	3623	3.1	0.28
42		0.48	20.7	23.6	28.8	33.5						
43		0.58	16.1	19.1	25.1	30.1						
44		0.68	11.6	15.3	22.4	25.7						
45		0.78	8.6	12.2	17.5	21.7						
46	410	0.38	16.2	19.3	26.4	36.0	7.1	9.6	3160	3294	2.28	0.35
47		0.48	14.8	19.0	26.0	35.2						
48		0.58	10.8	14.1	22.0	31.0						
49		0.68	7.4	9.7	16.2	27.8						
50		0.78	7.0	8.7	15.4	25.8						
51	411	0.38	9.5	15.0	25.8	41.3	5.6	7.7	2880	4029	2.56	0
52		0.48	8.3	14.4	25.3	41.0						
53		0.58	5.7	11.4	22.8	31.6						
54		0.68	3.9	8.0	18.7	27.5						
55		0.78	2.3	5.4	12.0	20.0						
56	412	0.38	14.9	20.4	27.0	36.3	11.1	11.9	3170	3903	2.89	0.44
57		0.48	12.6	18.9	26.3	34.9						
58		0.58	9.2	14.3	23.3	31.8						
59		0.68	6.2	11.8	20.0	26.8						
60		0.78	4.1	8.2	17.6	20.8						

TABELA A.5.RESULTADOS OBTIDOS DOS ENSAIOS EM CIMENTOS NACIONAIS - AF 25.

NUM. LINHA	NUM. ORDEM	A/C	RESISTENCIA A COMPRESSAO EM MPa, aos 3 dias	7 dias	28 dias	91 dias	FI200 %	FI325 %	MASSA ESP. kg/m3	BLAINE cm2/g	PERDA AO FOGO (%)	RES. INSOLUVEL (%)
1	601	0.38	9.9	22.4	29.4	36.3	2.8	3.9	2930	3638	0	0.79
2		0.48	9.0	15.9	27.3	35.0						
3		0.58	6.9	12.4	24.6	34.0						
4		0.68	5.0	7.9	18.9	25.6						
5		0.78	3.3	6.0	13.8	19.4						

TABELA A.6.RESULTADOS OBTIDOS DOS ENSAIOS EM CIMENTOS NACIONAIS POZ 25.

NUM. LINHA	NUM. ORDEM	A/C	RESISTENCIA A COMPRESSAO EM MPa, AOS 3 dias	7 dias	28 dias	91 dias	FI200 %	FI325 %	MASSA ESP. kg/m3	BLAINE cm2/g	PERDA AO FOGO (%)	RES. INSOLUVEL (%)
1	501	0.38	10.9	13.9	19.7	33.9	3.9	17.0	2980	3412	3.98	0
2		0.48	8.9	11.9	19.3	33.5						
3		0.58	6.4	9.2	15.6	29.5						
4		0.68	3.9	6.4	11.2	21.2						
5		0.78	2.9	5.2	8.3	15.5						
6	502	0.38	12.5	15.5	23.3	28.6	5.7	6.1	2880	4324	2.87	0
7		0.48	6.6	11.1	21.1	28.0						
8		0.58	4.5	7.4	14.9	21.9						
9		0.68	3.6	6.1	12.3	18.2						
10		0.78	2.3	3.9	8.9	13.8						
11	503	0.38	10.5	14.3	25.8	32.8	5.1	5.9	2860	4846	2.83	0
12		0.48	7.4	11.5	25.5	32.2						
13		0.58	4.8	8.5	19.3	25.4						
14		0.68	2.9	5.6	14.1	19.9						
15		0.78	2.1	4.7	10.8	16.7						

ANEXO B

CIMENTOS NACIONAIS

Cálculos efetuados

TABELA B.1.1 Parâmetros calculados a partir dos resultados obtidos dos ensaios em cimentos nacionais - relação a/c 0,38; 0,48 e 0,58.

TABELA B.1.2 Parâmetros calculados a partir dos resultados obtidos dos ensaios em cimentos nacionais - relação a/c 0,68 e 0,78.

TABELA B.2 Desvio padrão e coeficiente de variação das operações de ensaio cimentos nacionais.

TABELA B.1.1.PARAMETROS CALCULADOS A PARTIR DOS RESULTADOS OBTIDOS DOS ENSAIOS EM CIMENTOS NACIONAIS.

TIPO DO CIMENTO	IDADE dias	RELACAO AGUA / CIMENTO (kg/kg) 0,38 fcc(MPa)	scc(MPa)	vcc(%)	0,48 fcc(MPa)	scc(MPa)	vcc(%)	0,58 fcc(MPa)	scc(MPa)	vcc(%)
CP32	3	18.8	3.04	0.2	17.0	3.47	0.2	12.4	2.60	20.8
	7	24.8	2.86	0.1	23.6	3.00	0.1	18.7	2.70	14.4
n=30	28	34.6	2.94	0.1	33.9	2.99	0.1	28.7	3.30	11.5
	91	41.9	4.05	0.1	41.5	4.00	0.1	35.6	3.20	8.8
AF32	3	16.2	3.60	22.3	14.9	3.70	24.7	9.6	2.30	23.8
	7	24.6	4.70	19.2	23.6	4.70	20.0	16.8	3.20	18.8
n=9	28	41.1	5.60	13.6	40.2	4.90	12.3	31.7	3.00	9.5
	91	51.0	2.60	5.0	50.4	2.70	5.3	42.9	3.80	8.8
POZ32	3	18.4	2.90	15.6	16.6	2.90	17.4	11.4	2.50	22.3
	7	23.5	3.70	15.6	21.8	3.00	13.8	16.4	2.40	14.8
n=4	28	32.1	2.70	8.3	30.7	2.90	9.3	24.5	2.30	9.3
	91	43.7	2.80	6.3	41.8	4.20	10.0	35.0	0.60	1.7
CP25	3	15.6	4.00	25.8	14.0	4.40	31.5	10.3	3.40	33.1
	7	19.9	3.40	16.9	18.8	3.30	17.4	15.1	2.90	19.5
n=12	28	27.5	2.50	9.2	26.6	2.10	8.1	23.0	2.10	9.1
	91	35.5	4.00	11.2	34.4	3.30	9.7	30.1	2.30	7.8
AF25	3	9.9			9.0			6.9		
	7	18.8			14.4			12.4		
n=1	28	29.4			27.3			24.6		
	91	36.3			35.0			34.0		
POZ25	3	11.3	0.90	7.6	7.6	1.00	12.5	5.2	0.80	15.9
	7	14.6	0.70	4.7	11.5	0.30	2.8	8.4	0.70	8.9
n=3	28	22.9	2.50	10.9	22.0	2.60	11.9	16.6	1.90	11.6
	91	31.8	2.30	7.2	31.2	2.30	7.5	25.6	3.10	12.1

DTABELA B.1.2.PARAMETROS CALCULADOS A PARTIR DOS RESULTADOS OBTIDOS DOS ENSAIOS EM CIMENTOS NACIONAIS.

/TIPO DO CIMENTO	IDADE dias	RELACAO AGUA / CIMENTO (kg/kg) 0,68 fcc(MPa)	scc(MPa)	vcc(%)	0,78 fcc(MPa)	scc(MPa)	vcc(%)
CP32	3	8.9	2.20	25.4	6.6	1.80	27.3
	7	14.0	2.20	15.4	10.6	1.80	16.7
n=30	28	23.0	2.60	11.4	18.4	2.70	14.8
	91	29.7	2.80	9.4	24.5	2.70	10.9
AF32	3	7.0	2.00	28.7	4.7	1.30	26.6
	7	13.2	3.10	23.4	9.5	1.70	18.0
n=9	28	25.4	3.20	12.6	20.0	2.90	14.4
	91	35.5	2.70	7.6	28.8	3.10	10.8
POZ32	3	7.8	1.40	17.4	5.2	1.00	20.1
	7	11.8	1.70	14.8	8.7	1.40	16.6
n=4	28	19.8	1.90	9.4	14.7	2.00	13.3
	91	29.0	1.30	4.7	23.7	1.10	4.6
CP25	3	7.4	2.70	36.1	5.5	2.00	36.3
	7	11.4	2.60	22.5	8.9	2.10	23.6
n=12	28	18.8	2.20	11.5	14.8	2.00	13.8
	91	25.5	2.70	10.8	21.1	2.40	11.3
AF25	3	5.0	0.00	0.0	3.3	0.00	0.0
	7	10.6	0.00	0.0	8.6	0.00	0.0
n=1	28	18.9	0.00	0.0	13.8	0.00	0.0
	91	25.6	0.00	0.0	19.4	0.00	0.0
POZ25	3	3.5	0.40	12.1	2.4	0.30	14.0
	7	6.0	0.30	5.5	4.6	0.50	11.6
n=3	28	12.5	1.20	9.5	9.3	1.10	11.4
	91	19.8	1.20	6.2	15.3	1.20	7.8

TABELA B.2.DESVIO PADRAO E COEFICIENTE DE VARIACAO DAS OPERACOES DE ENSAIO
CIMENTOS NACIONAIS.

TIPO DE CIMENTO	RELACAO AGUA/CIM. (kg/kg)	DESVIO PADRAO DO ENSAIO EM MPa, A IDADE DE 3 dias	7 dias	28 dias	91 dias	COEFICIENTE DE VARIACAO DO ENSAIO EM (%), A IDADE DE 3 dias	7 dias	28 dias	91 dias
	0.38	0.30	0.28	0.47	0.34	1.58	1.12	1.35	0.82
	0.48	0.35	0.33	0.50	0.40	2.04	1.41	1.49	0.98
CP 32	0.58	0.31	0.35	0.39	0.39	2.53	1.89	1.37	1.10
	0.68	0.28	0.28	0.40	0.41	3.18	2.00	1.76	1.37
	0.78	0.26	0.29	0.32	0.38	2.96	2.71	1.75	1.56
	0.38	0.41	0.53	0.39	0.28	2.56	2.16	0.96	0.54
	0.48	0.24	0.45	0.40	0.39	1.59	1.93	1.01	0.78
AF 32	0.58	0.27	0.38	0.44	0.47	2.78	2.29	1.40	1.10
	0.68	0.18	0.26	0.40	0.29	2.50	1.94	1.59	0.80
	0.78	0.14	0.24	0.24	0.31	3.04	2.58	1.18	1.10
	0.38	0.20	0.18	0.09	0.55	1.09	0.76	0.28	1.27
	0.48	0.31	0.35	0.95	0.80	1.87	1.63	3.11	1.91
POZ 32	0.58	0.27	0.40	0.53	0.40	2.34	2.44	2.17	1.14
	0.68	0.16	0.22	0.35	0.80	2.13	1.89	1.80	2.75
	0.78	0.14	0.23	0.29	0.29	2.75	2.67	1.97	1.22
	0.38	0.21	0.33	0.38	0.44	1.38	1.67	1.37	1.25
	0.48	0.32	0.38	0.51	0.52	2.27	2.04	1.92	1.51
CP 25	0.58	0.24	0.37	0.41	0.30	2.31	2.45	1.80	0.98
	0.68	0.18	0.34	0.35	0.46	2.43	2.98	1.85	1.80
	0.78	0.18	0.22	0.41	0.29	3.26	2.50	2.80	1.37
	0.38	0.27	0.18	0.62	0.53	2.70	0.94	2.11	1.47
	0.48	0.26	0.09	0.27	0.35	2.95	0.62	0.98	1.01
AF 25	0.58	0.15	0.15	0.71	0.99	2.14	2.02	2.88	2.92
	0.68	0.13	0.18	0.53	0.09	2.55	1.67	2.81	0.35
	0.78	0.09	0.28	0.39	0.50	2.73	3.26	2.85	2.57
	0.38	0.32	0.21	0.44	0.65	2.88	1.42	1.94	2.05
	0.48	0.06	0.24	0.24	0.18	0.78	2.06	1.08	0.57
POZ 25	0.58	0.15	0.24	0.35	0.50	2.82	2.89	2.14	1.97
	0.68	0.08	0.15	0.30	0.30	2.28	2.42	2.36	1.50
	0.78	0.07	0.06	0.24	0.47	2.93	1.29	2.54	3.09
TODOS	TODAS	0.35 MPa				1.60 %			

ANEXO C

CIMENTOS NACIONAIS

Curvas de evolução relativa da resistência com a idade, referida a 28 dias

Cimentos CP32

FIGURA C.1 relação a/c = 0,38

FIGURA C.2 relação a/c = 0,48

FIGURA C.3 relação a/c = 0,58

FIGURA C.4 relação a/c = 0,68

FIGURA C.5 relação a/c = 0,78

Cimentos CP25

FIGURA C.16 relação a/c = 0,38

FIGURA C.17 relação a/c = 0,48

FIGURA C.18 relação a/c = 0,58

FIGURA C.19 relação a/c = 0,68

FIGURA C.20 relação a/c = 0,78

Cimentos AF32

FIGURA C.6 relação a/c = 0,38

FIGURA C.7 relação a/c = 0,48

FIGURA C.8 relação a/c = 0,58

FIGURA C.9 relação a/c = 0,68

FIGURA C.10 relação a/c = 0,78

Cimentos AF25

FIGURA C.21 relação a/c = 0,38

FIGURA C.22 relação a/c = 0,48

FIGURA C.23 relação a/c = 0,58

FIGURA C.24 relação a/c = 0,68

FIGURA C.25 relação a/c = 0,78

Cimentos POZ32

FIGURA C.11 relação a/c = 0,38

FIGURA C.12 relação a/c = 0,48

FIGURA C.13 relação a/c = 0,58

FIGURA C.14 relação a/c = 0,68

FIGURA C.15 relação a/c = 0,78

Cimentos POZ25

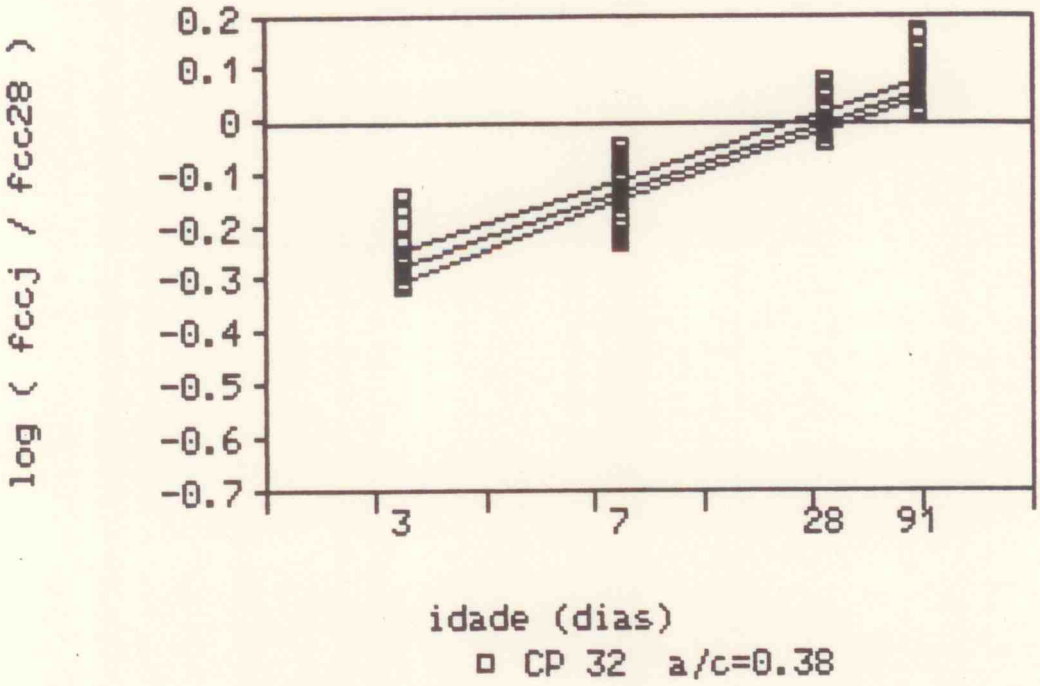
FIGURA C.26 relação a/c = 0,38

FIGURA C.27 relação a/c = 0,48

FIGURA C.28 relação a/c = 0,58

FIGURA C.29 relação a/c = 0,68

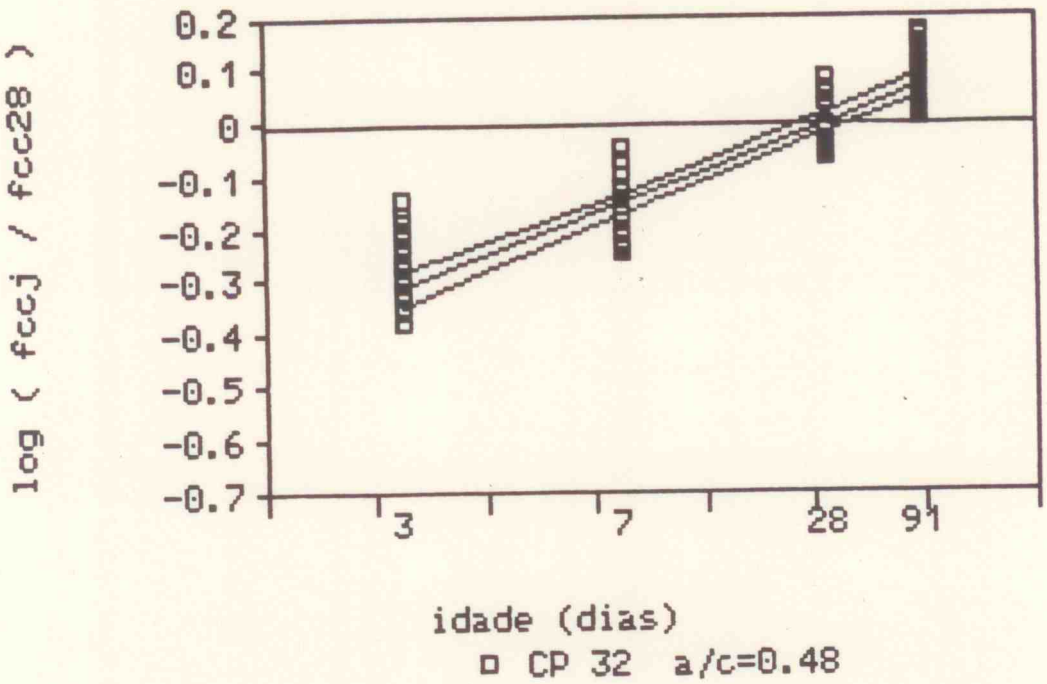
FIGURA C.30 relação a/c = 0,78



Obs.: Na escala das abcissas está indicado o inverso da raiz quadrada da idade com o sinal negativo.

$$\frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.35}{4.95}^{1/\sqrt{t}}$$

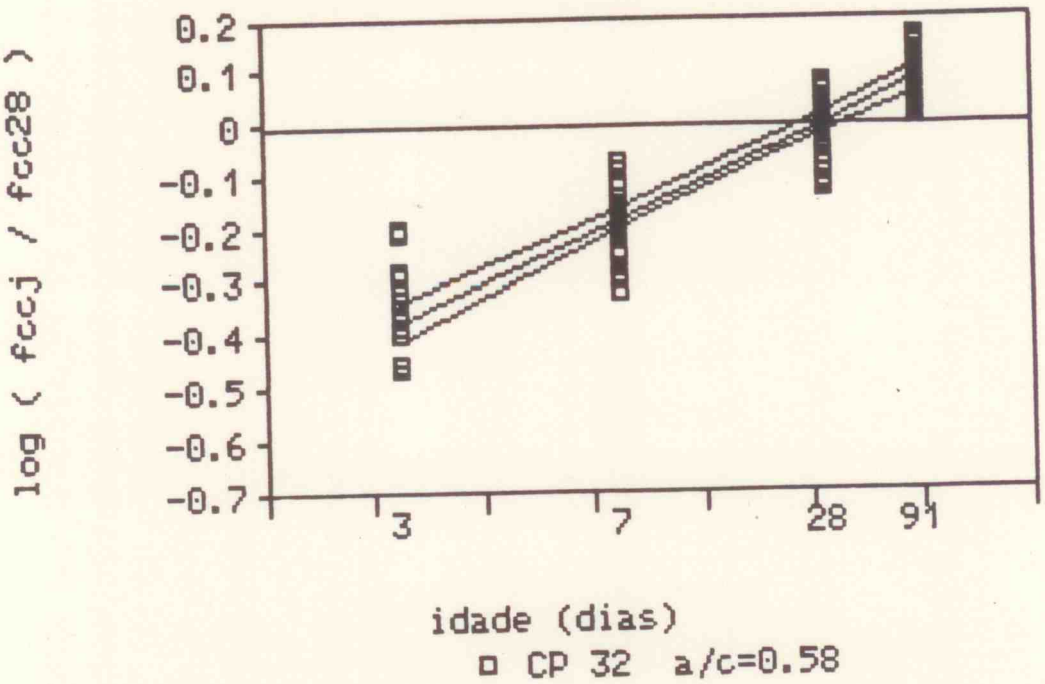
FIGURA C.1 Relação média entre resistência à compressão em qualquer idade e resistência à compressão aos 28 dias, para relação a/c= 0.38 cimentos CP 32.



Obs.: Na escala das abcissas está indicado o inverso da raiz quadrada da idade com o sinal negativo.

$$\frac{fccj}{fcc28} = \frac{141}{6.23}^{1/\sqrt{t}}$$

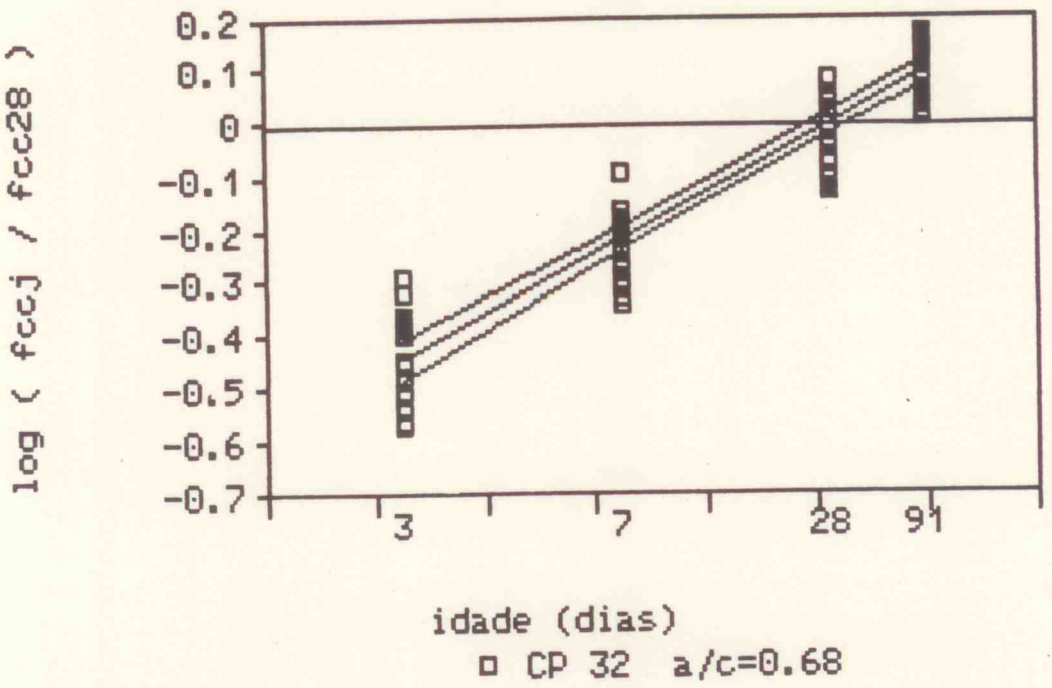
FIGURA C.2 Relação média entre resistência à compressão em qualquer idade e resistência à compressão aos 28 dias, para relação a/c= 0.48 cimentos CP 32.



Obs.: Na escala das abcissas está indicado o inverso da raiz quadrada da idade com o sinal negativo.

$$\frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.52}{9.22}^{1/\sqrt{t}}$$

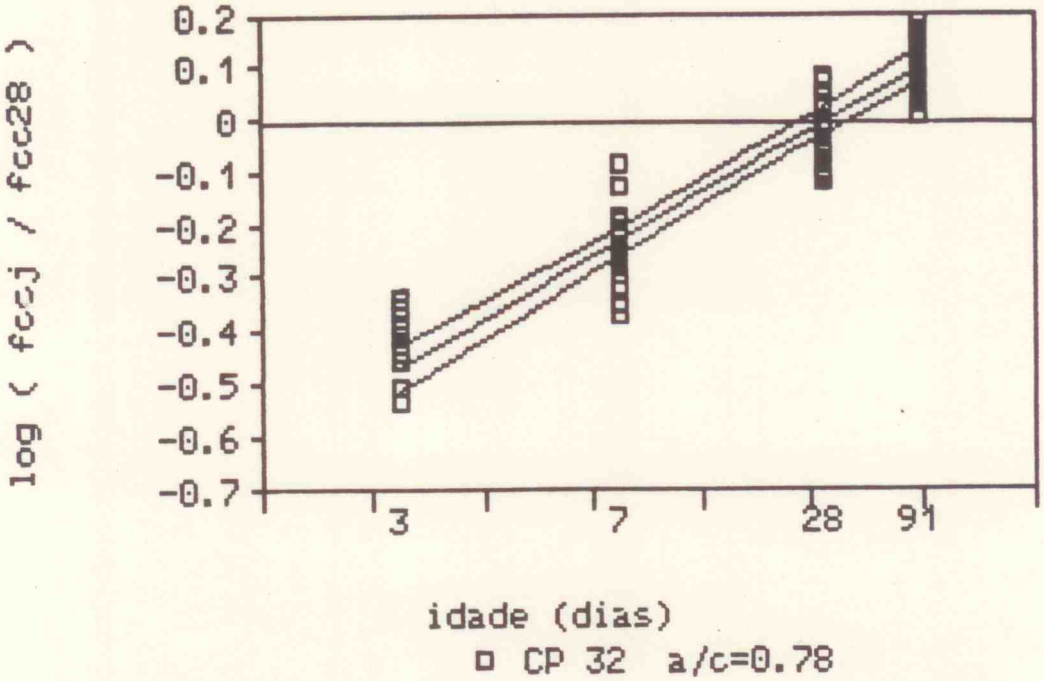
FIGURA C.3 Relação média entre resistência à compressão em qualquer idade e resistência à compressão aos 28 dias, para relação a/c= 0.58 cimentos CP 32.



Obs.: Na escala das abcissas está indicado o inverso da raiz quadrada da idade com o sinal negativo.

$$\frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.64}{13.6}^{1/\sqrt{t}}$$

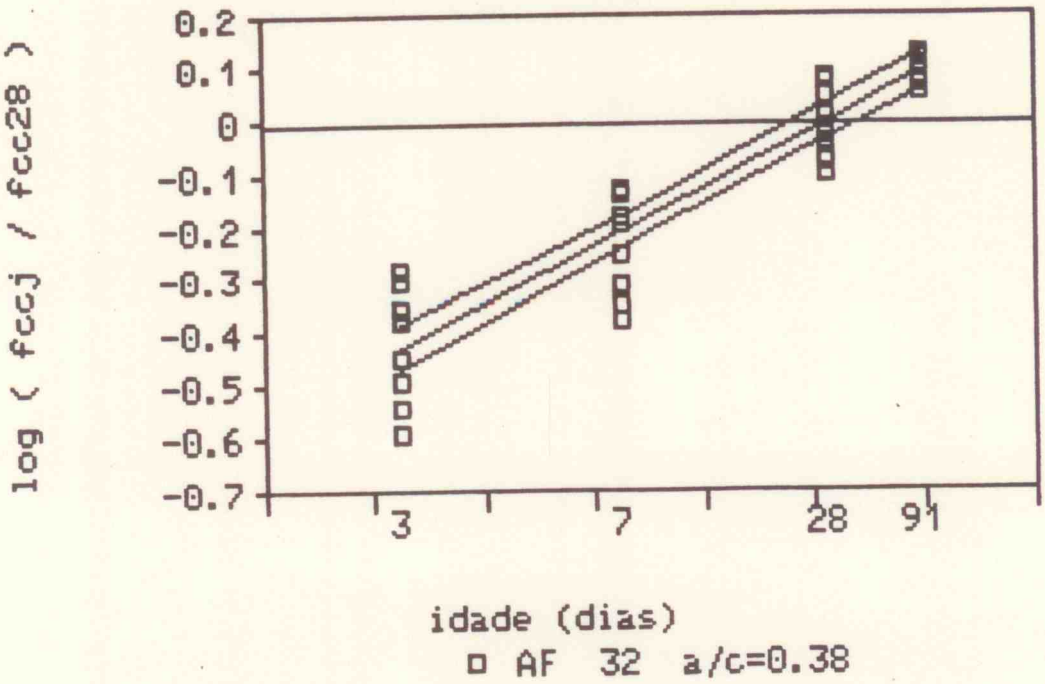
FIGURA C.4 Relação média entre resistência à compressão em qualquer idade e resistência à compressão aos 28 dias, para relação a/c= 0.68 cimentos CP 32.



Obs.: Na escala das abcissas está indicado o inverso da raiz quadrada da idade com o sinal negativo.

$$\frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.69}{16.2}^{1/\sqrt{t}}$$

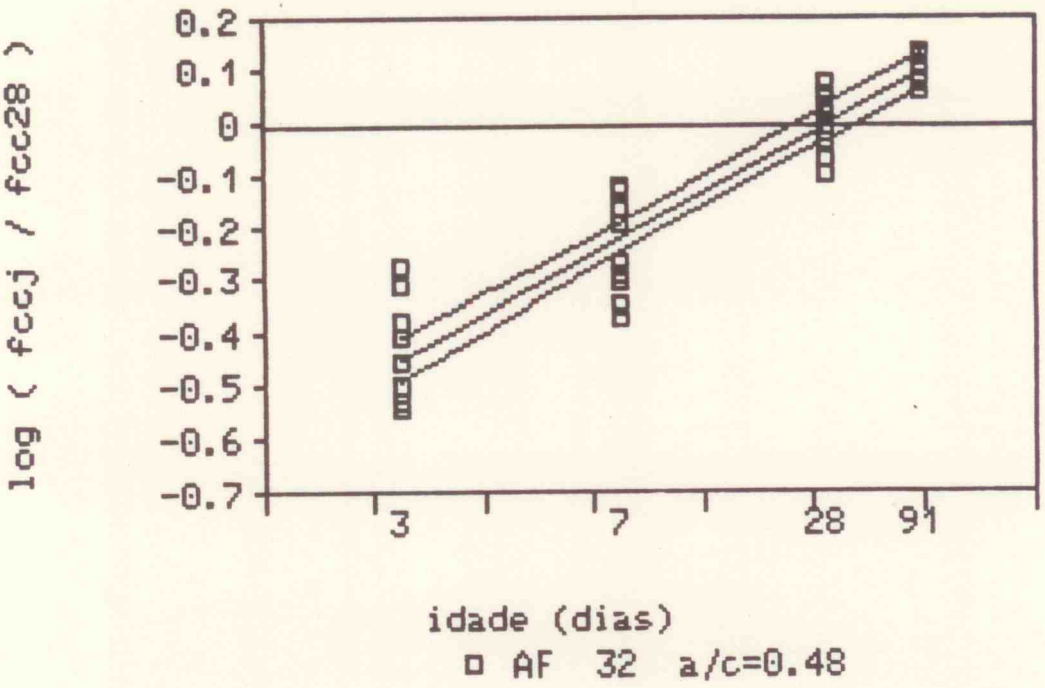
FIGURA C.5 Relação média entre resistência à compressão em qualquer idade e resistência à compressão aos 28 dias, para relação a/c= 0.78 cimentos CP32.



Obs.: Na escala das abcissas está indicado o inverso da raiz quadrada da idade com o sinal negativo.

$$\frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.60}{12.2}^{1/\sqrt{t}}$$

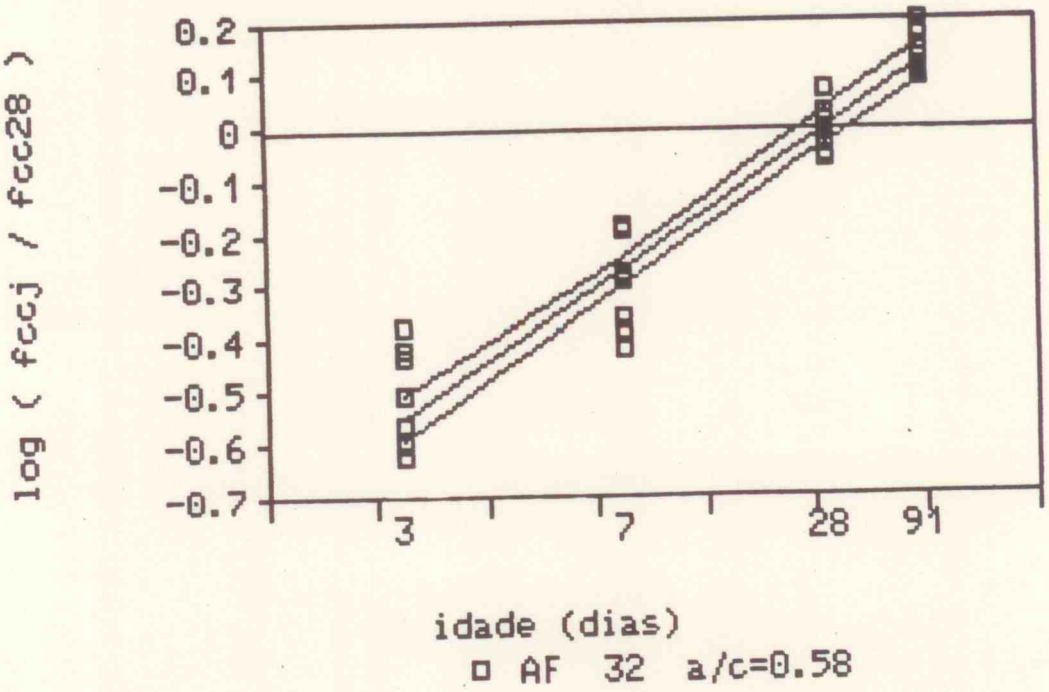
FIGURA C.6 Relação média entre resistência à compressão em qualquer idade e resistência à compressão aos 28 dias, para relação a/c= 0.38 cimentos AF 32.



Obs.: Na escala das abcissas está indicado o inverso da raiz quadrada da idade com o sinal negativo.

$$\frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.65}{14.2}^{1/\sqrt{t}}$$

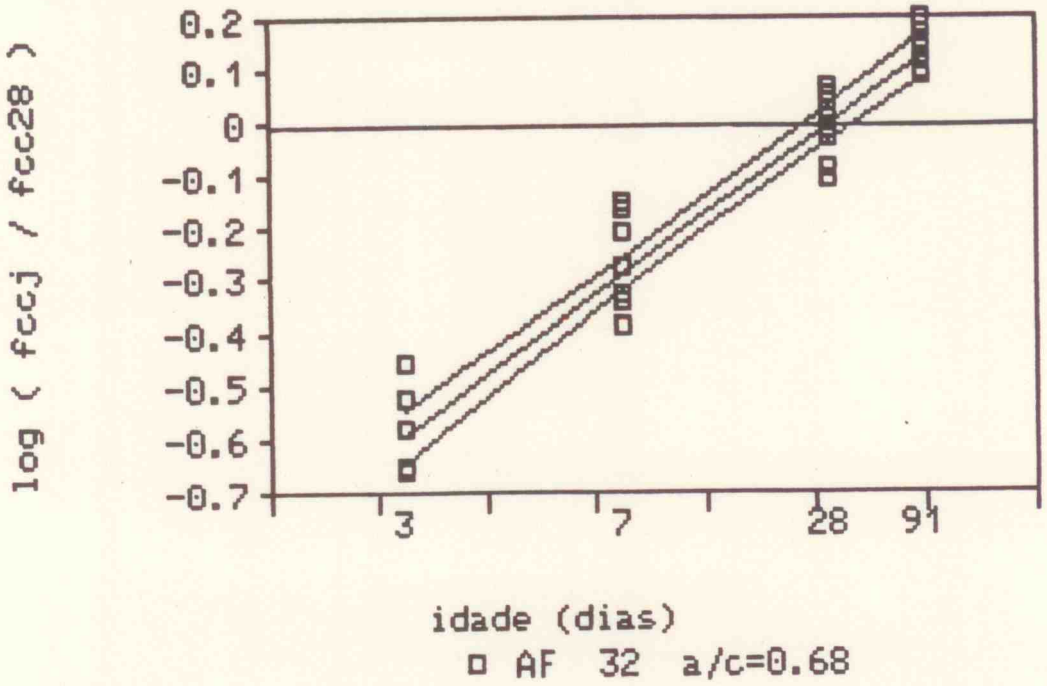
FIGURA C.7 Relação média entre resistência à compressão em qualquer idade e resistência à compressão aos 28 dias, para relação a/c= 0.48 cimentos AF 32.



Obs.: Na escala das abcissas está indicado o inverso da raiz quadrada da idade com o sinal negativo.

$$\frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.84}{25.3}^{1/\sqrt{t}}$$

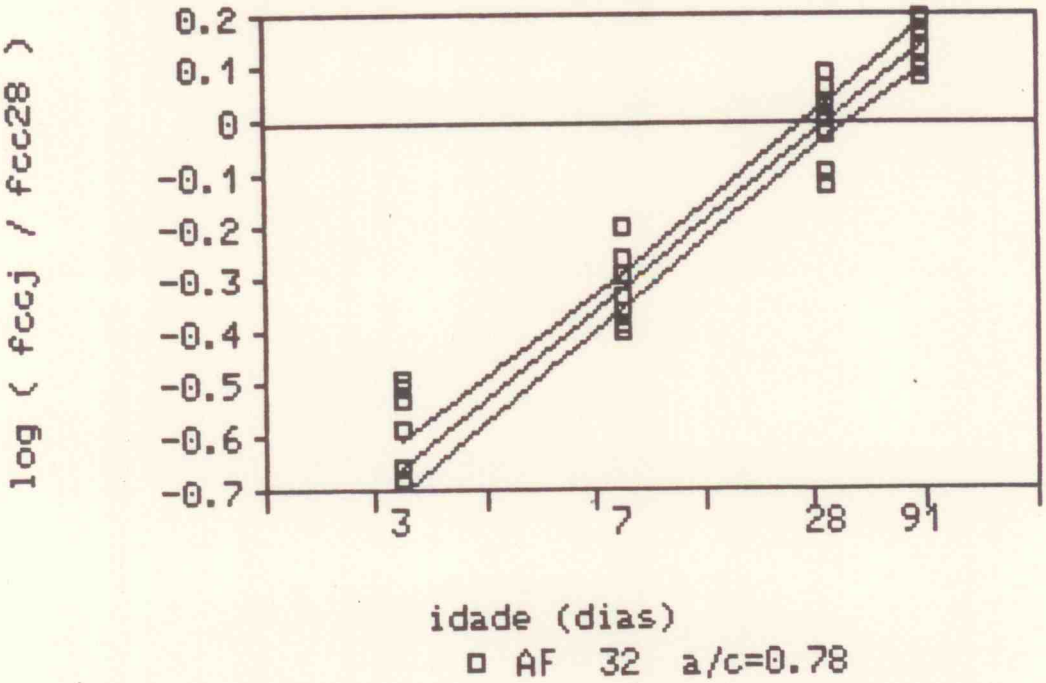
FIGURA C.8 Relação média entre resistência à compressão em qualquer idade e resistência à compressão aos 28 dias, para relação a/c= 0.58 cimentos AF 32.



Obs.: Na escala das abcissas está indicado o inverso da raiz quadrada da idade com o sinal negativo.

$$\frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.94}{33.0}^{1/\sqrt{t}}$$

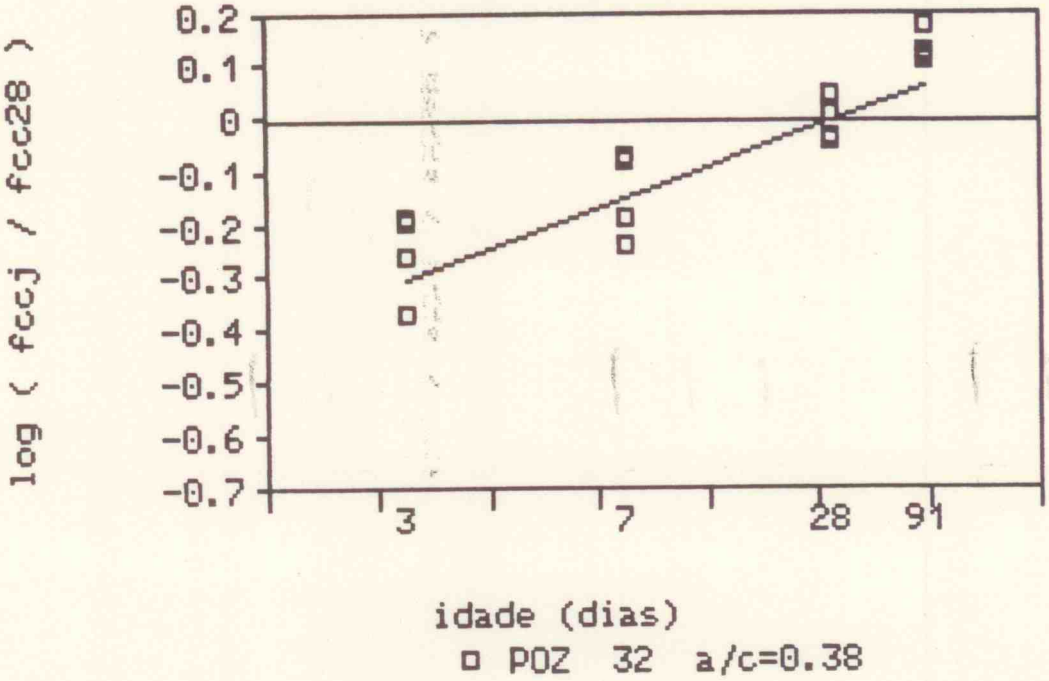
FIGURA C.9 Relação média entre resistência à compressão em qualquer idade e resistência à compressão aos 28 dias, para relação a/c= 0.68 cimentos AF 32.



Obs.: Na escala das abcissas está indicado o inverso da raiz quadrada da idade com o sinal negativo.

$$\frac{fccj}{fcc28} = \frac{2.08}{48.6}^{1/\sqrt{t}}$$

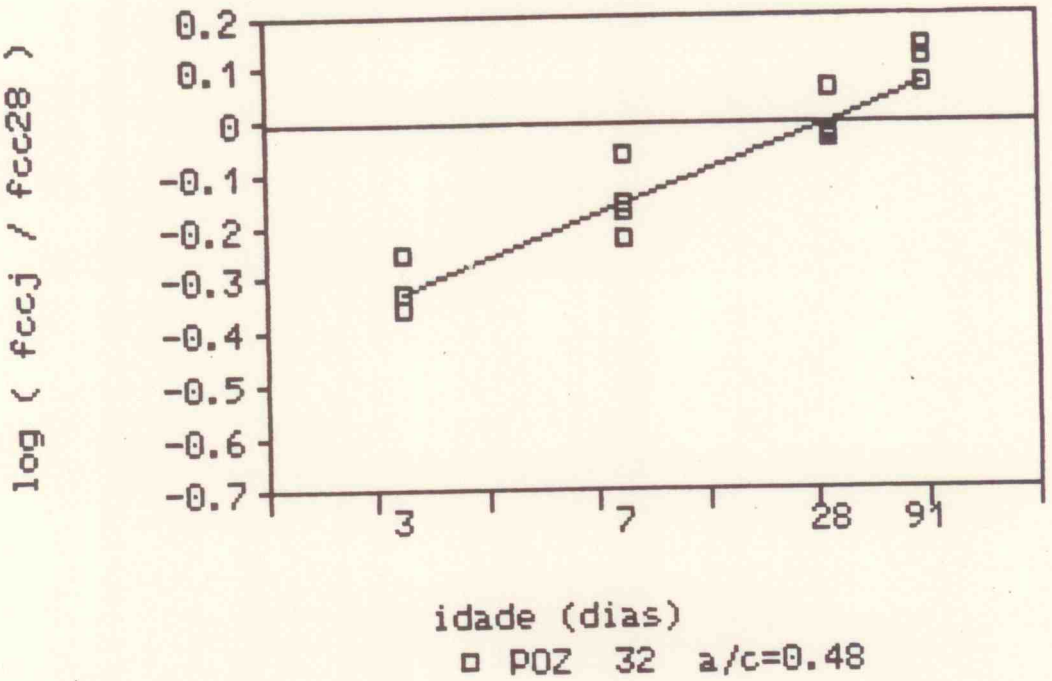
FIGURA C.10 Relação média entre resistência à compressão em qualquer idade e resistência à compressão aos 28 dias, para relação a/c= 0.78 cimentos AF 32.



Obs.: Na escala das abcissas está indicado o inverso da raiz quadrada da idade com o sinal negativo.

$$\frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.40}{5.93}\,1/\sqrt{t}$$

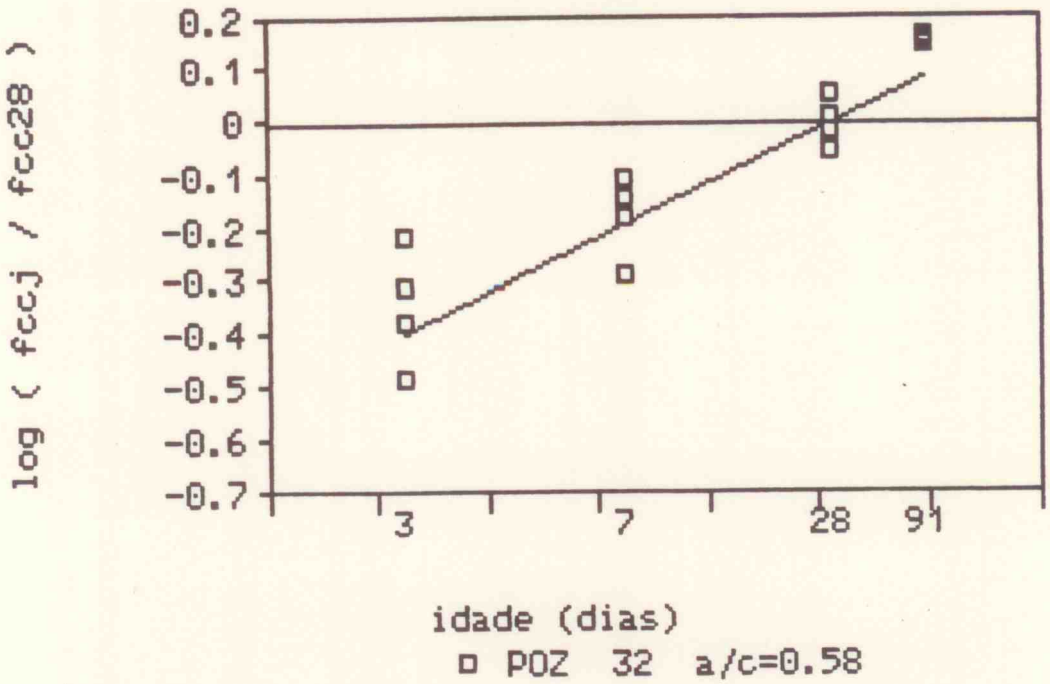
FIGURA C.11 Relação média entre resistência à compressão em qualquer idade e resistência à compressão aos 28 dias, para relação a/c= 0.38 cimentos POZ 32.



Obs.: Na escala das abcissas está indicado o inverso da raiz quadrada da idade com o sinal negativo.

$$\frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.43}{6.69}^{1/\sqrt{t}}$$

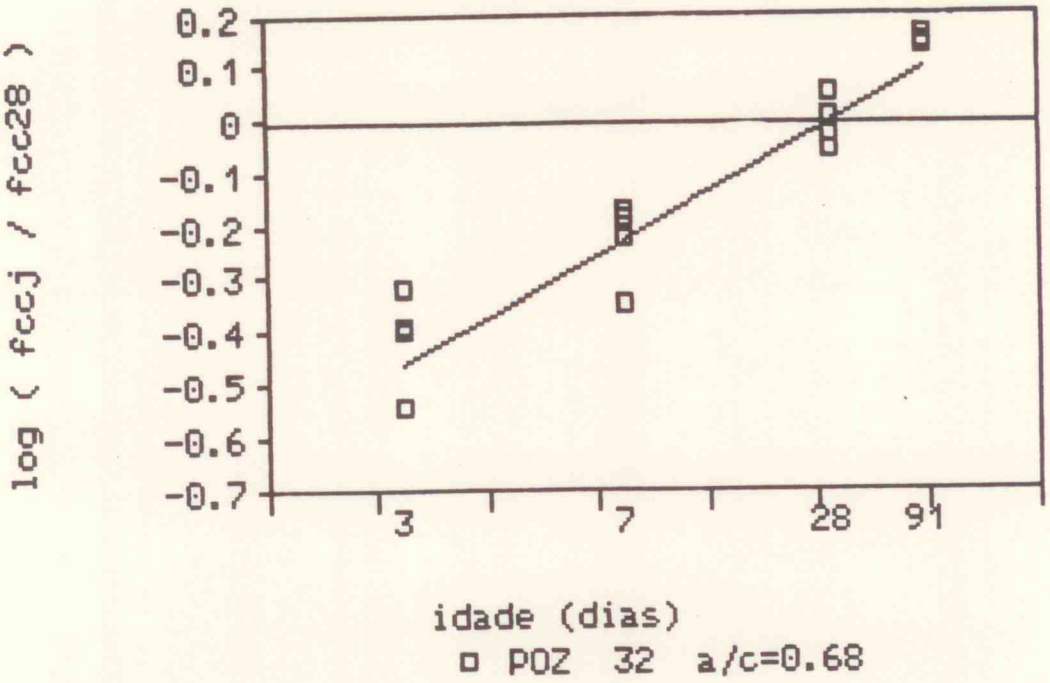
FIGURA C.12 Relação média entre resistência à compressão em qualquer idade e resistência à compressão aos 28 dias, para relação a/c= 0.48 cimentos POZ 32.



Obs.: Na escala das abcissas está indicado o inverso da raiz quadrada da idade com o sinal negativo.

$$\frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.55}{10.3}^{1/\sqrt{t}}$$

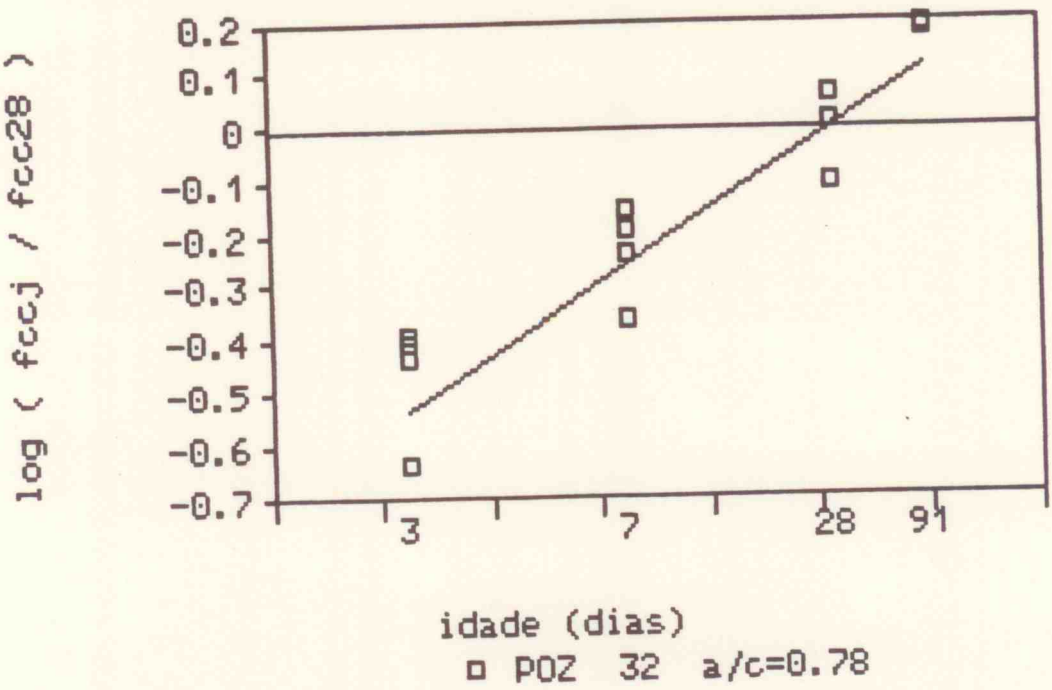
FIGURA C.13 Relação média entre resistência à compressão em qualquer idade e resistência à compressão aos 28 dias, para relação a/c = 0.58 cimentos POZ 32.



Obs.: Na escala das abcissas está indicado o inverso da raiz quadrada da idade com o sinal negativo.

$$\frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.68}{15.5}^{1/\sqrt{t}}$$

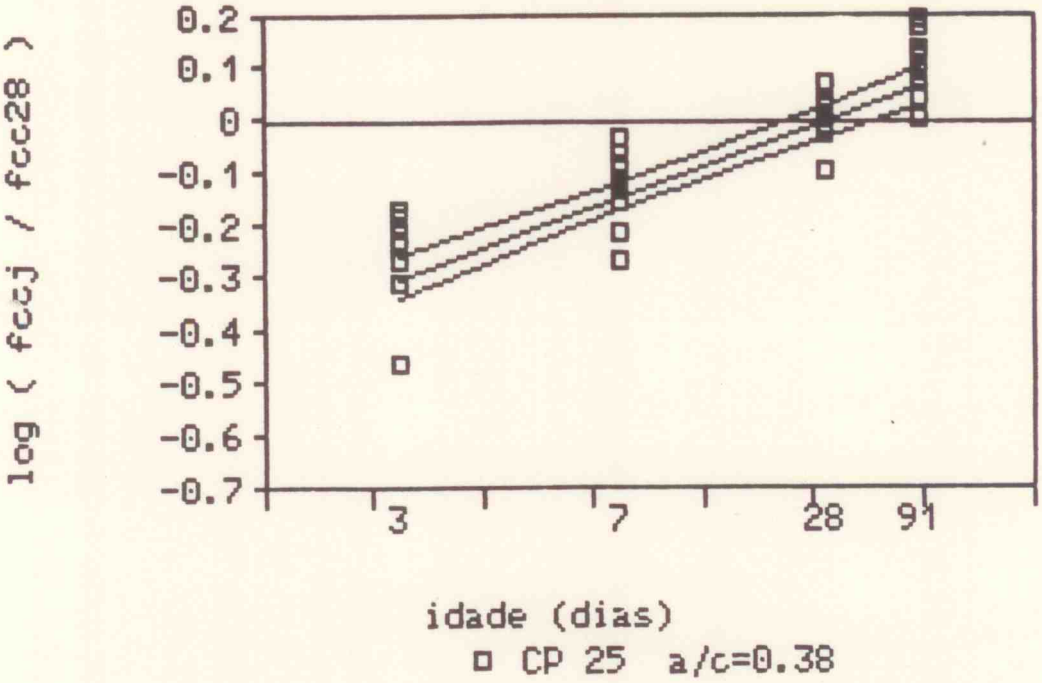
FIGURA C.14 Relação média entre resistência à compressão em qualquer idade e resistência à compressão aos 28 dias, para relação a/c=0.68 cimentos POZ 32.



Obs.: Na escala das abcissas está indicado o inverso da raiz quadrada da idade com o sinal negativo.

$$\frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.81}{23.2}^{1/\sqrt{t}}$$

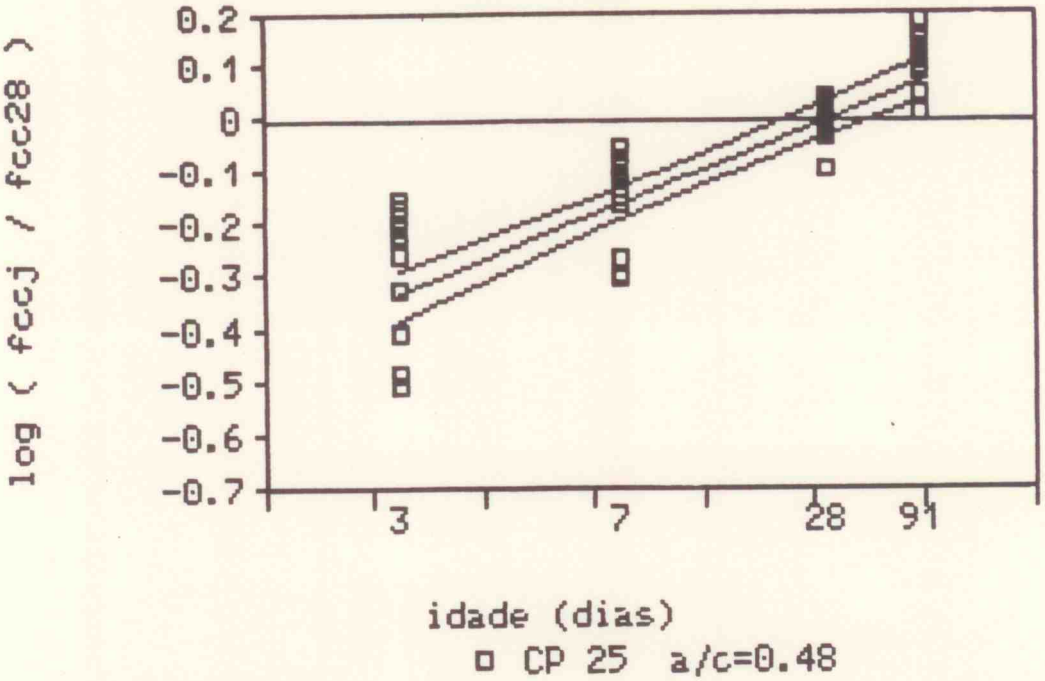
FIGURA C.15 Relação média entre resistência à compressão em qualquer idade e resistência à compressão aos 28 dias, para relação a/c=0.78 cimentos POZ 32.



Obs.: Na escala das abcissas está indicado o inverso da raiz quadrada da idade com o sinal negativo.

$$\frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.40}{5.84}^{1/\sqrt{t}}$$

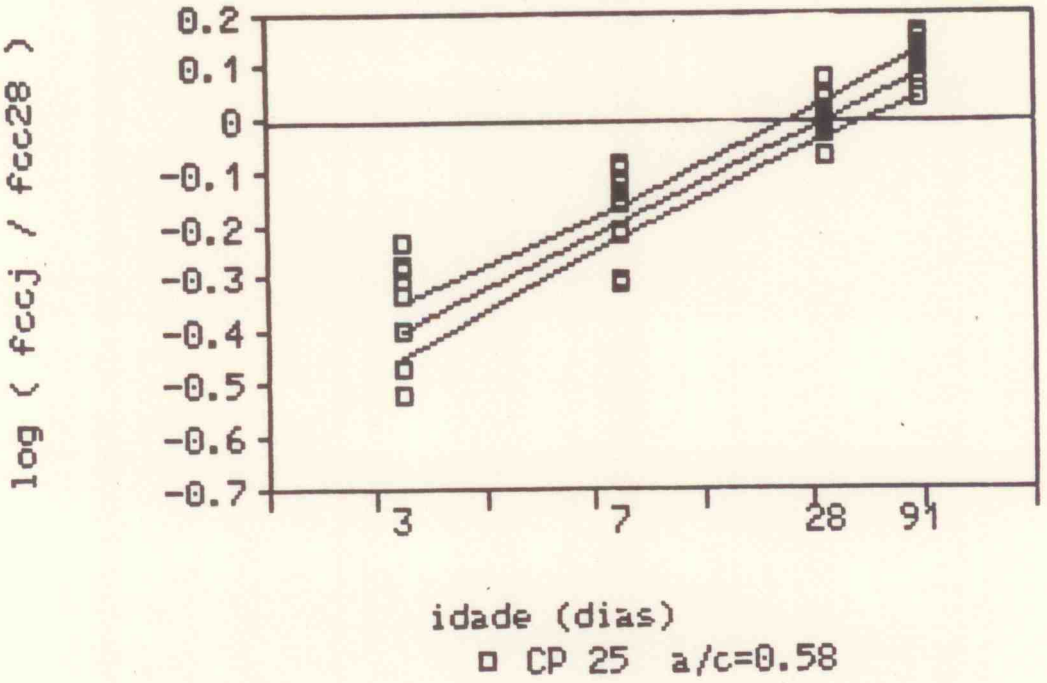
FIGURA C.16 Relação média entre resistência à compressão em qualquer idade e resistência à compressão aos 28 dias, para relação a/c= 0.38 cimentos CP 25.



Obs.: Na escala das abcissas está indicado o inverso da raiz quadrada da idade com o sinal negativo.

$$\frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.45}{7.14}^{1/\sqrt{t}}$$

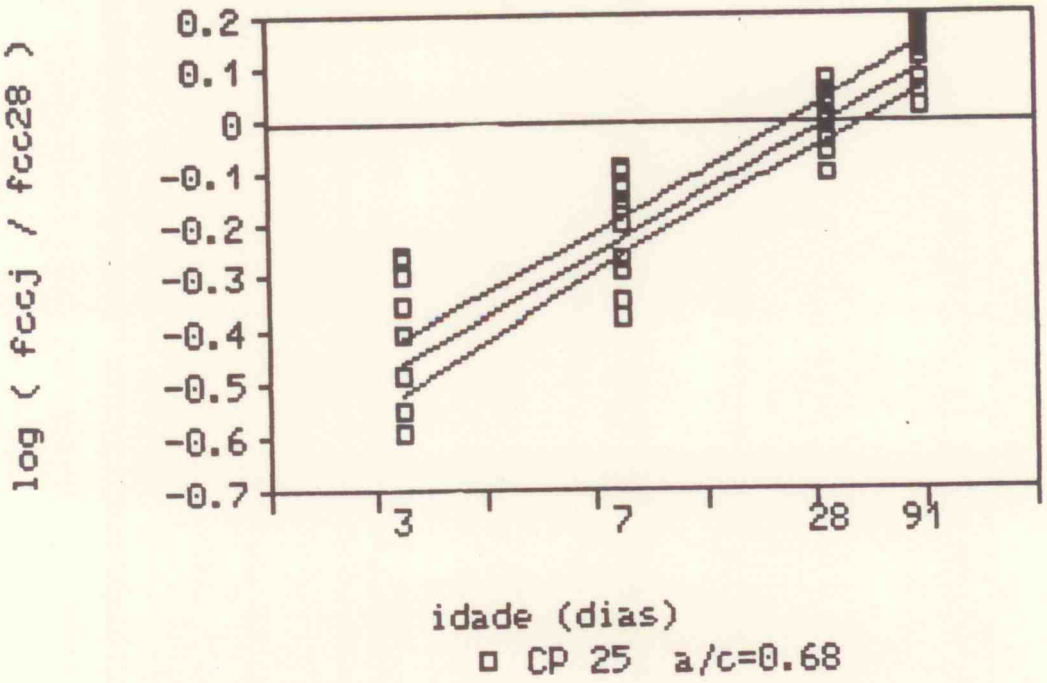
FIGURA C.17 Relação média entre resistência à compressão em qualquer idade e resistência à compressão aos 28 dias, para relação a/c= 0.48 cimentos CP 25.



Obs.: Na escala das abcissas está indicado o inverso da raiz quadrada da idade com o sinal negativo.

$$\frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.56}{10.6}^{1/\sqrt{t}}$$

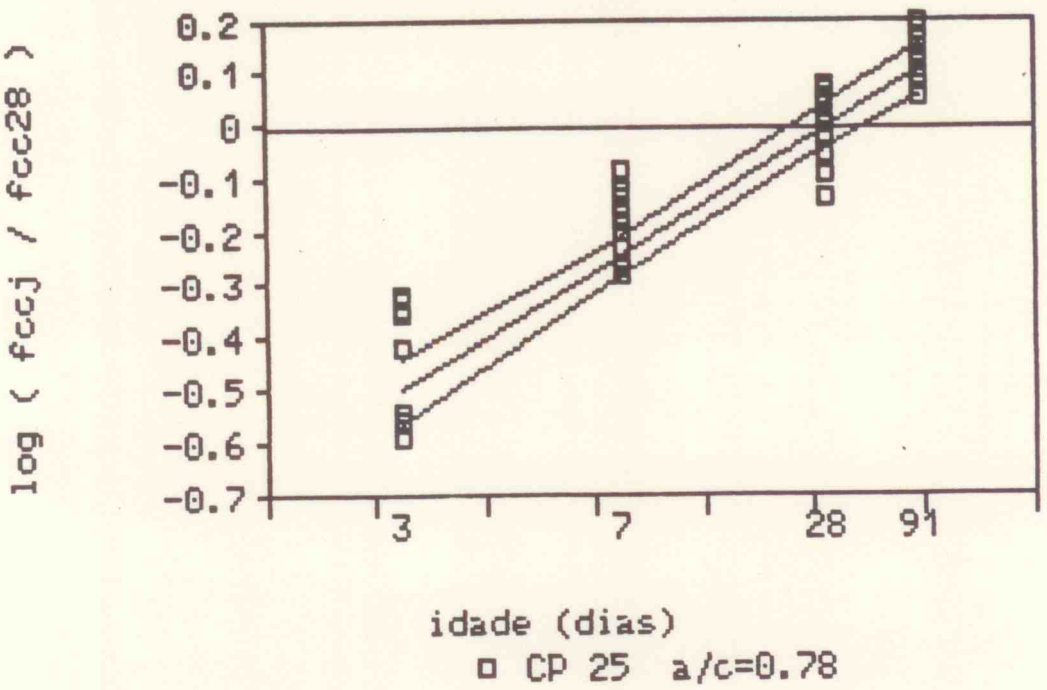
FIGURA C.18 Relação média entre resistência à compressão em qualquer idade e resistência à compressão aos 28 dias, para relação a/c= 0.58 cimentos CP 25.



Obs.: Na escala das abcissas está indicado o inverso da raiz quadrada da idade com o sinal negativo.

$$\frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.68}{15.5}^{1/\sqrt{t}}$$

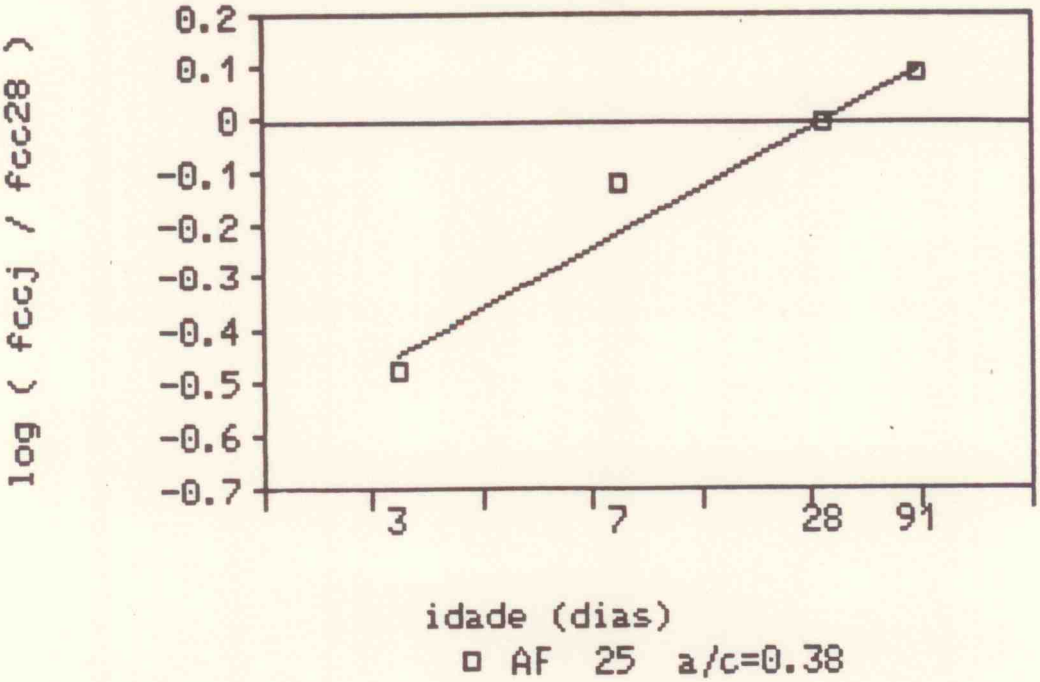
FIGURA C.19 Relação média entre resistência à compressão em qualquer idade e resistência à compressão aos 28 dias, para relação a/c= 0.68 cimentos CP 25.



Obs.: Na escala das abcissas está indicado o inverso da raiz quadrada da idade com o sinal negativo.

$$\frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.75}{19.2}^{1/\sqrt{t}}$$

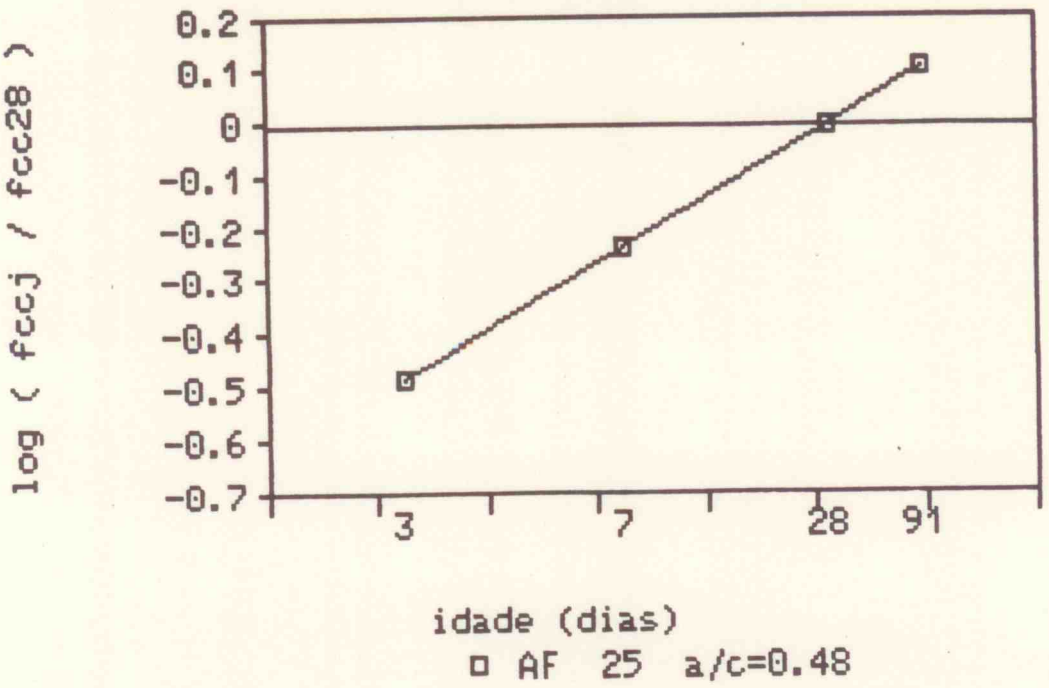
FIGURA C.20 Relação média entre resistência à compressão em qualquer idade e resistência à compressão aos 28 dias, para relação a/c=0.78 cimentos CP25.



Obs.: Na escala das abcissas está indicado o inverso da raiz quadrada da idade com o sinal negativo.

$$\frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.67}{15.2}^{1/\sqrt{t}}$$

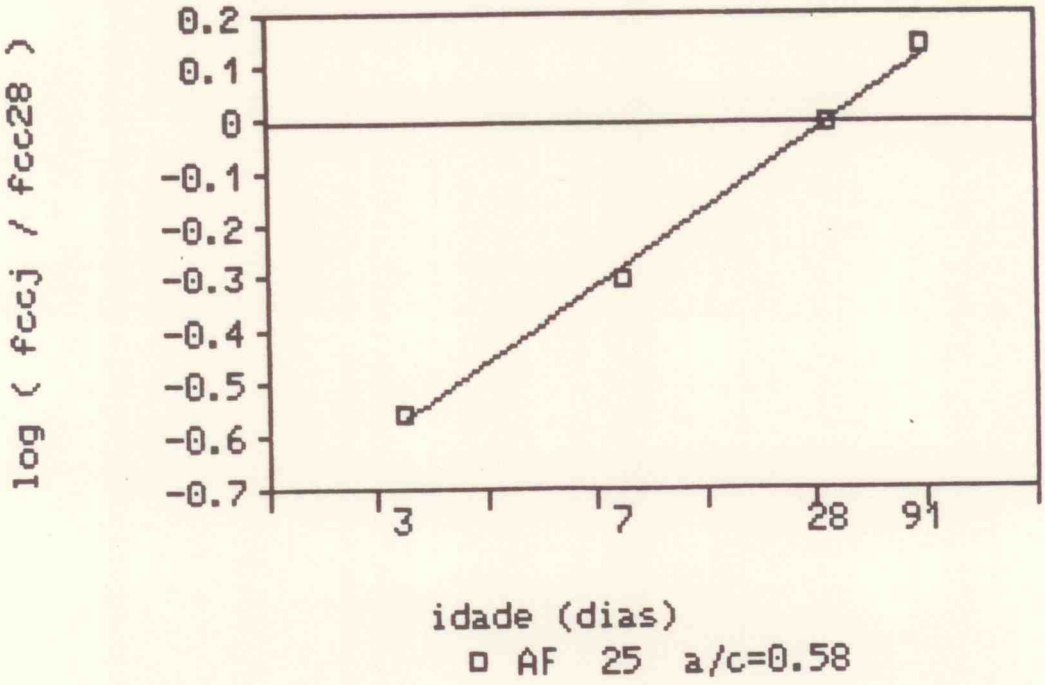
FIGURA C.21 Relação média entre resistência à compressão em qualquer idade e resistência à compressão aos 28 dias, para relação a/c=0.38 cimentos AF25.



Obs.: Na escala das abcissas está indicado o inverso da raiz quadrada da idade com o sinal negativo.

$$\frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.74}{18.5}\,1/\sqrt{t}$$

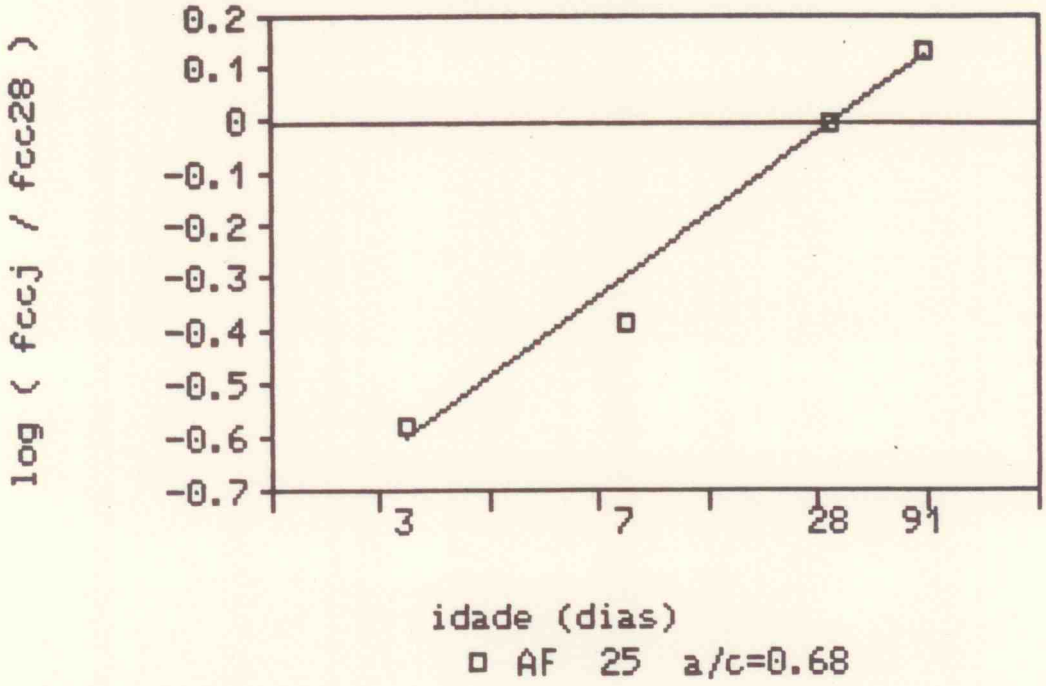
FIGURA C.22 Relação média entre resistência à compressão em qualquer idade e resistência à compressão aos 28 dias, para relação a/c=0.48 cimentos AF 25.



Obs.: Na escala das abcissas está indicado o inverso da raiz quadrada da idade com o sinal negativo.

$$\frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.89}{29.4}^{1/\sqrt{t}}$$

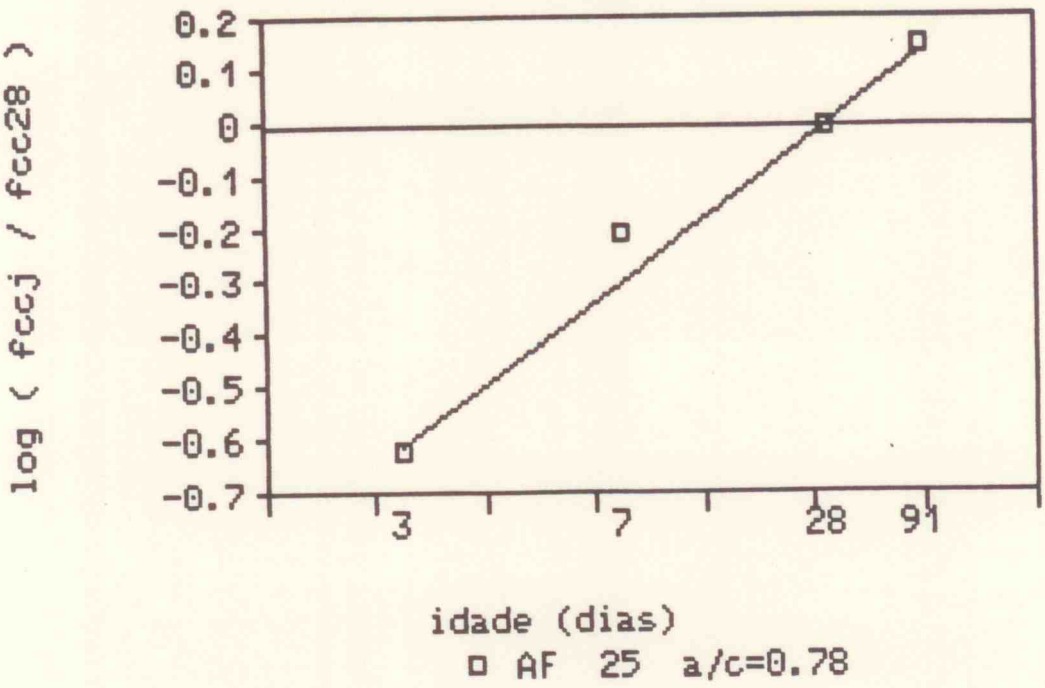
FIGURA C.23 Relação média entre resistência à compressão em qualquer idade e resistência à compressão aos 28 dias, para relação a/c=0.58 cimentos AF25.



Obs.: Na escala das abcissas está indicado o inverso da raiz quadrada da idade com o sinal negativo.

$$\frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.91}{30.4}^{1/\sqrt{t}}$$

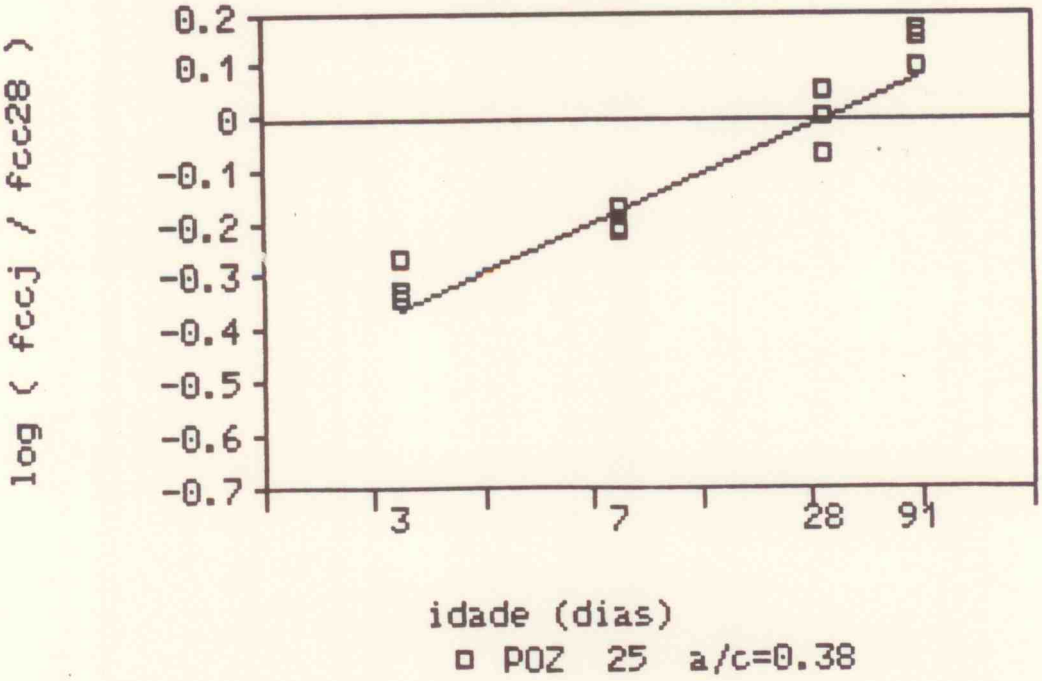
FIGURA C.24 Relação média entre resistência à compressão em qualquer idade e resistência à compressão aos 28 dias, para relação a/c=0.68 cimentos AF25.



Obs.: Na escala das abcissas está indicado o inverso da raiz quadrada da idade com o sinal negativo.

$$\frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.98}{37.4}^{1/\sqrt{t}}$$

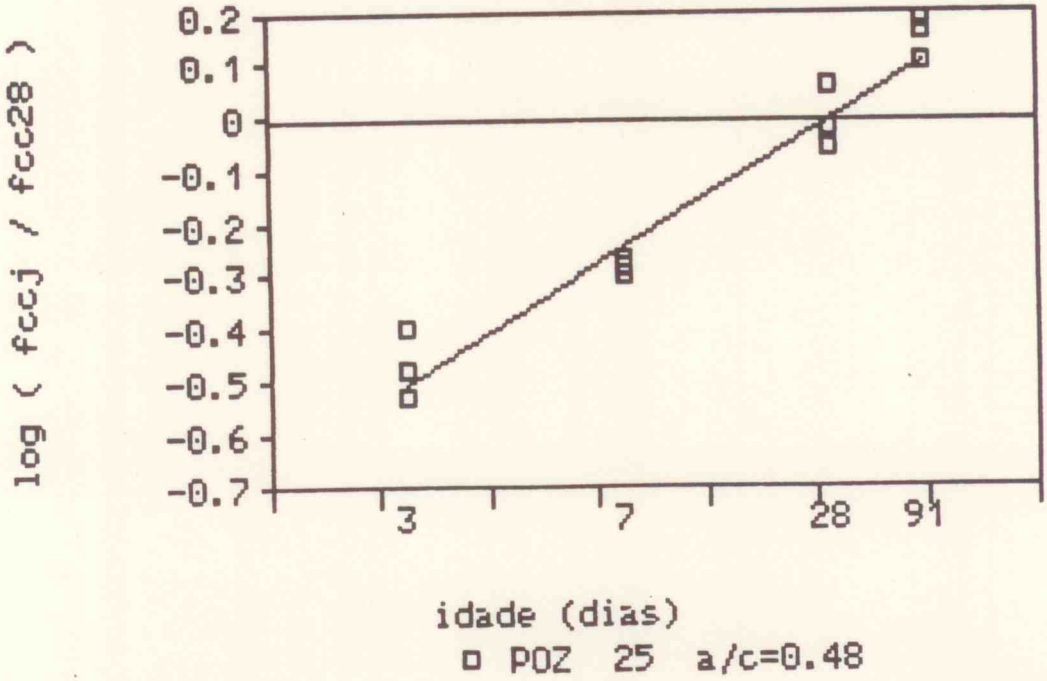
FIGURA C.25 Relação média entre resistência à compressão em qualquer idade e resistência à compressão aos 28 dias, para relação a/c=0.78 cimentos AF25.



Obs.: Na escala das abcissas está indicado o inverso da raiz quadrada da idade com o sinal negativo.

$$\frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.50}{8.52}^{1/\sqrt{t}}$$

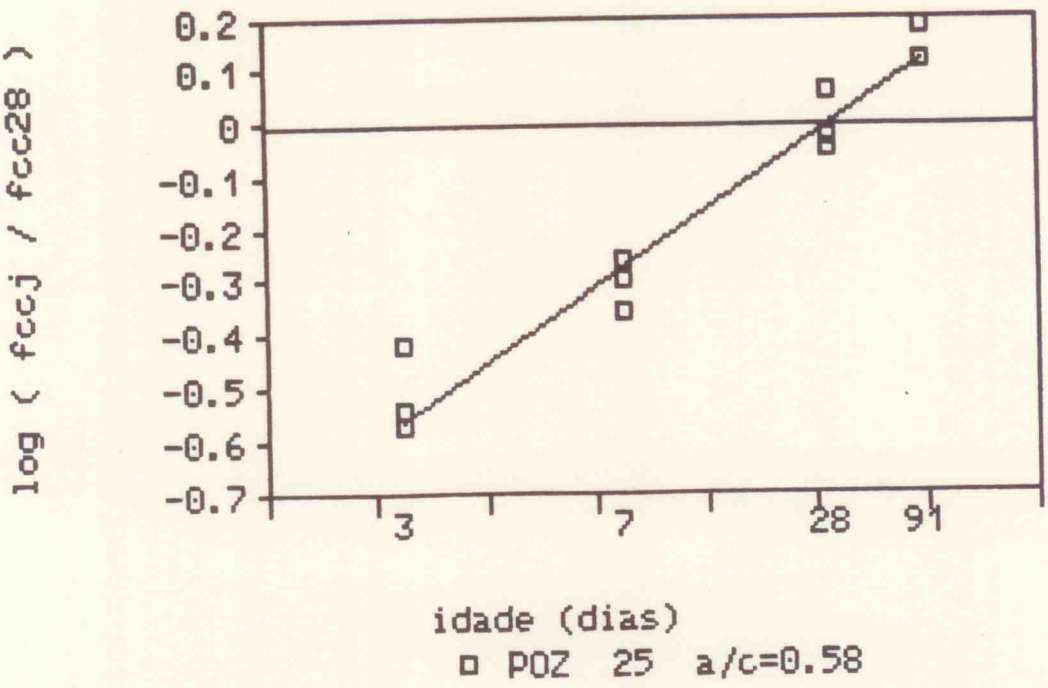
FIGURA C.26 Relação média entre resistência à compressão em qualquer idade e resistência à compressão aos 28 dias, para relação a/c = 0.38 cimentos POZ25.



Obs.: Na escala das abcissas está indicado o inverso da raiz quadrada da idade com o sinal negativo.

$$\frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.76}{19.8}^{1/\sqrt{t}}$$

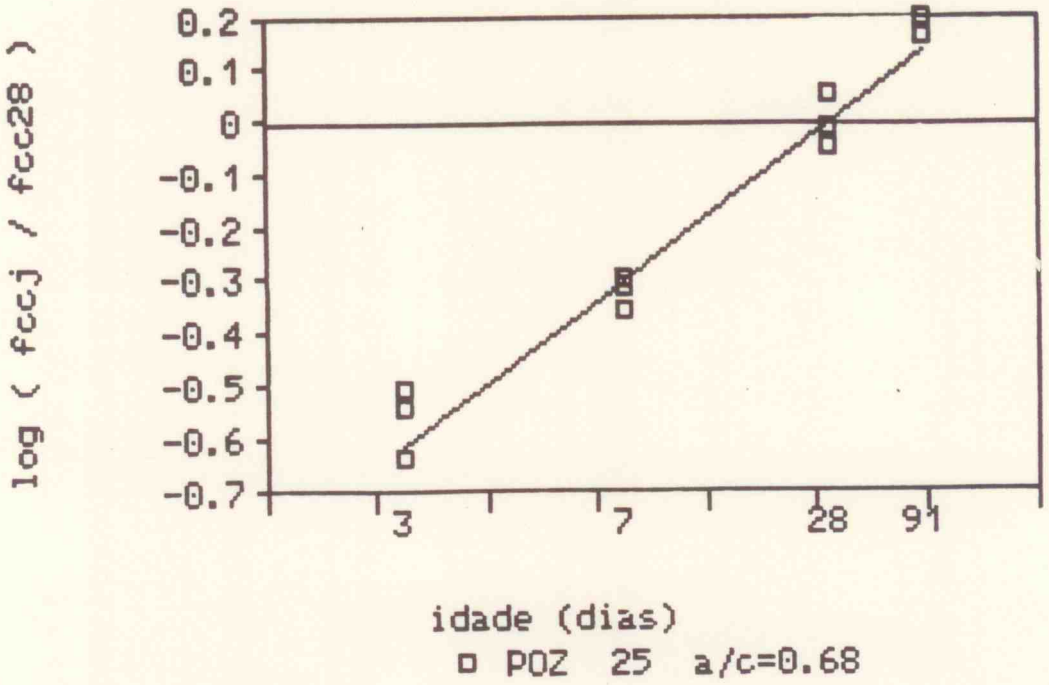
FIGURA C.27 Relação média entre resistência à compressão em qualquer idade e resistência à compressão aos 28 dias, para relação a/c = 0.48 cimentos POZ 25.



Obs.: Na escala das abcissas está indicado o inverso da raiz quadrada da idade com o sinal negativo.

$$\frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.88}{27.9}^{1/\sqrt{t}}$$

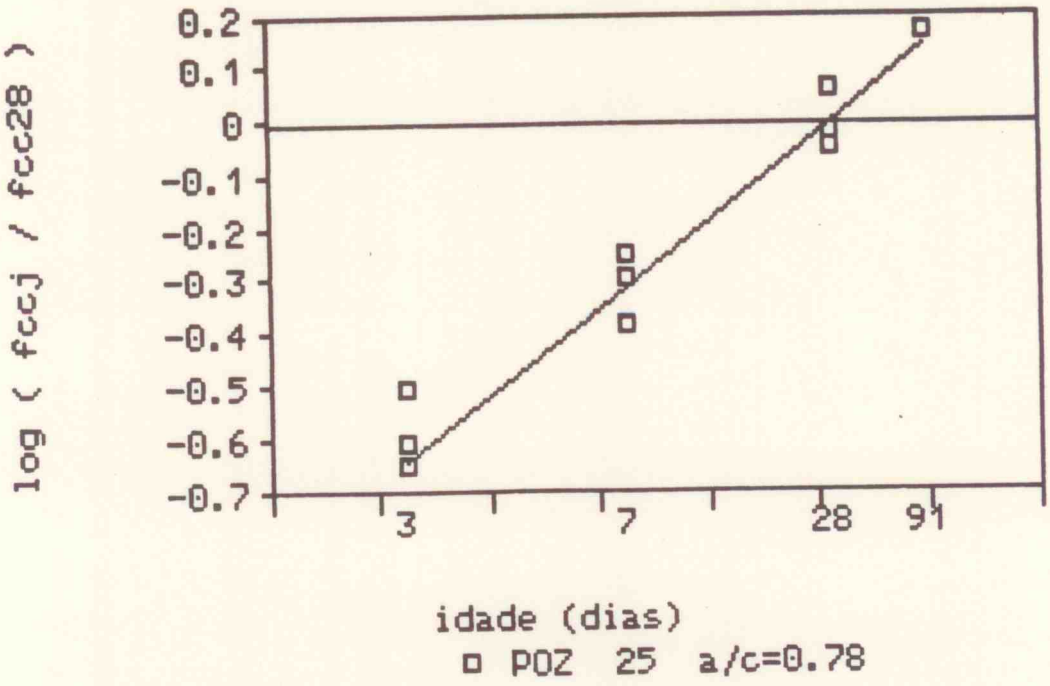
FIGURA C.28 Relação média entre resistência à compressão em qualquer idade e resistência à compressão aos 28 dias, para relação a/c=0.58 cimentos POZ 25



Obs.: Na escala das abcissas está indicado o inverso da raiz quadrada da idade com o sinal negativo.

$$\frac{fccj}{fcc28} = \frac{1.99}{38.4}^{1/\sqrt{t}}$$

FIGURA C.29 Relação média entre resistência à compressão em qualquer idade e resistência à compressão aos 28 dias, para relação a/c= 0.68 cimentos POZ 25.



Obs.: Na escala das abcissas está indicado o inverso da raiz quadrada da idade com o sinal negativo.

$$\frac{fccj}{fcc28} = \frac{2.06}{45.6}^{1/\sqrt{t}}$$

FIGURA C.30 Relação média entre resistência à compressão em qualquer idade e resistência à compressão aos 28 dias, para relação a/c = 0.78 cimentos POZ 25.

ANEXO D

CIMENTOS NACIONAIS

Curvas de correlação da resistência à compressão com a relação água/cimento, para determinada idade

Cimentos CP32

FIGURA D.1 idade de 3 d

FIGURA D.2 idade de 7 d

FIGURA D.3 idade de 28 d

FIGURA D.4 idade de 91 d

Cimentos CP25

FIGURA D.13 idade de 3 d

FIGURA D.14 idade de 7 d

FIGURA D.15 idade de 28 d

FIGURA D.16 idade de 91 d

Cimentos AF32

FIGURA D.5 idade de 3 d

FIGURA D.6 idade de 7 d

FIGURA D.7 idade de 28 d

FIGURA D.8 idade de 91 d

Cimentos AF25

FIGURA D.17 idade de 3 d

FIGURA D.18 idade de 7 d

FIGURA D.19 idade de 28 d

FIGURA D.20 idade de 91 d

Cimentos POZ32

FIGURA D.9 idade de 3 d

FIGURA D.10 idade de 7 d

FIGURA D.11 idade de 28 d

FIGURA D.12 idade de 91 d

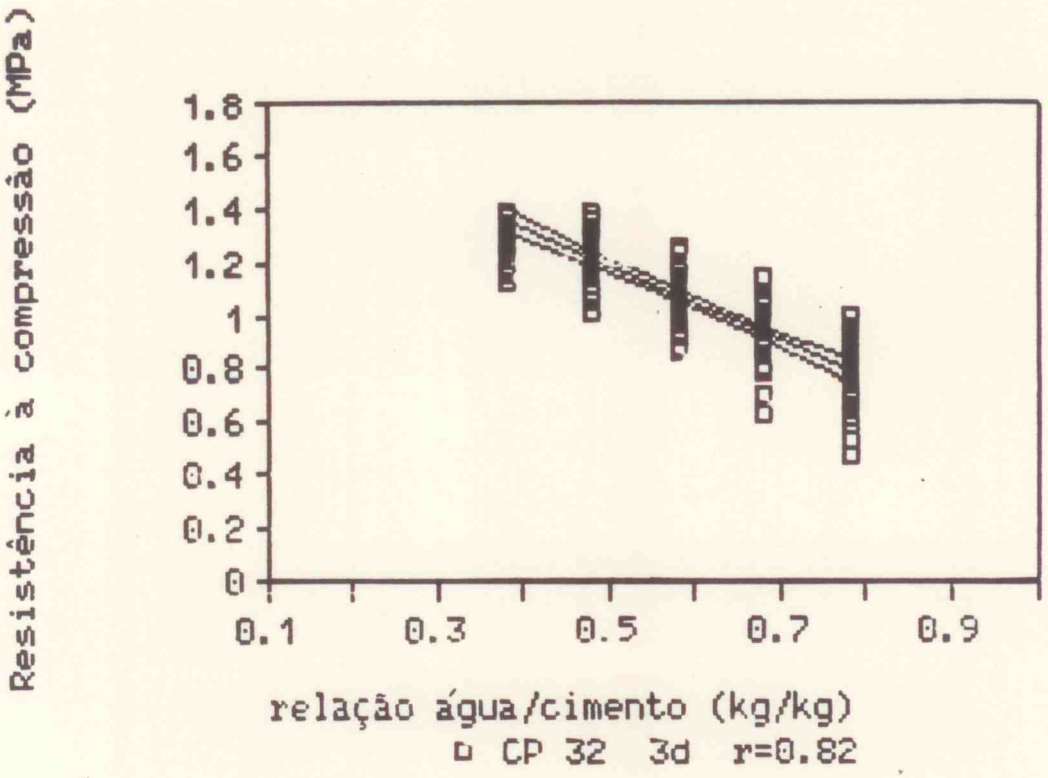
Cimentos POZ25

FIGURA D.21 idade de 3 d

FIGURA D.22 idade de 7 d

FIGURA D.23 idade de 28 d

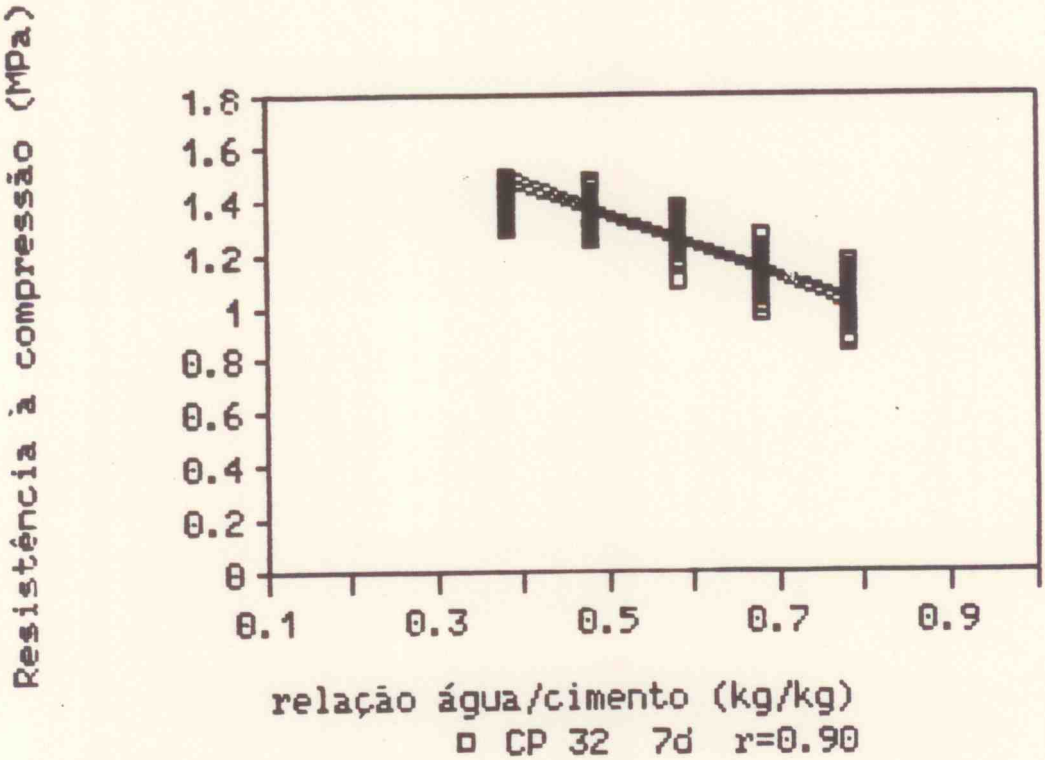
FIGURA D.24 idade de 91 d



obs. no eixo das ordenadas está indicado o logarítmo da resistência à compressão em log (MPa).

$$fcc3 = \frac{79.4}{25.9}\ a/c$$

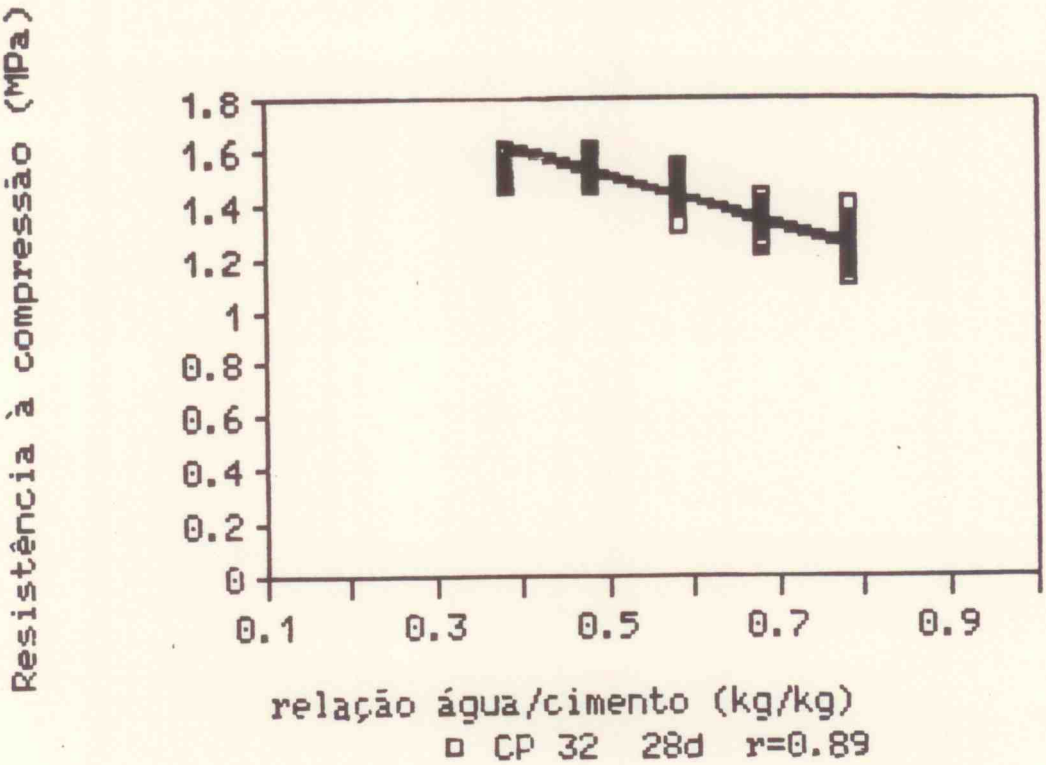
FIGURA D.1 Resistência média à compressão em função da relação água/cimento para a idade de 3 dias - cimentos CP32.



obs. no eixo das ordenadas está indicado o logarítmo da resistência à compressão em log (MPa).

$$fcc7 = \frac{86.8}{14.9} a/c$$

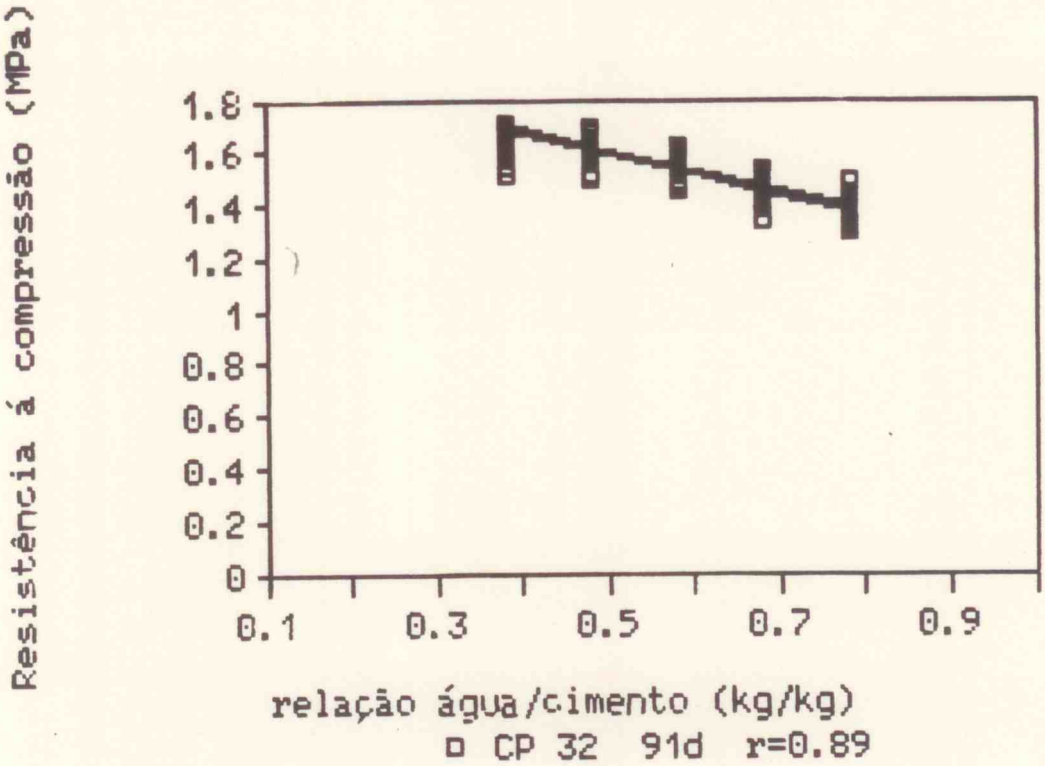
FIGURA D.2 Resistência média à compressão em função da relação água/cimento para a idade de 7 dias - cimentos CP 32.



obs. no eixo das ordenadas está indicado o logarítmo da resistência à compressão em log (MPa).

$$fcc28 = \frac{92.8}{7.9}\ a/c$$

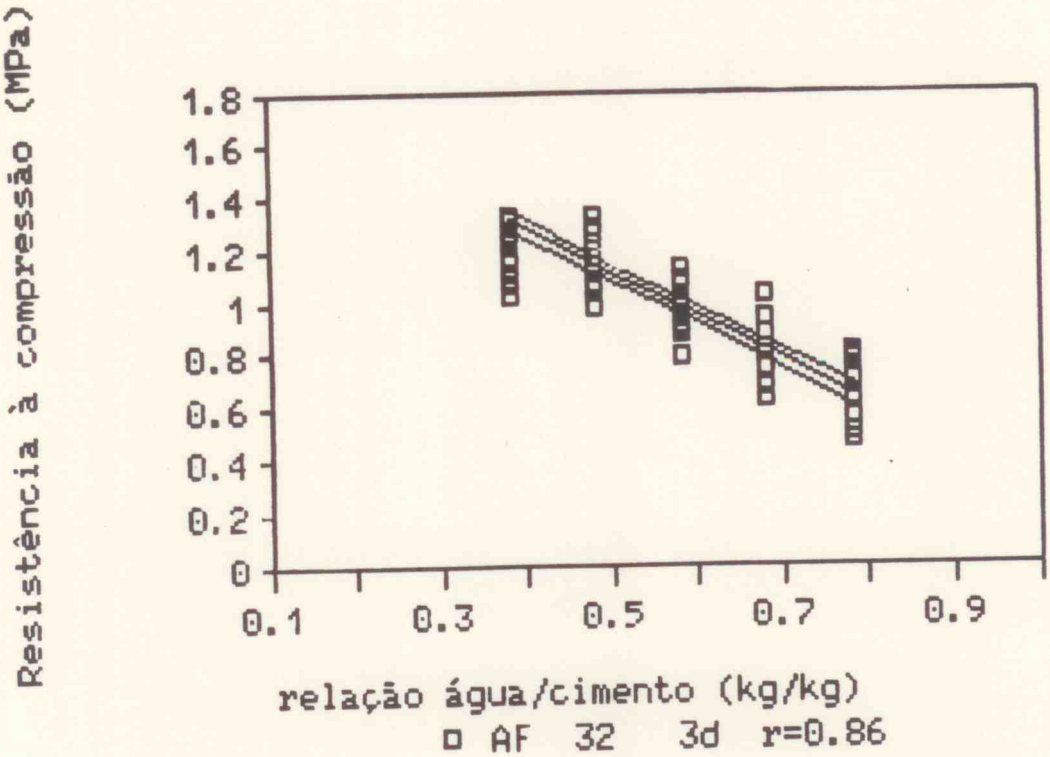
FIGURA D.3 Resistência média à compressão em função da relação água/cimento para a idade de 28 dias - cimentos CP 32.



obs. no eixo das ordenadas está indicado o logarítmo da resistência à compressão em log (MPa).

$$fcc91 = \frac{97.5}{5.9}\ a/c$$

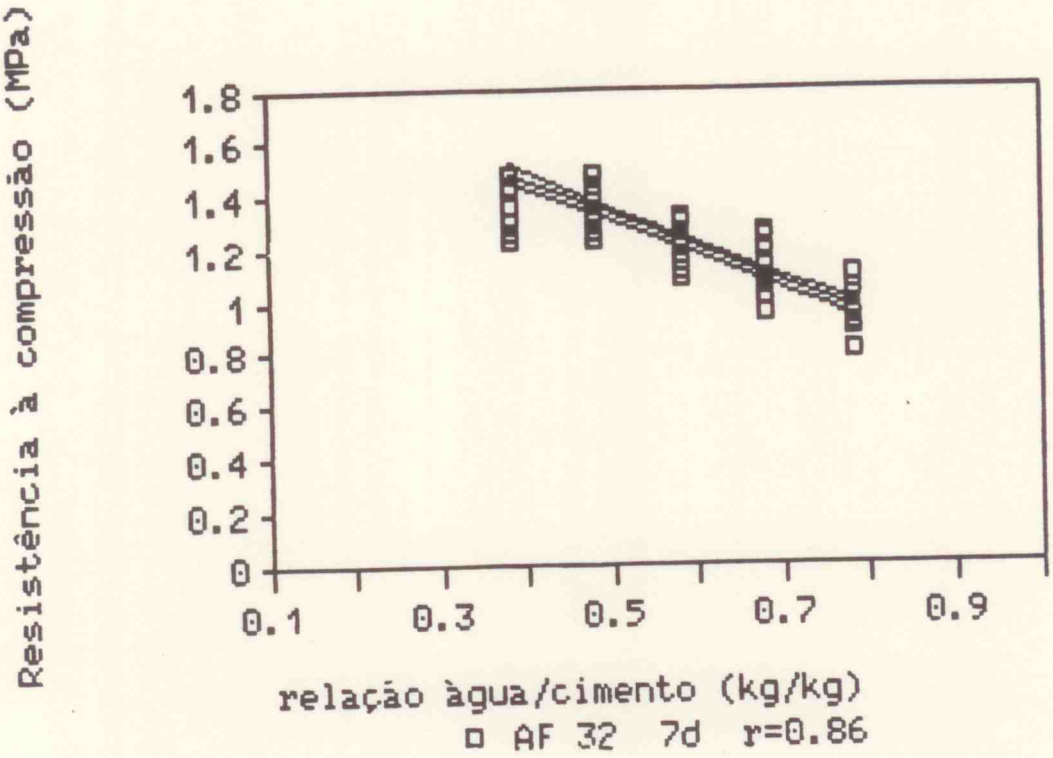
FIGURA D.4 Resistência média à compressão em função da relação água/cimento para a idade de 91 dias - cimentos CP32.



obs. no eixo das ordenadas está indicado o logarítmo da resistência à compressão em log (MPa).

$$fcc\,3 = \frac{87.7}{44.6}\,a/c$$

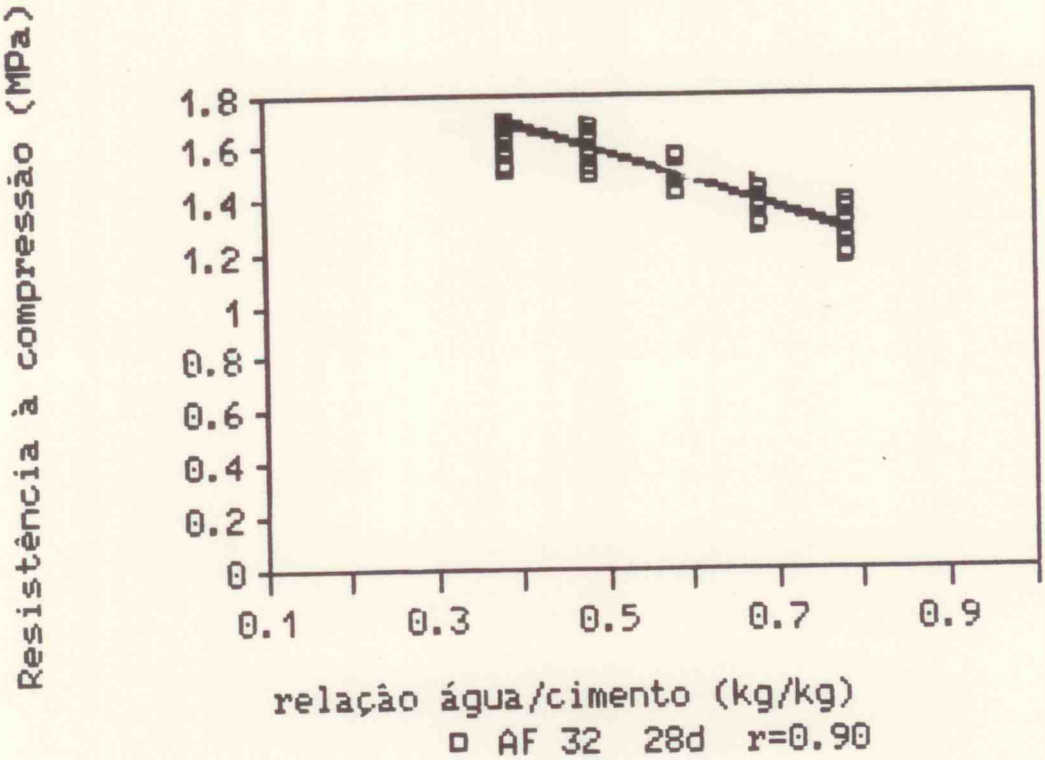
FIGURA D.5 Resistência média à compressão em função da relação água/cimento para a idade de 3 dias - cimentos AF 32.



obs. no eixo das ordenadas está indicado o logarítmo da resistência à compressão em log (MPa).

$$fcc7 = \frac{95.0}{19.5} a/c$$

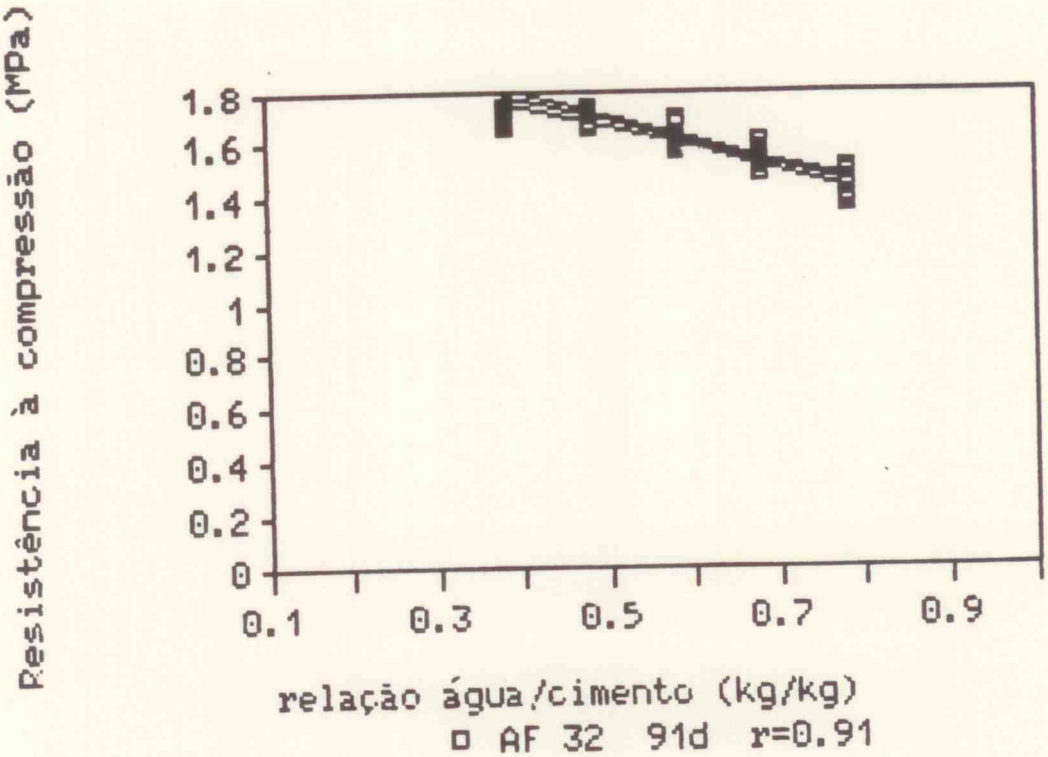
FIGURA D.6 Resistência média à compressão em função da relação água/cimento para a idade de 7 dias - cimentos AF 32.



obs. no eixo das ordenadas está indicado o logarítmo da resistência à compressão em log (MPa).

$$fcc28 = \frac{121.2}{10.2}\ a/c$$

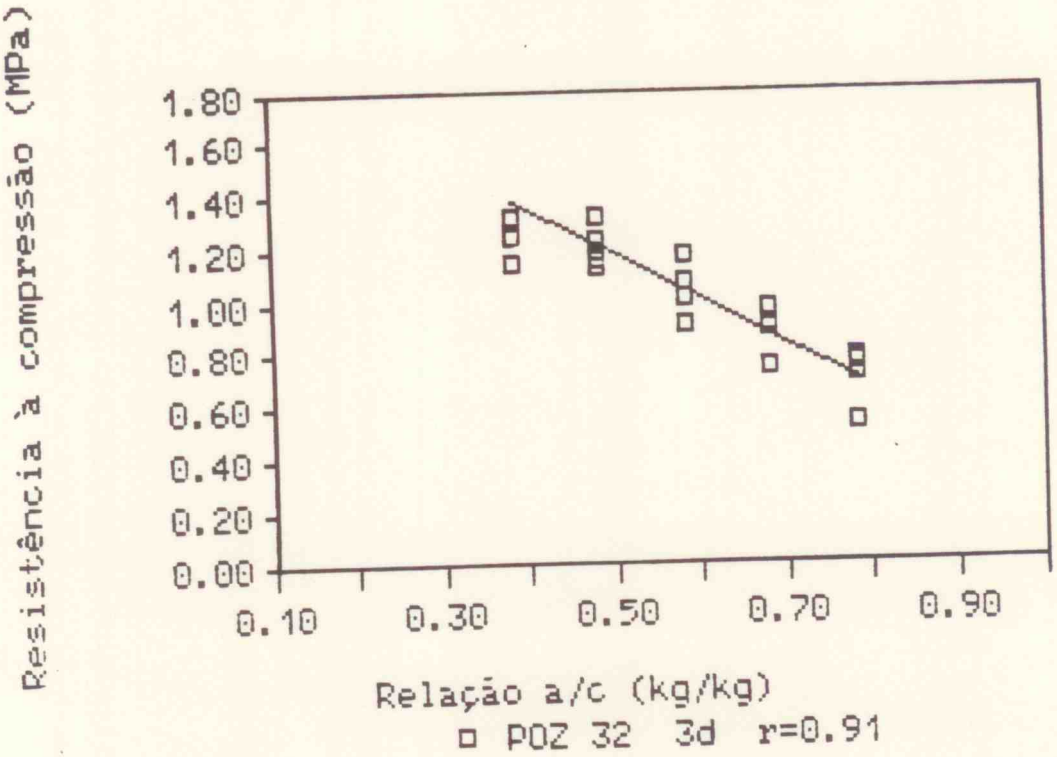
FIGURA D.7 Resistência média à compressão em função da relação água/cimento para a idade de 28 dias - cimentos AF 32.



obs. no eixo das ordenadas está indicado o logarítmo da resistência à compressão em log (MPa).

$$fcc91 = \frac{125.5}{6.5}\ a/c$$

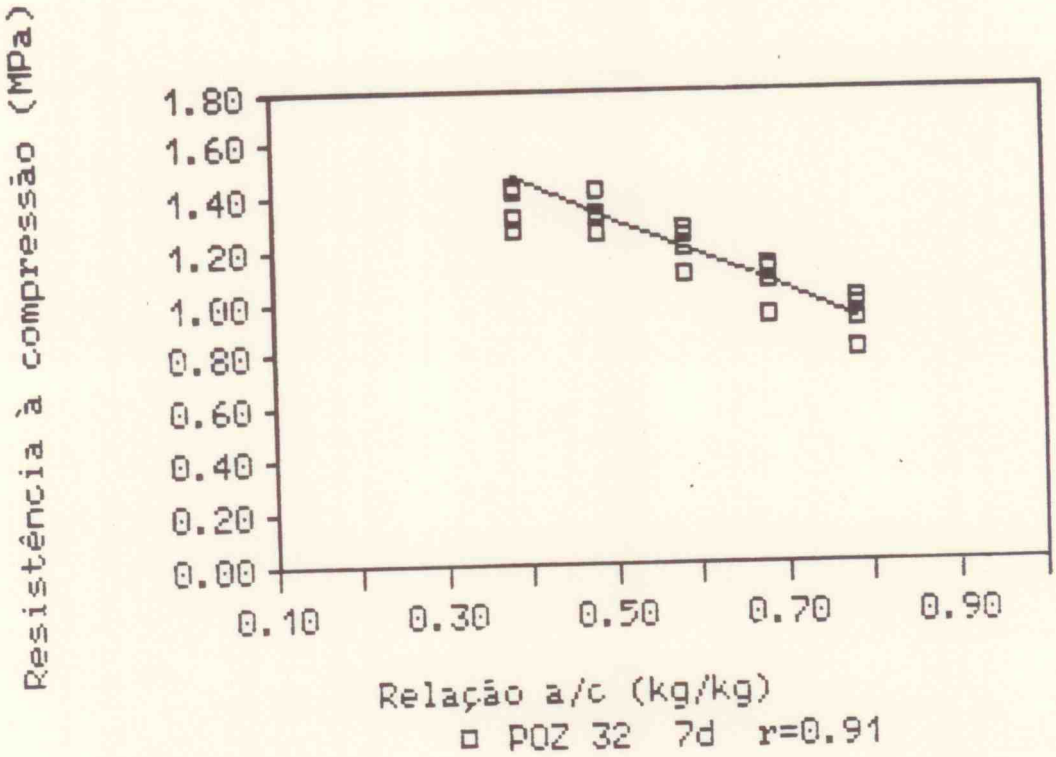
FIGURA D.8 Resistência média à compressão em função da relação água/cimento para a idade de 91 dias - cimentos AF 32.



obs. no eixo das ordenadas está indicado o logarítmo da resistência à compressão em log (MPa).

$$fcc3 = \frac{107.4}{49.7}\ a/c$$

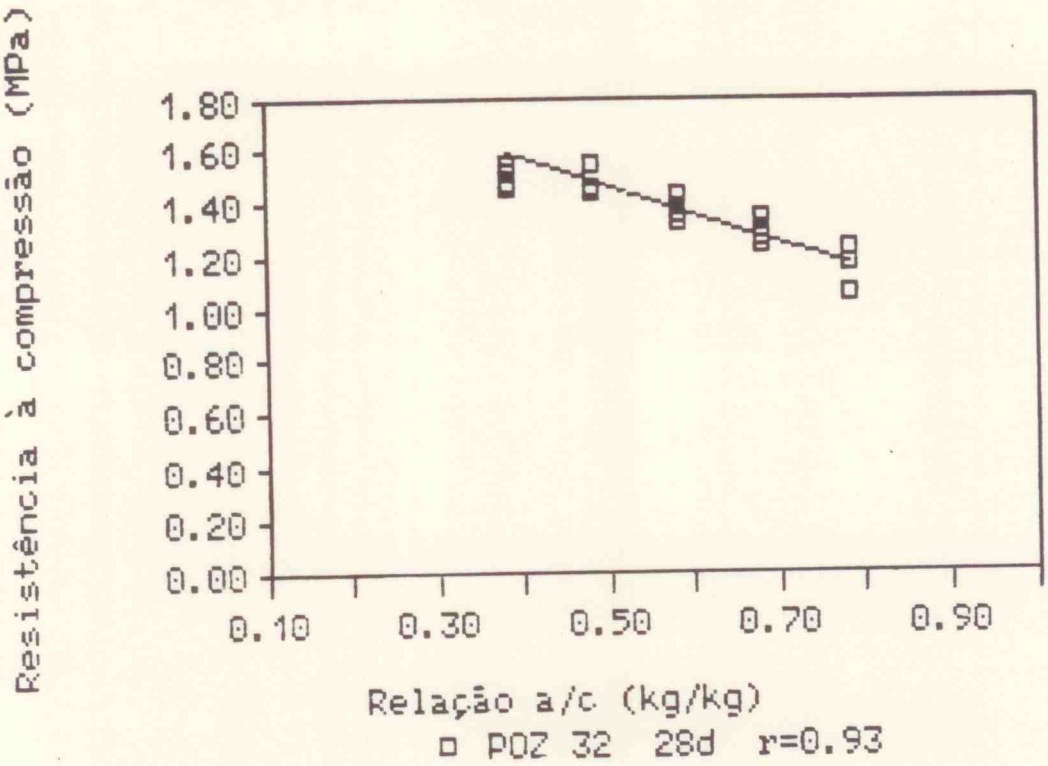
FIGURA D.9 Resistência média à compressão em função da relação água/cimento para a idade de 3 dias - cimentos POZ 32.



obs. no eixo das ordenadas está indicado o logarítmo da resistência à compressão em log (MPa).

$$fcc\ 7 = \frac{97.4}{22.6}\ a/c$$

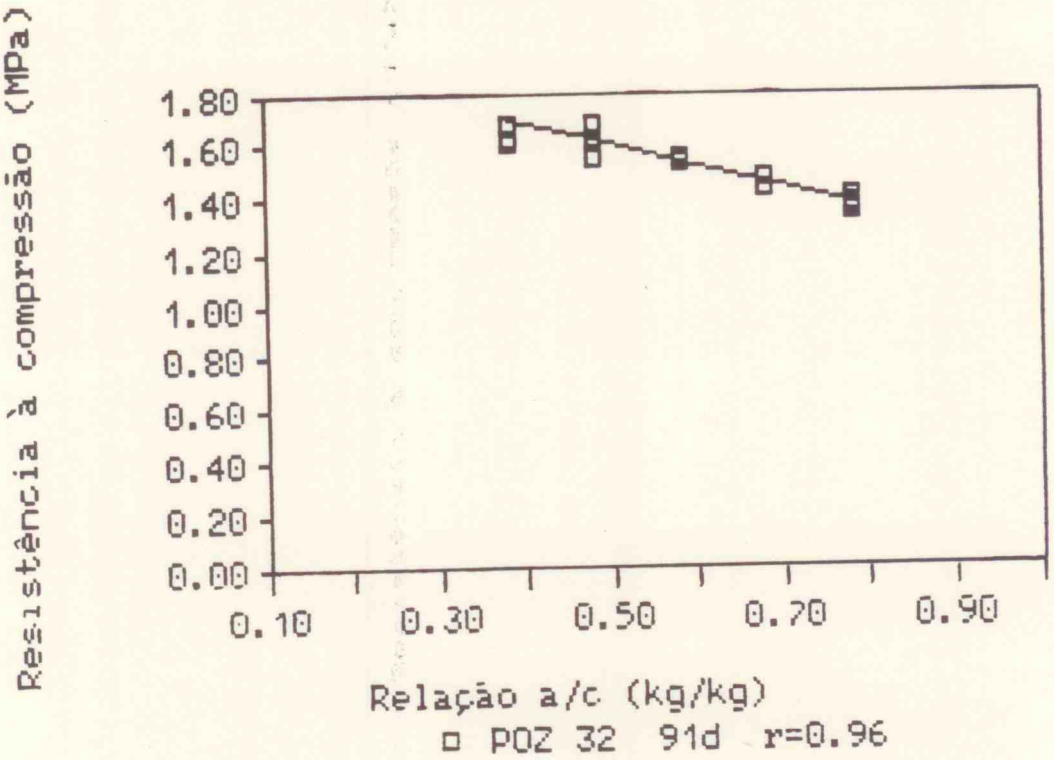
FIGURA D.10 Resistência média à compressão em função da relação água/cimento para a idade de 7 dias - cimentos POZ 32.



obs. no eixo das ordenadas está indicado o logarítmo da resistência à compressão em log (MPa).

$$fcc28 = \frac{99.7}{11.4}\ a/c$$

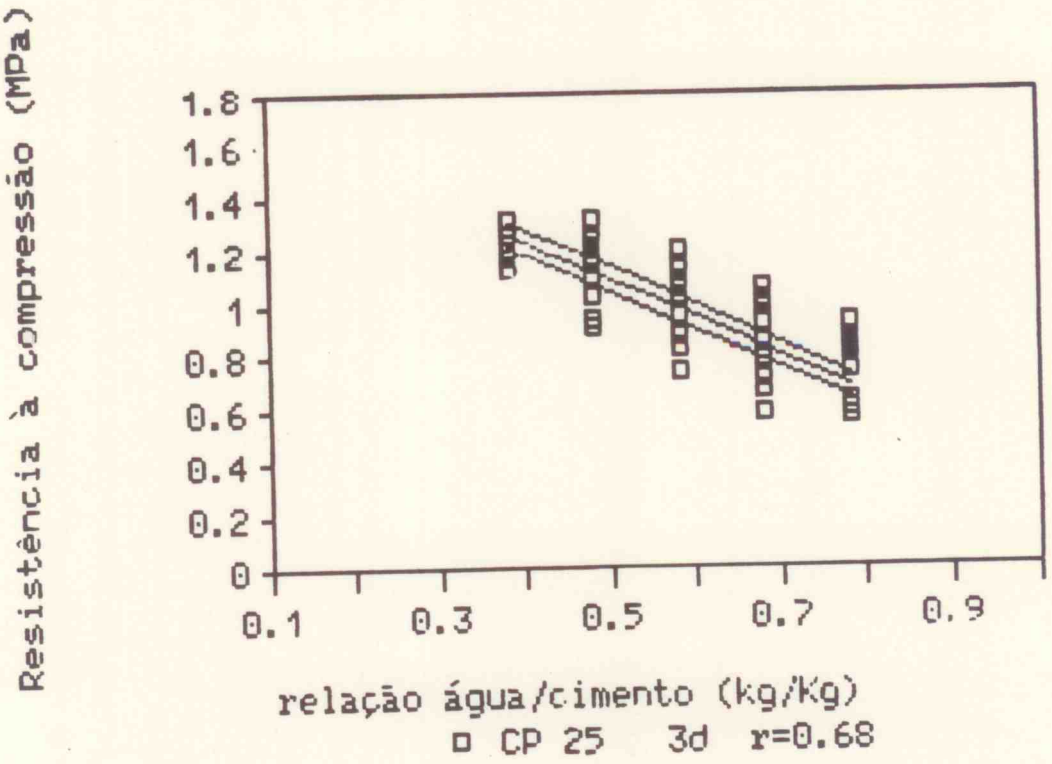
FIGURA D.11 Resistência média à compressão em função da relação água/cimento para a idade de 28 dias - cimentos POZ 32.



obs. no eixo das ordenadas está indicado o logarítmo da resistência à compressão em log (MPa).

$$fcc91 = \frac{103.4}{6.6}^{a/c}$$

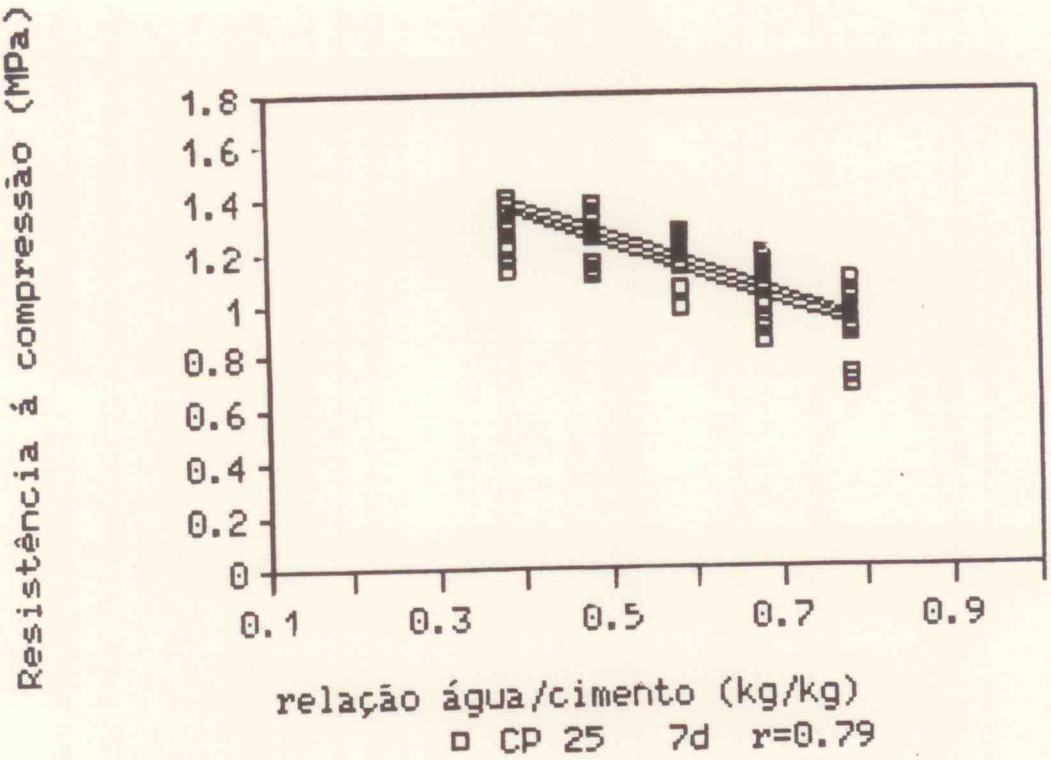
FIGURA D.12 Resistência média à compressão em função da relação água/cimento para a idade de 91 dias - cimentos POZ 32.



obs. no eixo das ordenadas está indicado o logarítmo da resistência à compressão em log (MPa).

$$fcc3 = \frac{62.8}{25.7}\ a/c$$

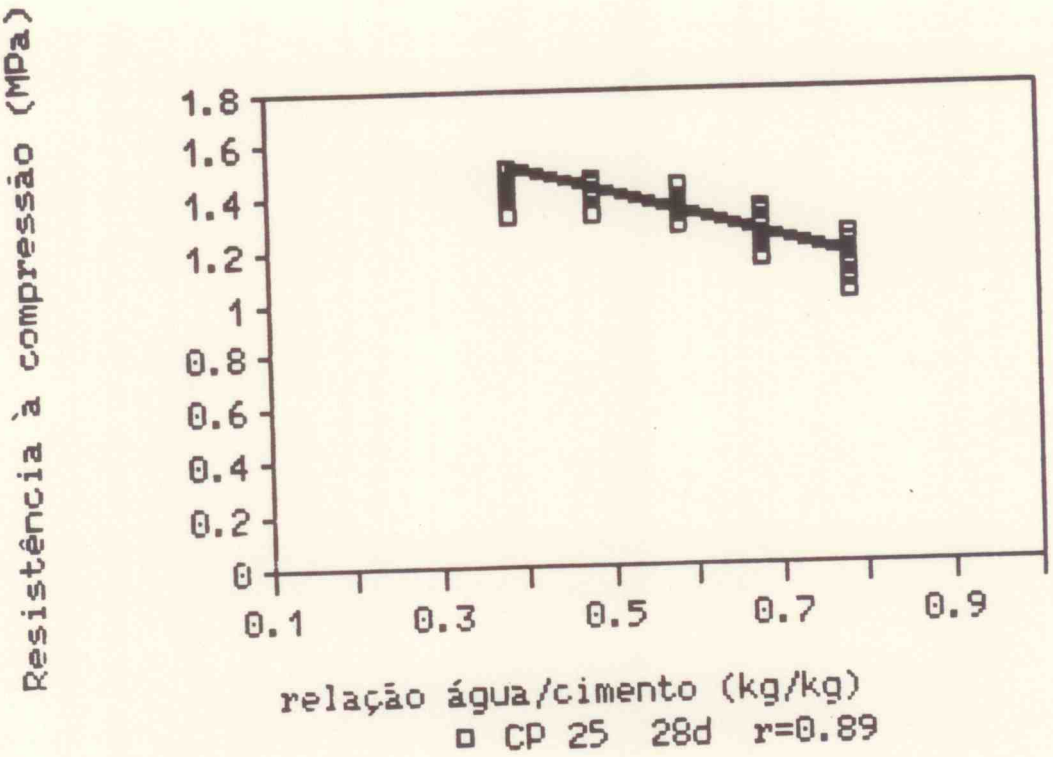
FIGURA D.13 Resistência média à compressão em função da relação água/cimento para a idade de 3 dias - cimentos CP 25.



obs. no eixo das ordenadas está indicado o logarítmo da resistência à compressão em log (MPa).

$$fcc\ 7 = \frac{64.6}{13.2}\ a/c$$

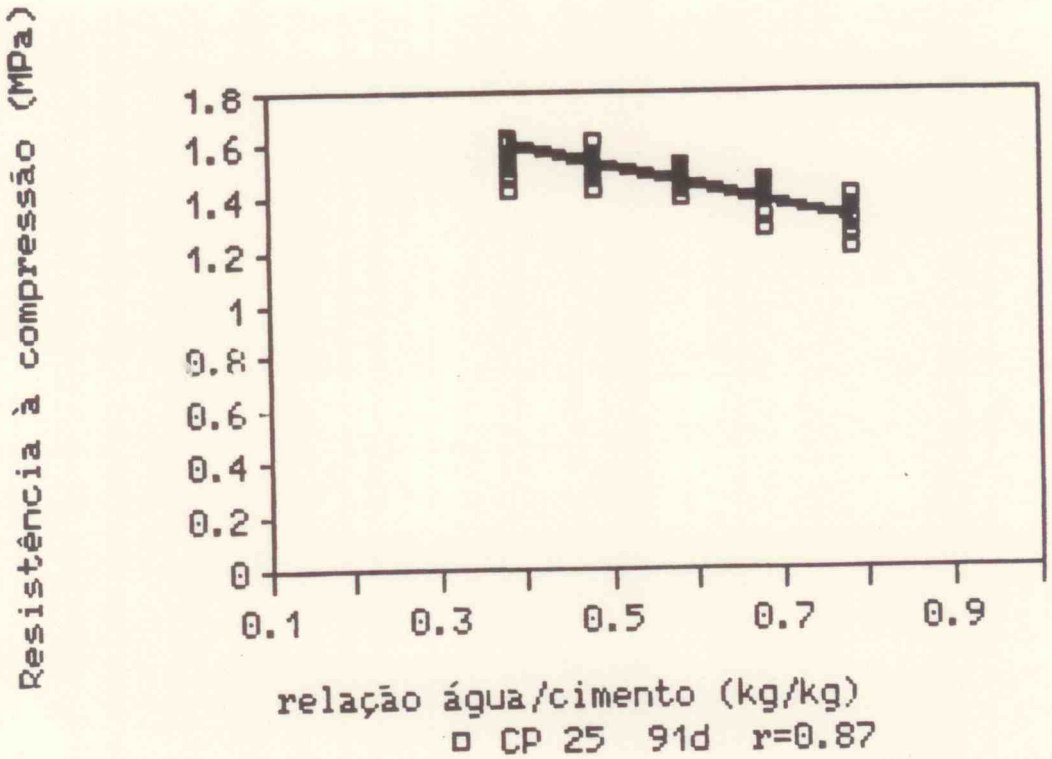
FIGURA D.14 Resistência média à compressão em função da relação água/cimento para a idade de 7 dias - cimentos CP 25.



obs. no eixo das ordenadas está indicado o logarítmo da resistência à compressão em log (MPa).

$$fcc28 = \frac{70.0}{7.2} a/c$$

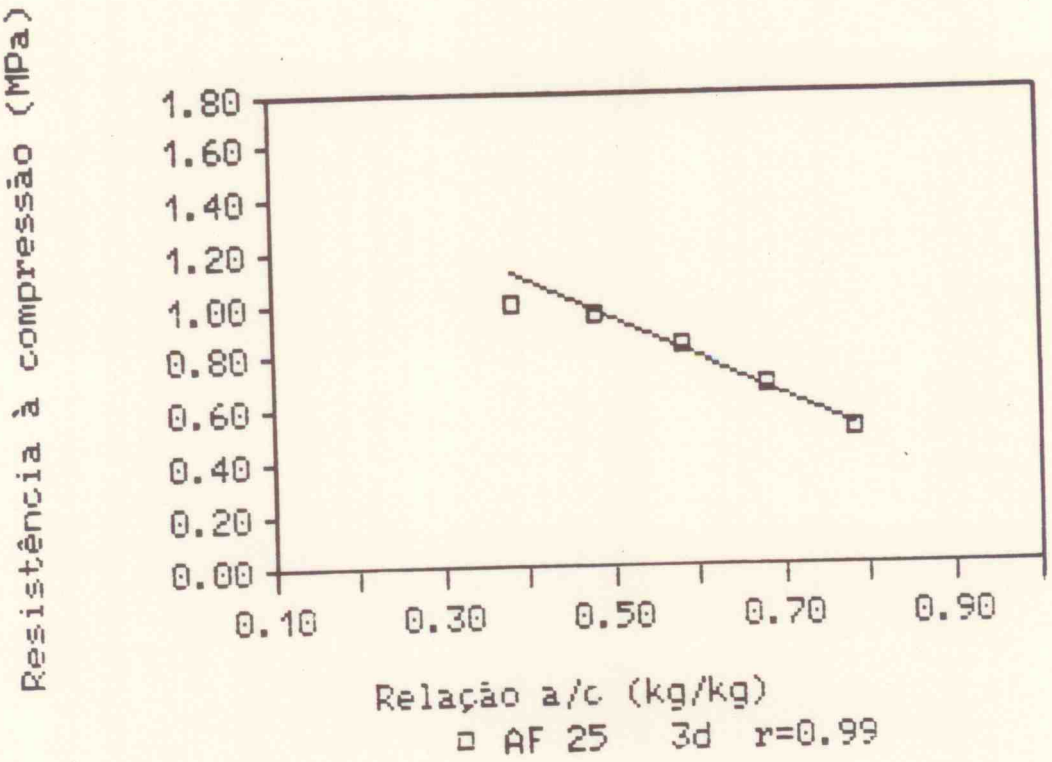
FIGURA D.15 Resistência média à compressão em função da relação água/cimento para a idade de 28 dias - cimentos CP 25.



obs. no eixo das ordenadas está indicado o logarítmo da resistência à compressão em log (MPa).

$$fcc91 = \frac{76.4}{5.2}\ a/c$$

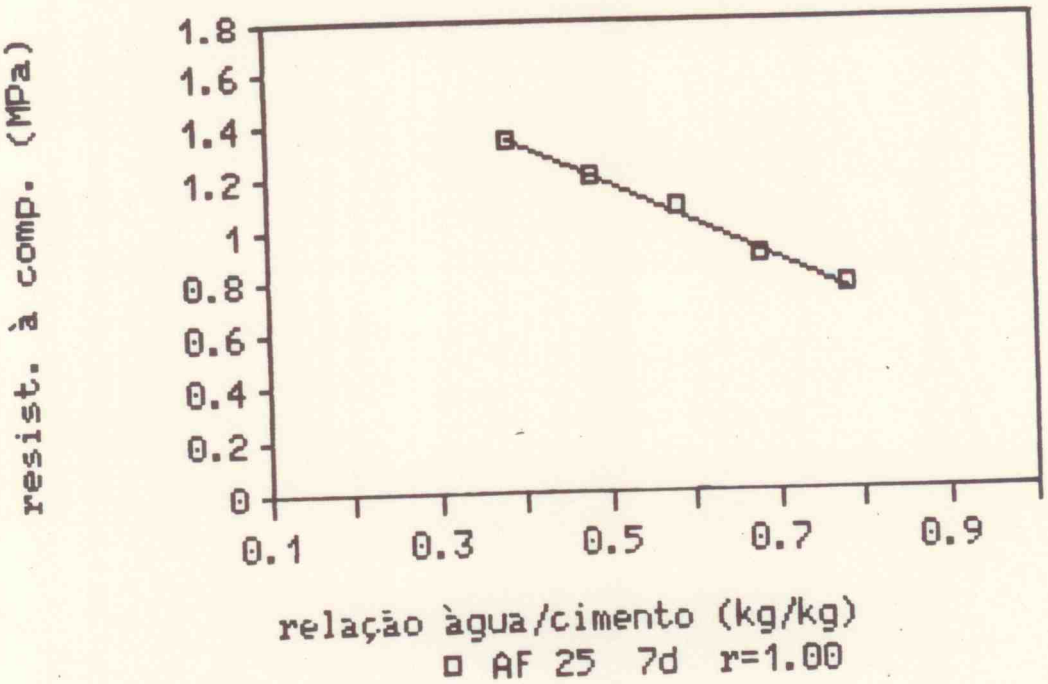
FIGURA D.16 Resistência média à compressão em função da relação água/cimento para a idade de 91 dias - cimentos CP 25.



obs. no eixo das ordenadas está indicado o logarítmo da resistência à compressão em log (MPa).

$$fcc3 = \frac{46.2}{28.0}\ a/c$$

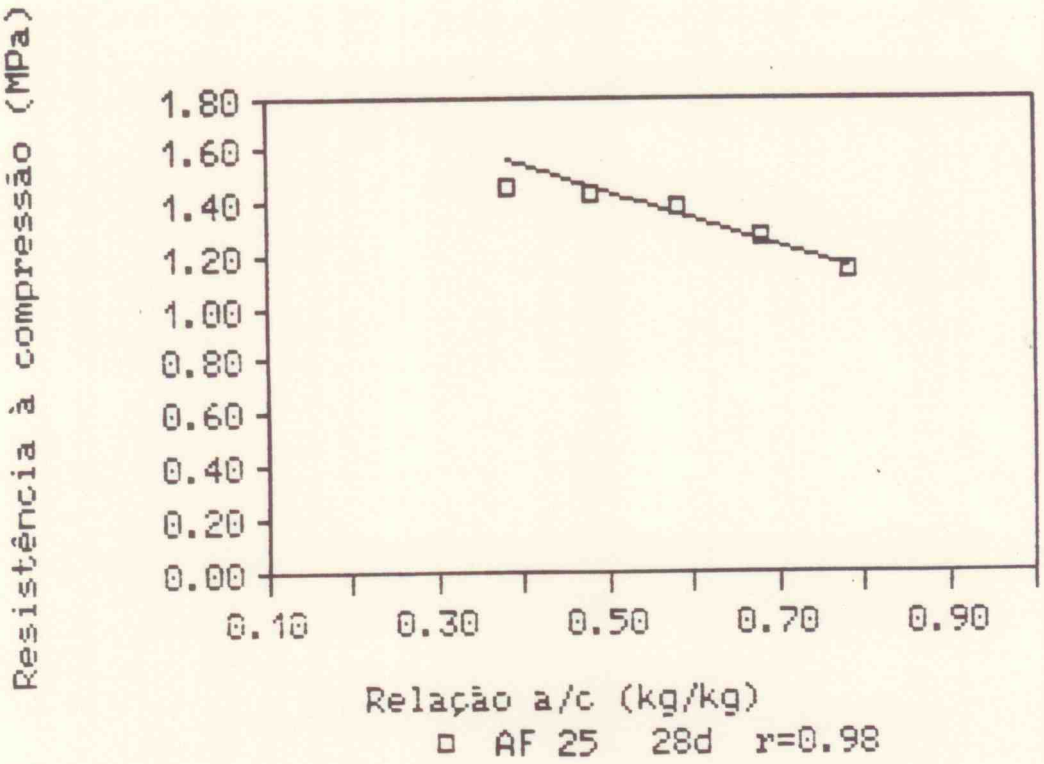
FIGURA D.17 Resistência média à compressão em função da relação água/cimento para a idade de 3 dias - cimentos AF 25.



obs. no eixo das ordenadas está indicado o logarítmo da resistência à compressão em log (MPa).

$$fcc\,7 = \frac{33.0}{5.5}\,a/c$$

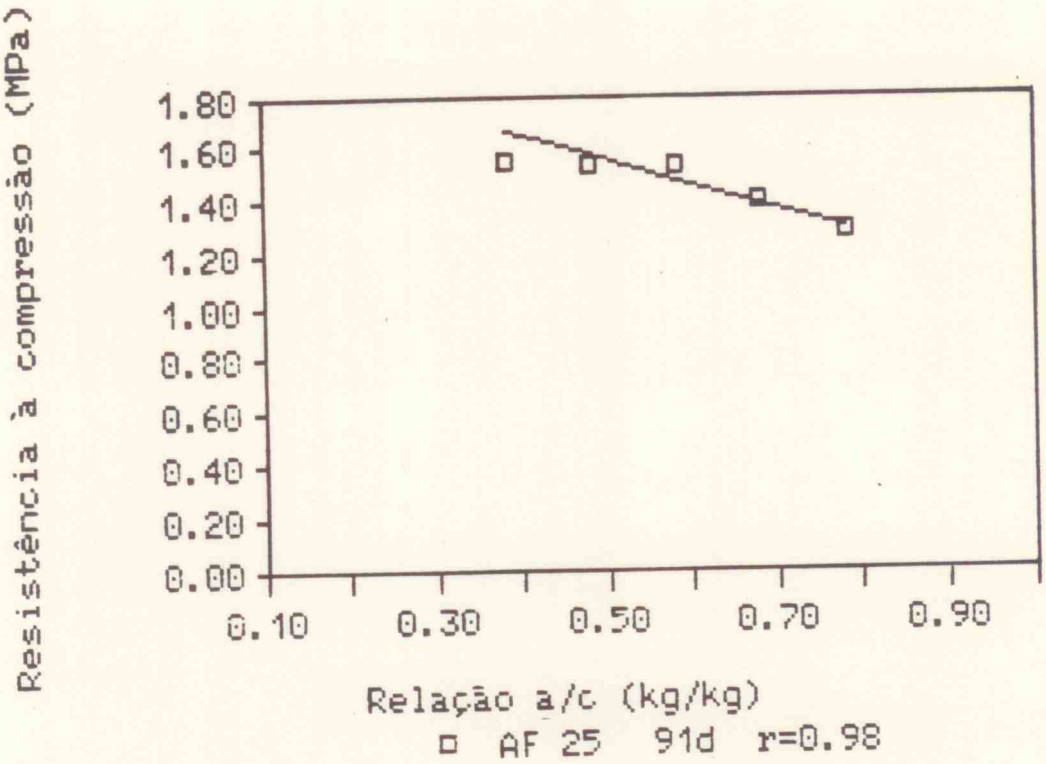
FIGURA D.18 Resistência média à compressão em função da relação água/cimento para a idade de 7 dias - cimentos AF25.



obs. no eixo das ordenadas está indicado o logarítmo da resistência à compressão em log (MPa).

$$fcc28 = \frac{87.2}{10.1}\ a/c$$

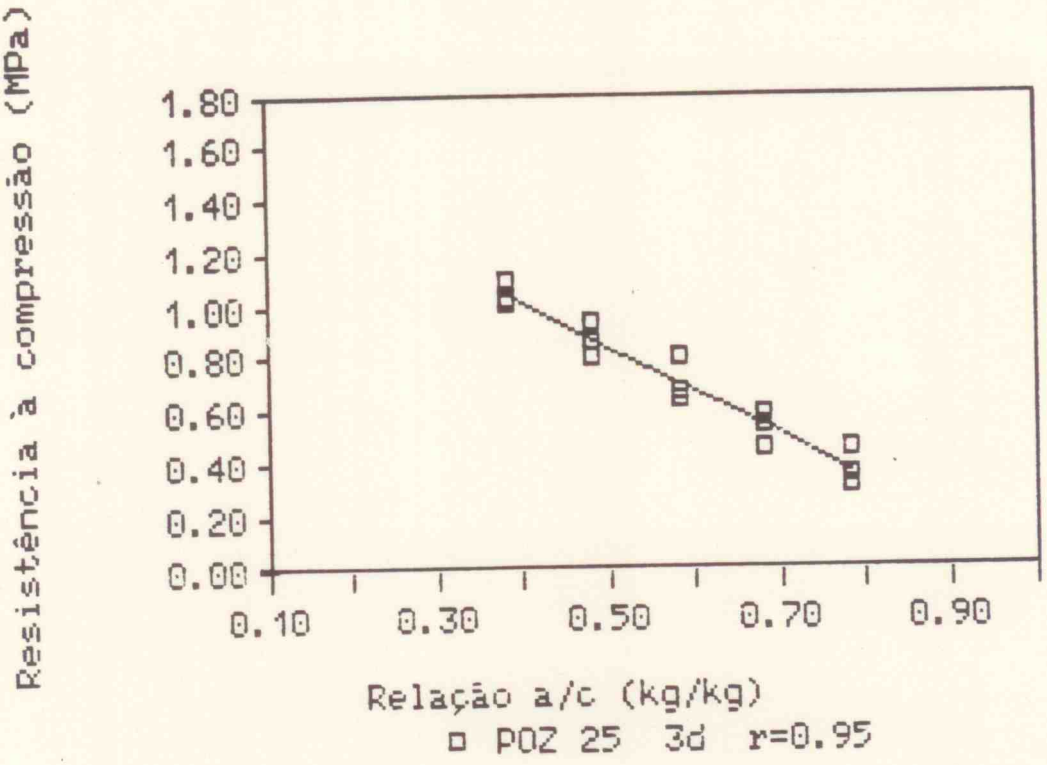
FIGURA D.19 Resistência média à compressão em função da relação água/cimento para a idade de 28 dias - cimentos AF25.



obs. no eixo das ordenadas está indicado o logarítmo da resistência à compressão em log (MPa).

$$fcc91 = \frac{101.1}{7.8}\ a/c$$

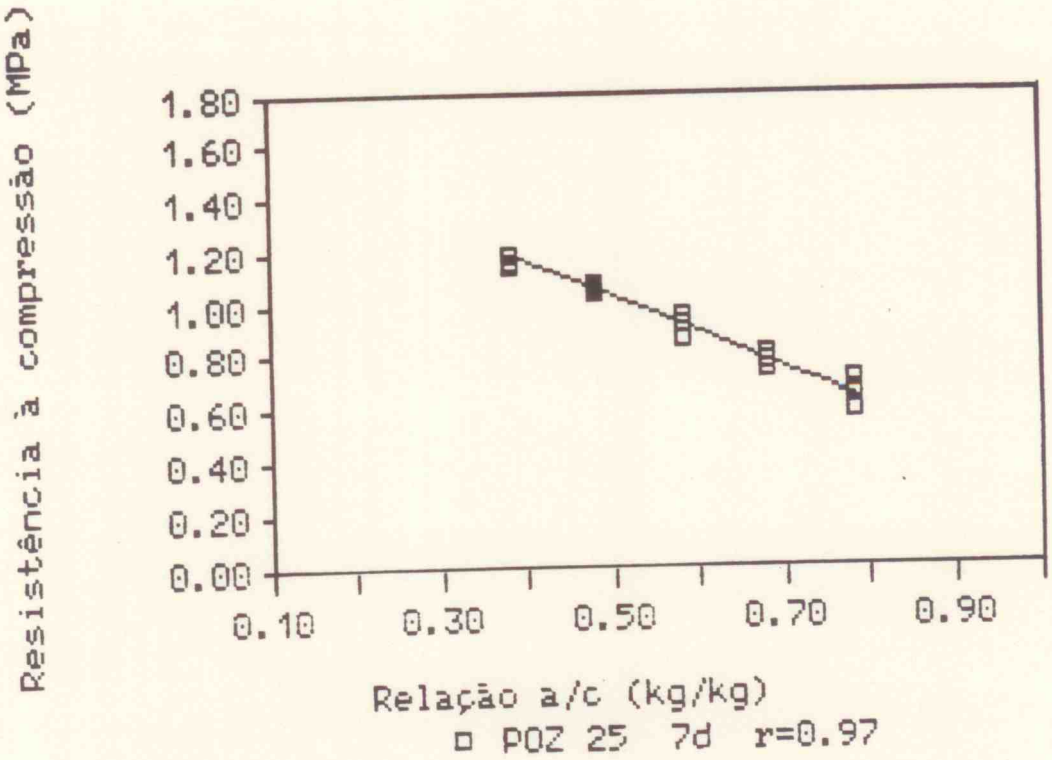
FIGURA D.20 Resistência média à compressão em função da relação água/cimento para a idade de 91 dias - cimentos POZ 25.



obs. no eixo das ordenadas está indicado o logarítmo da resistência à compressão em log (MPa).

$$fcc\,3 = \frac{47.8}{46.6}\,a/c$$

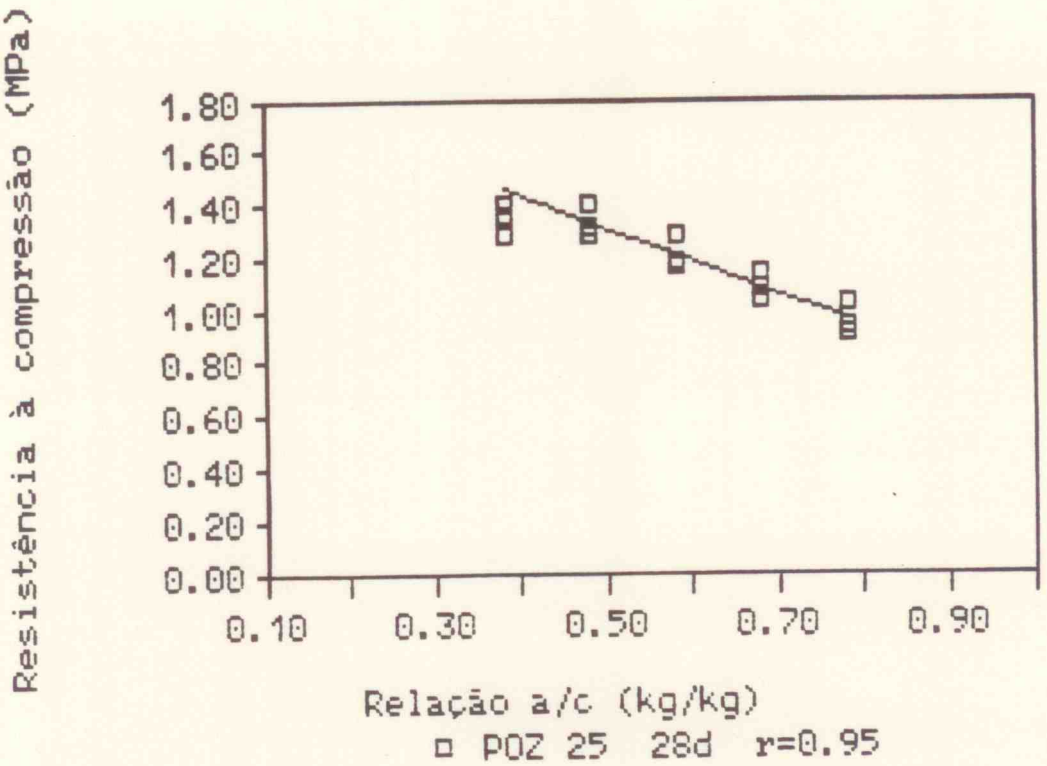
FIGURA D.21 Resistência média à compressão em função da relação água/cimento para a idade de 3 dias - cimentos POZ 25.



obs. no eixo das ordenadas está indicado o logarítmo da resistência à compressão em log (MPa).

$$fcc7 = \frac{50.3}{22.1} a/c$$

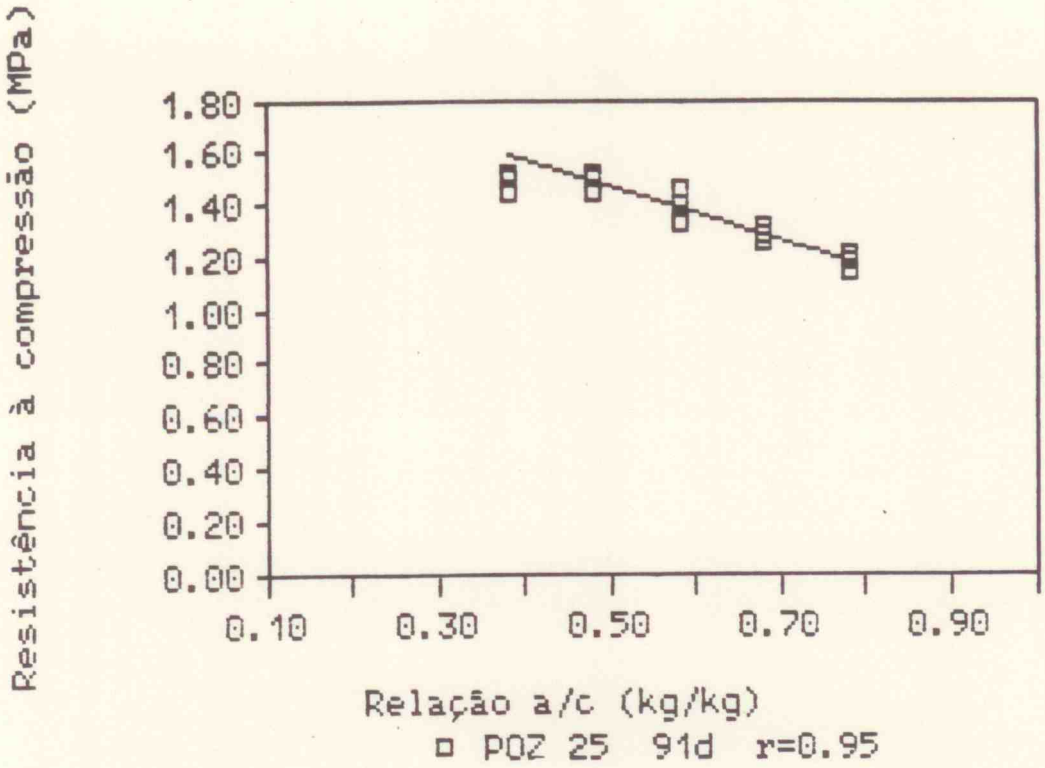
FIGURA D.22 Resistência média à compressão em função da relação água/cimento para a idade de 7 dias - cimentos POZ 25.



obs. no eixo das ordenadas está indicado o logarítmo da resistência à compressão em log (MPa).

$$fcc28 = \frac{85.8}{17.2}\ a/c$$

FIGURA D.23 Resistência média à compressão em função da relação água/cimento para a idade de 28 dias - cimentos POZ 25.



obs. no eixo das ordenadas está indicado o logarítmo da resistência à compressão em log (MPa).

$$fcc\,91 = \frac{99.5}{10.9}\,a/c$$

FIGURA D.24 Resistência média à compressão em função da relação água/cimento para a idade de 91 dias cimentos POZ 25.

ANEXO E

CIMENTOS E CONCRETOS DO "MÊS"

Resultados obtidos dos ensaios

TABELA E.1.1 Resultados obtidos dos ensaios em cimento - mai 64 a jul 68.

TABELA E.1.2 Resultados obtidos dos ensaios em cimento - ago 68 a out 72.

TABELA E.1.3 Resultados obtidos dos ensaios em cimento - nov 72 a jan 77.

TABELA E.1.4 Resultados obtidos dos ensaios em cimento - fev 77 a abr 81.

TABELA E.2.1 Resultados obtidos dos ensaios em concreto (traços 1:5 e 1:6) - mai 64 a jul 68.

TABELA E.2.2 Resultados obtidos dos ensaios em concreto (traços 1:5 e 1:6) - ago 68 a out 72.

TABELA E.2.3 Resultados obtidos dos ensaios em concreto (traços 1:5 e 1:6) - nov 72 a jan 77.

TABELA E.2.4 Resultados obtidos dos ensaios em concreto (traços 1:5 e 1:6) - fev 77 a abr 81.

TABELA E.3.1 Resultados obtidos dos ensaios em concreto (traços 1:7 e 1:8) - mai 64 a jul 68.

TABELA E.3.2 Resultados obtidos dos ensaios em concreto (traços 1:7 e 1:8) - ago 68 a out 72.

TABELA E.3.3 Resultados obtidos dos ensaios em concreto (traços 1:7 e 1:8) - nov 72 a jan 77.

TABELA E.3.4 Resultados obtidos dos ensaios em concreto (traços 1:7 e 1:8) - fev 77 a abr 81.

TABELA E.1.1.RESULTADOS DE ENSAIOS DE CARACTERIZACAO DE CIMENTO

MES	ANO	AGUA/ CIMENTO (kg/kg)	RESISTENCIA A COMPRESSAO (MPa) 3 DIAS	7 DIAS	28 DIAS
MAI	1964	0.494	19.3	26.9	32.1
JUN	1964	0.481	18.1	24.9	33.7
JUL	1964	0.474	19.0	25.6	31.5
AGO	1964	0.481	16.3	27.8	39.9
SET	1964	0.481	16.5	23.6	34.1
OUT	1964	0.474	14.8	20.0	26.8
NOV	1964	0.474	15.7	22.4	32.1
DEZ	1964	0.481	16.1	23.6	30.4
JAN	1965	0.481	15.3	23.0	31.8
FEV	1965	0.481	14.4	24.1	29.3
MAR	1965	0.481	20.6	30.1	31.9
ABR	1965	0.481	18.0	24.1	33.0
MAI	1965	0.494	18.9	26.5	34.1
JUN	1965	0.481	20.8	30.3	37.2
JUL	1965	0.481	17.9	23.1	31.8
AGO	1965	0.481	20.8	26.5	32.7
SET	1965	0.481	17.8	25.6	33.2
OUT	1965	0.488	17.0	25.9	31.4
NOV	1965	0.474	18.4	22.6	34.0
DEZ	1965	0.481	19.6	27.5	35.3
JAN	1966	0.481	19.4	24.7	34.9
FEV	1966	0.474	22.8	28.6	34.7
MAR	1966	0.494	20.9	27.2	35.8
ABR	1966	0.481	17.7	25.6	33.2
MAI	1966	0.488	17.0	24.7	34.4
JUN	1966	0.481	15.9	25.0	33.6
JUL	1966	0.488	16.0	24.0	33.1
AGO	1966	0.481	17.0	30.3	35.4
SET	1966	0.494	16.5	24.1	32.8
OUT	1966	0.488	19.3	27.7	36.2
NOV	1966	0.488	16.9	23.2	34.3
DEZ	1966	0.494	15.9	21.6	31.9
JAN	1967	0.488	15.2	20.9	29.6
FEV	1967	0.488	18.1	24.9	34.5
MAR	1967	0.486	19.2	27.1	35.0
ABR	1967	0.494	18.1	24.6	33.1
MAI	1967	0.500	16.9	25.1	32.5
JUN	1967	0.500	13.1	24.1	35.6
JUL	1967	0.494	13.6	23.5	33.7
AGO	1967	0.507	13.0	20.5	32.8
SET	1967	0.507	15.4	24.4	37.0
OUT	1967	0.500	18.0	28.0	37.6
NOV	1967	0.494	16.1	26.3	34.9
DEZ	1967	0.500	15.3	22.6	31.1
JAN	1968	0.488	15.3	25.0	32.4
FEV	1968	0.481	15.9	26.6	36.2
MAR	1968	0.478	16.0	23.8	31.8
ABR	1968	0.474	13.8	23.8	32.1
MAI	1968	0.497	12.1	18.2	31.8
JUN	1968	0.494	15.2	22.7	36.9
JUL	1968	0.490	11.0	18.9	32.8

TABELA E.1.2.RESULTADOS DE ENSAIOS DE CARACTERIZACAO DE CIMENTO

MES	ANO	AGUA/ CIMENTO (kg/kg)	RESISTENCIA A COMPRESSAO (MPa) 3 DIAS	7 DIAS	28 DIAS
AGO	1968	0.488	15.7	23.6	33.9
SET	1968	0.478	14.9	25.7	39.6
OUT	1968	0.478	13.6	25.3	39.1
NOV	1968	0.484	16.9	23.2	35.8
DEZ	1968	0.481	18.8	26.6	36.9
JAN	1969	0.491	15.7	22.9	36.7
FEV	1969	0.488	13.8	25.2	37.5
MAR	1969	0.481	13.7	22.0	32.3
ABR	1969	0.481	17.7	28.1	39.5
MAI	1969	0.484	17.7	22.6	38.7
JUN	1969	0.484	15.7	25.7	40.5
JUL	1969	0.484	16.3	23.4	35.2
AGO	1969	0.474	17.5	25.2	38.3
SET	1969	0.474	18.4	28.4	34.1
OUT	1969	0.481	15.9	27.3	32.1
NOV	1969	0.481	16.8	26.5	39.9
DEZ	1969	0.481	15.4	24.6	34.2
JAN	1970	0.474	17.3	27.0	37.0
FEV	1970	0.473	18.1	27.1	38.3
MAR	1970	0.477	20.6	26.3	35.8
ABR	1970	0.474	18.6	24.6	34.6
MAI	1970	0.477	18.1	27.8	35.6
JUN	1970	0.461	19.5	27.0	36.9
JUL	1970	0.477	19.8	27.5	38.7
AGO	1970	0.481	19.3	26.2	35.6
SET	1970	0.481	19.9	27.6	36.9
OUT	1970	0.481	22.4	30.0	36.9
NOV	1970	0.474	21.5	27.0	32.4
DEZ	1970	0.481	18.7	25.0	32.9
JAN	1971	0.487	21.0	26.9	38.1
FEV	1971	0.481	20.6	26.0	33.8
MAR	1971	0.481	17.5	24.3	33.3
ABR	1971	0.484	18.9	24.4	31.0
MAI	1971	0.477	17.5	23.3	34.6
JUN	1971	0.481	14.4	22.3	35.7
JUL	1971	0.487	16.4	25.7	35.9
AGO	1971	0.484	17.1	28.6	40.9
SET	1971	0.474	19.0	32.8	45.2
OUT	1971	0.474	17.8	25.2	35.1
NOV	1971	0.484	18.0	26.4	37.7
DEZ	1971	0.490	18.4	25.9	34.6
JAN	1972	0.487	18.1	26.3	35.2
FEV	1972	0.484	18.6	25.1	31.3
MAR	1972	0.487	16.0	22.3	33.6
ABR	1972	0.484	17.4	23.5	34.6
MAI	1972	0.471	18.1	25.6	35.0
JUN	1972	0.477	17.0	22.6	35.3
JUL	1972	0.468	21.0	32.4	39.5
AGO	1972	0.474	18.9	28.4	36.2
SET	1972	0.471	18.6	26.3	35.7
OUT	1972	0.468	19.2	30.3	38.0

TABELA E.1.3.RESULTADOS DE ENSAIOS DE CARACTERIZACAO DE CIMENTO

MES	ANO	AGUA/ CIMENTO (kg/kg)	RESISTENCIA A COMPRESSAO (MPa) 3 DIAS	7 DIAS	28 DIAS
NOV	1972	0.455	22.8	31.7	42.7
DEZ	1972	0.477	17.0	23.2	33.7
JAN	1973	0.484	18.1	23.6	32.1
FEV	1973	0.474	23.6	31.6	43.2
MAR	1973	0.474	19.3	24.6	32.0
ABR	1973	0.487	18.7	26.5	36.6
MAI	1973	0.471	20.3	30.4	40.8
JUN	1973	0.468	16.5	25.1	36.4
JUL	1973	0.471	16.7	25.6	36.9
AGO	1973	0.461	18.3	27.4	34.3
SET	1973	0.442	21.0	29.6	36.0
OUT	1973	0.461	22.3	30.1	38.8
NOV	1973	0.465	20.0	25.4	36.2
DEZ	1973	0.452	23.5	29.1	35.5
JAN	1974	0.448	21.4	26.0	34.6
FEV	1974	0.468	20.0	27.8	33.6
MAR	1974	0.455	24.2	29.8	37.0
ABR	1974	0.465	18.7	25.1	32.0
MAI	1974	0.484	15.4	19.3	28.8
JUN	1974	0.477	15.3	22.6	32.4
JUL	1974	0.490	14.9	20.6	26.6
AGO	1974	0.481	13.2	21.2	27.1
SET	1974	0.490	20.4	28.5	35.5
OUT	1974	0.471	20.8	28.8	38.4
NOV	1974	0.474	24.0	30.4	39.1
DEZ	1974	0.471	20.5	29.4	38.5
JAN	1975	0.481	22.8	28.1	42.9
FEV	1975	0.487	17.4	23.2	28.8
MAR	1975	0.477	18.8	23.9	30.4
ABR	1975	0.477	21.8	28.4	35.8
MAI	1975	0.477	19.3	27.4	36.7
JUN	1975	0.462	18.8	26.6	38.7
JUL	1975	0.484	15.8	21.4	30.5
AGO	1975	0.490	18.1	22.4	34.9
SET	1975	0.468	24.7	33.6	42.4
OUT	1975	0.497	22.2	30.0	42.3
NOV	1975	0.503	18.8	25.4	32.3
DEZ	1975	0.481	26.8	29.5	35.6
JAN	1976	0.493	24.3	30.7	38.8
FEV	1976	0.474	24.4	29.9	38.4
MAR	1976	0.471	22.2	30.8	37.8
ABR	1976	0.458	21.5	30.2	38.8
MAI	1976	0.465	20.2	30.3	37.7
JUN	1976	0.474	19.8	28.5	37.4
JUL	1976	0.474	22.5	32.8	38.9
AGO	1976	0.490	17.9	23.7	34.1
SET	1976	0.494	17.9	26.6	33.7
OUT	1976	0.487	14.2	21.5	31.9
NOV	1976	0.490	16.2	22.7	32.9
DEZ	1976	0.494	18.4	29.2	36.4
JAN	1977	0.484	16.2	21.0	31.2

TABELA E.1.4.RESULTADOS DE ENSAIOS DE CARACTERIZACAO DE CIMENTO

MES	ANO	AGUA/ CIMENTO (kg/kg)	RESISTENCIA A COMPRESSAO (MPa) 3 DIAS	7 DIAS	28 DIAS
FEV	1977	0.497	10.0	18.3	31.4
MAR	1977	0.481	11.8	19.1	28.2
ABR	1977	0.477	15.4	24.4	31.9
MAI	1977	0.487	16.7	26.1	34.1
JUN	1977	0.484	19.5	26.5	33.2
JUL	1977	0.503	17.1	25.5	36.7
AGO	1977	0.481	17.5	27.2	37.7
SET	1977	0.503	16.5	23.2	31.9
OUT	1977	0.478	18.2	26.7	33.6
NOV	1977	0.494	14.9	25.1	37.5
DEZ	1977	0.494	15.9	24.4	37.2
JAN	1978	0.497	14.1	23.7	35.9
FEV	1978	0.503	14.0	22.3	32.5
MAR	1978	0.519	17.5	23.5	32.0
ABR	1978	0.503	14.7	22.4	34.0
MAI	1978	0.480	18.6	27.6	37.5
JUN	1978	0.480	13.8	23.4	36.2
JUL	1978	0.480	16.5	25.2	38.6
AGO	1978	0.480	15.7	22.4	36.3
SET	1978	0.480	17.6	26.2	38.8
NOV	1978	0.480	13.4	20.2	28.2
DEZ	1978	0.480	14.0	21.3	32.0
JAN	1979	0.480	15.1	23.2	33.3
FEV	1979	0.480	18.4	24.6	34.6
MAR	1979	0.480	17.9	27.7	34.6
ABR	1979	0.480	18.0	25.2	35.0
MAI	1979	0.480	18.3	24.9	33.7
JUN	1979	0.480	16.1	24.6	33.4
JUL	1979	0.480	15.2	22.3	36.6
SET	1979	0.480	15.2	23.1	38.8
OUT	1979	0.480	18.5	25.8	37.5
NOV	1979	0.480	20.5	28.7	39.1
DEZ	1979	0.480	16.2	22.8	32.6
JAN	1980	0.480	18.8	27.9	38.3
FEV	1980	0.480	19.6	27.7	38.9
MAR	1980	0.480	17.6	24.0	35.2
ABR	1980	0.480	16.4	28.2	38.8
MAI	1980	0.480	21.1	28.3	37.6
JUN	1980	0.480	15.1	24.0	38.1
JUL	1980	0.480	19.9	28.4	43.9
AGO	1980	0.480	20.8	31.7	42.0
SET	1980	0.480	14.6	22.6	33.9
OUT	1980	0.480	18.0	26.0	33.5
NOV	1980	0.480	18.1	24.4	34.7
DEZ	1980	0.480	18.6	24.4	33.0
JAN	1981	0.480	16.3	23.0	33.4
FEV	1981	0.480	14.1	20.9	32.5
MAR	1981	0.480	18.1	26.6	36.6
ABR	1981	0.480	13.1	23.2	31.2

e

TABELA E.2.1.RESULTADOS DE ENSAIOS EM CONCRETOS PADRONIZADOS

MES	ANO	TRACO 1:5 (massa) AGUA / CIMENTO (kg/kg)	RESISTENCIA A COMPRESSAO (MPa) 3 DIAS	7 DIAS	28 DIAS	TRACO 1:6 (massa) AGUA / CIMENTO (kg/kg)	RESISTENCIA A COMPRESSAO (MPa) 3 DIAS	7 DIAS	28 DIAS
MAI	1964	0.505	12.9	19.0	26.6	0.589	10.3	14.6	20.7
JUN	1964	0.493	12.9	18.7	26.4	0.576	8.9	15.1	21.3
JUL	1964	0.482	12.0	19.4	24.0	0.564	8.4	14.3	18.7
AGO	1964	0.488	11.7	20.3	29.1	0.564	9.2	14.2	21.1
SET	1964	0.482	14.0	19.5	23.6	0.564	8.6	14.7	18.6
OUT	1964	0.471	12.8	18.8	24.0	0.551	10.5	13.9	19.3
NOV	1964	0.460	17.3	23.0	29.3	0.539	13.2	18.5	23.1
DEZ	1964	0.471	15.5	22.8	28.1	0.564	11.2	18.5	24.4
JAN	1965	0.460	16.2	23.5	28.4	0.539	12.5	18.6	23.2
FEV	1965	0.480	15.4	22.4	27.9	0.551	13.8	19.7	23.8
MAR	1965	0.471	15.8	24.3	28.6	0.551	11.5	18.5	22.8
ABR	1965	0.477	14.2	21.5	29.0	0.545	10.7	17.0	23.1
MAI	1965	0.460	18.1	22.0	28.9	0.532	12.0	17.6	22.0
JUN	1965	0.482	16.1	22.1	29.4	0.555	11.5	18.1	22.7
JUL	1965	0.448	15.2	22.9	29.5	0.545	11.4	14.6	21.9
AGO	1965	0.465	19.3	21.4	31.0	0.577	12.3	15.9	21.5
SET	1965	0.477	14.9	18.8	27.3	0.564	11.4	16.0	22.1
OUT	1965	0.477	18.0	21.7	29.3	0.570	12.3	18.7	23.6
NOV	1965	0.475	15.6	22.3	30.8	0.545	12.2	17.1	24.4
DEZ	1965	0.482	17.7	23.1	28.2	0.564	13.1	18.4	22.6
JAN	1966	0.477	18.4	20.7	26.8	0.551	14.1	17.6	22.0
FEV	1966	0.493	18.4	22.6	26.2	0.595	12.6	17.1	19.0
MAR	1966	0.465	17.5	22.3	28.7	0.551	12.3	18.2	23.3
ABR	1966	0.482	16.0	20.6	26.6	0.564	11.4	16.6	21.2
MAI	1966	0.477	15.2	21.5	28.5	0.545	11.7	18.4	23.2
JUN	1966	0.465	14.8	23.3	28.0	0.557	10.6	18.0	20.8
JUL	1966	0.471	15.4	22.3	28.2	0.557	10.9	17.1	22.3
AGO	1966	0.465	12.5	21.2	29.2	0.545	7.9	16.7	22.5
SET	1966	0.460	13.8	20.1	27.3	0.545	9.8	16.4	19.7
OUT	1966	0.471	13.6	20.7	26.8	0.551	10.0	15.4	20.0
NOV	1966	0.471	14.3	18.7	23.6	0.551	10.9	15.0	19.8
DEZ	1966	0.471	14.9	20.1	22.8	0.551	11.2	14.3	19.1
JAN	1967	0.471	13.7	19.9	24.5	0.551	10.2	16.1	19.0
FEV	1967	0.471	13.7	20.2	25.5	0.564	10.3	15.0	18.4
MAR	1967	0.471	14.4	16.2	22.0	0.557	11.0	13.3	18.0
ABR	1967	0.482	15.0	20.0	27.2	0.578	11.1	15.0	19.5
MAI	1967	0.465	14.3	20.1	26.7	0.551	9.6	13.8	21.1
JUN	1967	0.477	13.3	22.9	27.6	0.564	7.7	15.1	20.3
JUL	1967	0.454	12.5	19.8	29.1	0.533	8.9	15.3	23.2
AGO	1967	0.460	13.1	21.6	30.8	0.539	10.4	15.9	23.4
SET	1967	0.454	14.2	23.7	30.0	0.532	9.7	16.1	23.3
OUT	1967	0.409	23.2	32.6	39.0	0.514	16.3	24.5	31.4
NOV	1967	0.426	19.3	27.1	35.9	0.520	13.7	21.8	26.0
DEZ	1967	0.415	17.8	31.0	36.3	0.520	11.8	21.3	27.9
JAN	1968	0.417	18.1	28.3	35.4	0.523	14.0	22.3	28.6
FEV	1968	0.415	17.7	25.6	34.9	0.523	11.9	20.3	27.2
MAR	1968	0.420	18.1	28.1	39.2	0.520	12.7	21.9	28.0
ABR	1968	0.420	16.5	28.4	34.7	0.523	12.9	21.3	27.2
MAI	1968	0.420	14.5	24.0	33.2	0.520	9.8	17.8	27.2
JUN	1968	0.420	17.7	23.7	32.6	0.507	13.4	19.9	28.2
JUL	1968	0.403	16.5	25.5	34.5	0.501	11.2	19.8	28.2

e

TABELA E.2.2.RESULTADOS DE ENSAIOS EM CONCRETOS PADRONIZADOS

MES	ANO	TRACO 1:5 (massa) AGUA / CIMENTO (kg/kg)	RESISTENCIA A COMPRESSAO (MPa) 3 DIAS	7 DIAS	28 DIAS	TRACO 1:6 (massa) AGUA / CIMENTO (kg/kg)	RESISTENCIA A COMPRESSAO (MPa) 3 DIAS	7 DIAS	28 DIAS
AGO	1968	0.403	18.7	29.8	37.1	0.501	13.1	23.7	29.9
SET	1968	0.406	17.9	28.3	37.2	0.492	13.5	23.8	29.9
OUT	1968	0.415	16.8	25.4	36.6	0.495	12.9	21.3	29.5
NOV	1968	0.415	18.5	25.0	32.8	0.495	12.3	20.9	27.0
DEZ	1968	0.420	19.9	26.6	33.4	0.501	14.3	20.8	26.8
JAN	1969	0.415	20.9	27.2	34.5	0.495	15.8	23.3	28.8
FEV	1969	0.426	20.0	28.3	33.9	0.520	13.9	20.7	27.7
MAR	1969	0.426	17.6	24.2	31.3	0.523	12.3	19.2	25.9
ABR	1969	0.432	16.7	24.4	32.9	0.526	12.0	20.3	24.8
MAI	1969	0.415	20.4	28.4	35.9	0.545	14.1	19.1	25.6
JUN	1969	0.452	19.1	28.6	36.9	0.526	11.6	20.3	29.0
JUL	1969	0.431	16.7	23.8	32.8	0.539	11.0	18.3	26.4
AGO	1969	0.431	18.4	25.0	31.1	0.538	12.9	18.4	25.7
SET	1969	0.432	15.7	23.3	31.8	0.526	10.6	18.3	26.3
OUT	1969	0.432	19.4	27.8	37.3	0.533	12.0	18.1	24.6
NOV	1969	0.420	17.8	24.7	35.0	0.520	12.3	19.7	24.3
DEZ	1969	0.432	17.4	25.6	31.1	0.539	11.7	19.3	26.5
JAN	1970	0.454	16.0	24.1	33.2	0.533	12.1	17.8	27.4
FEV	1970	0.398	21.6	26.0	32.8	0.508	14.2	20.8	27.6
MAR	1970	0.432	19.0	23.1	31.8	0.517	15.1	19.5	25.9
ABR	1970	0.415	19.8	26.1	33.8	0.508	15.0	19.6	27.3
MAI	1970	0.396	21.1	26.3	32.6	0.498	13.6	21.2	27.4
JUN	1970	0.407	20.0	27.1	33.9	0.498	14.5	20.3	28.7
JUL	1970	0.390	22.1	28.3	35.9	0.492	13.3	20.7	26.9
AGO	1970	0.416	21.8	27.9	32.9	0.493	17.8	24.1	28.0
SET	1970	0.399	19.0	26.3	32.3	0.474	15.4	21.4	24.8
OUT	1970	0.388	22.2	28.2	36.0	0.467	16.4	21.9	28.8
NOV	1970	0.394	22.6	28.0	35.4	0.448	18.4	23.3	31.5
DEZ	1970	0.405	20.5	24.3	38.0	0.467	16.0	20.6	27.9
JAN	1971	0.418	20.5	25.0	31.5	0.493	16.6	21.3	27.7
FEV	1971	0.415	19.0	23.4	28.4	0.493	15.0	19.5	24.0
MAR	1971	0.397	20.5	24.3	30.1	0.480	14.0	19.5	25.0
ABR	1971	0.409	20.5	26.0	32.2	0.487	16.0	23.1	25.9
MAI	1971	0.405	21.4	27.8	35.8	0.476	13.5	20.3	26.4
JUN	1971	0.401	18.0	25.6	35.6	0.472	13.7	20.6	28.1
JUL	1971	0.401	18.0	27.4	34.7	0.480	12.8	20.3	28.4
AGO	1971	0.401	17.1	26.2	31.4	0.480	14.7	20.8	26.8
SET	1971	0.372	22.6	30.0	36.0	0.446	15.6	24.5	31.1
OUT	1971	0.388	17.3	25.5	33.3	0.476	12.6	17.5	21.7
NOV	1971	0.384	19.4	26.2	33.0	0.476	13.2	20.0	26.6
DEZ	1971	0.380	24.2	31.4	36.9	0.463	17.4	24.9	30.9
JAN	1972	0.386	22.6	26.4	30.6	0.467	16.2	20.7	27.6
FEV	1972	0.368	25.7	29.8	35.3	0.470	15.1	21.2	28.0
MAR	1972	0.381	19.9	26.9	31.9	0.470	14.9	22.4	26.4
ABR	1972	0.365	22.0	29.1	34.9	0.448	17.2	24.0	29.7
MAI	1972	0.373	21.2	27.4	32.2	0.452	17.1	23.9	27.2
JUN	1972	0.365	23.3	29.0	32.9	0.444	18.4	24.1	29.9
JUL	1972	0.373	18.3	26.1	30.9	0.461	15.0	22.6	27.4
AGO	1972	0.369	29.2	31.8	36.0	0.459	22.7	24.7	27.0
SET	1972	0.400	22.3	28.7	33.4	0.483	16.3	22.3	26.6
OUT	1972	0.411	20.0	24.8	32.1	0.520	11.8	17.5	23.3

TABELA E.2.3.RESULTADOS DE ENSAIOS EM CONCRETOS PADRONIZADOS

MES	ANO	TRACO 1:5 (massa) AGUA / CIMENTO (kg/kg)	RESISTENCIA A COMPRESSAO (MPa) 3 DIAS	7 DIAS	28 DIAS	TRACO 1:6 (massa) AGUA / CIMENTO (kg/kg)	RESISTENCIA A COMPRESSAO (MPa) 3 DIAS	7 DIAS	28 DIAS
NOV	1972	0.411	20.8	27.7	36.9	0.491	15.5	20.4	27.5
DEZ	1972	0.407	22.3	26.8	32.4	0.499	17.3	21.2	26.7
JAN	1973	0.397	20.4	25.1	31.8	0.488	14.8	17.7	23.7
FEV	1973	0.426	24.5	30.9	38.5	0.521	17.9	24.0	28.3
MAR	1973	0.414	24.7	30.4	39.2	0.505	18.2	23.5	29.7
ABR	1973	0.403	23.2	30.1	33.6	0.481	17.4	23.4	29.9
MAI	1973	0.373	22.9	29.5	37.0	0.484	17.8	23.5	32.5
JUN	1973	0.403	22.5	29.2	34.0	0.484	16.6	23.2	30.8
JUL	1973	0.399	21.8	32.1	37.4	0.484	16.6	24.8	30.7
AGO	1973	0.404	20.3	28.7	33.3	0.487	15.8	22.9	29.8
SET	1973	0.397	21.6	26.3	33.9	0.478	16.9	22.5	30.3
OUT	1973	0.442	19.6	26.1	34.7	0.544	15.8	20.9	27.1
NOV	1973	0.412	20.5	25.6	33.2	0.476	15.7	22.3	29.7
DEZ	1973	0.416	24.4	28.3	32.6	0.496	18.7	22.5	28.0
JAN	1974	0.416	22.5	27.0	35.4	0.487	17.3	22.7	28.3
FEV	1974	0.412	12.5	25.5	31.2	0.513	16.1	20.1	25.5
MAR	1974	0.409	22.2	23.4	36.2	0.514	14.8	20.2	25.9
ABR	1974	0.432	19.9	27.8	32.7	0.488	16.5	22.1	29.3
MAI	1974	0.417	19.0	23.4	26.2	0.514	12.1	16.0	20.1
JUN	1974	0.405	20.8	24.3	32.5	0.491	14.2	19.7	25.5
JUL	1974	0.443	17.3	23.5	26.9	0.501	12.3	16.1	22.0
AGO	1974	0.432	17.3	23.9	29.0	0.516	11.9	17.9	24.7
SET	1974	0.428	17.8	22.6	30.3	0.524	14.0	17.9	25.6
OUT	1974	0.413	18.4	26.5	33.0	0.497	13.7	19.9	26.8
NOV	1974	0.415	22.7	26.5	35.3	0.515	14.7	18.5	25.6
DEZ	1974	0.404	22.6	29.9	37.1	0.503	14.7	22.0	29.9
JAN	1975	0.398	22.3	29.1	34.0	0.488	15.4	20.7	27.4
FEV	1975	0.418	20.1	24.1	30.2	0.505	15.5	19.3	26.1
MAR	1975	0.400	19.7	23.3	27.7	0.493	14.8	18.8	21.2
ABR	1975	0.425	19.9	27.0	30.3	0.512	14.3	22.1	24.9
MAI	1975	0.417	18.3	23.8	30.7	0.516	12.5	19.5	25.4
JUN	1975	0.428	22.1	29.1	34.3	0.550	17.3	21.6	30.8
JUL	1975	0.402	18.5	24.6	32.8	0.493	12.8	18.2	26.4
AGO	1975	0.406	19.4	25.1	33.4	0.495	15.9	18.7	27.8
SET	1975	0.402	22.6	29.4	36.8	0.480	16.9	23.1	31.2
OUT	1975	0.421	22.1	26.6	33.4	0.495	15.5	21.2	26.7
NOV	1975	0.413	20.0	25.7	31.4	0.486	15.6	21.6	26.9
DEZ	1975	0.410	22.8	27.1	30.9	0.478	18.3	21.7	25.1
JAN	1976	0.443	23.5	26.9	33.5	0.524	19.6	23.2	28.9
FEV	1976	0.428	20.4	27.2	32.7	0.503	16.2	21.9	26.1
MAR	1976	0.421	13.6	22.3	28.6	0.529	8.9	18.2	24.3
ABR	1976	0.413	20.4	25.5	34.1	0.482	14.8	19.8	28.1
MAI	1976	0.388	22.9	32.5	36.7	0.450	17.5	26.2	31.5
JUN	1976	0.403	20.4	25.0	31.9	0.480	14.9	20.0	28.0
JUL	1976	0.388	24.6	31.4	38.4	0.445	18.4	25.5	32.5
AGO	1976	0.398	21.2	29.0	33.5	0.475	15.7	21.5	27.6
SET	1976	0.403	23.8	27.0	31.2	0.458	17.6	21.4	27.5
OUT	1976	0.388	20.3	26.6	31.2	0.449	15.0	20.8	26.3
NOV	1976	0.411	17.2	22.2	33.1	0.475	13.7	17.6	28.2
DEZ	1976	0.386	22.0	27.7	34.0	0.489	17.4	23.8	28.5
JAN	1977	0.402	18.1	23.6	27.4	0.492	14.5	18.9	23.8

e

TABELA E.2.4.RESULTADOS DE ENSAIOS EM CONCRETOS PADRONIZADOS

MES	ANO	AGUA / CIMENTO (kg/kg)	TRACO 1:5 (massa) RESISTENCIA A COMPRESSAO (MPa) 3 DIAS	7 DIAS	28 DIAS	AGUA / CIMENTO (kg/kg)	TRACO 1:6 (massa) RESISTENCIA A COMPRESSAO (MPa) 3 DIAS	7 DIAS	28 DIAS
FEV	1977	0.402	17.1	23.4	28.8	0.475	12.5	16.0	22.1
MAR	1977	0.400	15.4	22.9	36.5	0.475	11.1	17.3	27.8
ABR	1977	0.422	19.6	24.0	31.5	0.487	16.0	20.4	26.5
MAI	1977	0.424	20.8	27.5	37.0	0.519	15.8	23.8	30.9
JUN	1977	0.414	20.0	23.5	30.5	0.548	17.1	19.2	27.3
JUL	1977	0.399	17.9	25.8	36.2	0.476	14.9	21.9	33.0
AGO	1977	0.390	18.2	26.1	32.3	0.465	14.7	23.0	28.5
SET	1977	0.408	22.5	26.9	33.1	0.496	15.4	20.9	24.6
OUT	1977	0.419	21.4	27.2	33.8	0.486	16.5	21.7	28.7
NOV	1977	0.393	19.0	25.4	34.6	0.486	11.4	19.3	26.1
DEZ	1977	0.440	17.1	24.8	29.6	0.501	12.8	20.5	21.2
JAN	1978	0.421	18.6	23.2	29.3	0.504	14.2	19.4	24.6
FEV	1978	0.407	16.1	21.8	29.2	0.492	11.8	16.2	24.0
MAR	1978	0.402	22.4	26.1	34.5	0.492	16.9	20.4	27.4
ABR	1978	0.411	21.3	25.5	37.5	0.496	15.0	21.3	30.4
MAI	1978	0.411	21.6	26.5	34.0	0.501	15.1	20.7	27.9
JUN	1978	0.396	16.4	26.1	31.9	0.484	11.6	19.1	28.2
JUL	1978	0.401	20.1	28.4	33.8	0.489	13.4	19.7	27.6
AGO	1978	0.412	19.4	26.8	33.0	0.477	15.1	22.8	29.2
SET	1978	0.408	19.3	26.3	33.6	0.473	13.4	20.2	29.0
NOV	1978	0.397	19.1	25.6	31.6	0.473	12.9	20.5	24.7
DEZ	1978	0.412	18.7	23.6	30.0	0.481	13.8	18.7	26.2
JAN	1979	0.418	17.1	23.4	36.0	0.490	11.9	17.7	28.3
FEV	1979	0.424	21.8	30.8	34.3	0.490	19.0	25.4	31.4
MAR	1979	0.420	23.0	29.6	37.4	0.490	16.7	24.9	32.1
ABR	1979	0.428	20.6	26.7	35.1	0.492	15.6	22.2	31.1
MAI	1979	0.413	21.6	26.7	33.0	0.497	15.4	21.8	25.5
JUN	1979	0.413	20.0	27.5	35.3	0.495	14.8	22.4	30.3
JUL	1979	0.403	21.1	29.0	35.7	0.488	15.1	24.5	29.5
SET	1979	0.427	16.7	25.5	39.0	0.518	10.8	17.7	29.3
OUT	1979	0.432	22.3	29.6	35.6	0.518	14.8	21.3	27.2
NOV	1979	0.428	19.6	28.9	36.3	0.518	15.2	23.3	32.8
DEZ	1979	0.426	18.5	25.9	32.1	0.512	12.2	20.0	25.4
JAN	1980	0.398	21.4	27.3	35.6	0.520	13.9	20.7	27.6
FEV	1980	0.451	21.5	26.7	33.9	0.508	15.7	20.5	26.3
MAR	1980	0.451	17.9	22.6	31.8	0.525	13.8	16.9	25.8
ABR	1980	0.436	20.5	25.6	33.0	0.510	17.2	19.7	28.6
MAI	1980	0.422	22.3	29.8	35.9	0.516	17.1	24.3	29.7
JUN	1980	0.426	17.2	27.7	38.1	0.504	11.5	19.0	29.6
JUL	1980	0.420	21.7	28.7	39.8	0.516	13.9	20.6	30.8
AGO	1980	0.417	18.2	27.2	38.8	0.513	13.4	22.6	33.5
SET	1980	0.410	18.4	27.5	35.9	0.526	9.7	16.5	22.9
OUT	1980	0.434	20.0	25.4	34.8	0.509	13.2	20.1	28.3
NOV	1980	0.420	21.1	28.6	37.6	0.509	13.5	20.1	29.4
DEZ	1980	0.413	21.6	26.4	38.2	0.497	15.5	22.1	31.4
JAN	1981	0.409	20.8	25.8	35.5	0.497	16.5	20.9	28.8
FEV	1981	0.425	20.6	28.8	39.3	0.511	14.7	21.0	31.2
MAR	1981	0.430	18.6	24.6	33.1	0.502	14.7	19.7	27.0
ABR	1981	0.413	22.6	30.3	39.2	0.495	15.6	22.2	31.4

e

TABELA E.3.1.RESULTADOS DE ENSAIOS EM CONCRETOS PADRONIZADOS

MES	ANO	TRACO 1:7 (massa) AGUA / CIMENTO (kg/kg)	RESISTENCIA A COMPRESSAO 3 DIAS (MPa)	7 DIAS (MPa)	28 DIAS (MPa)	TRACO 1:8 (massa) AGUA / CIMENTO (kg/kg)	RESISTENCIA A COMPRESSAO 3 DIAS (MPa)	7 DIAS (MPa)	28 DIAS (MPa)
MAI	1964	0.674	6.4	12.3	17.6	0.822	3.8	7.5	11.3
JUN	1964	0.674	5.9	10.9	14.8	0.808	4.0	6.5	11.4
JUL	1964	0.661	5.6	10.5	15.5	0.822	2.7	6.3	11.0
AGO	1964	0.660	5.2	10.5	16.6	0.793	3.3	7.3	12.4
SET	1964	0.674	6.9	10.8	14.7	0.807	4.5	9.2	10.0
OUT	1964	0.654	7.3	11.0	16.0	0.793	3.8	7.0	11.1
NOV	1964	0.634	9.4	14.6	18.5	0.780	6.3	9.3	13.5
DEZ	1964	0.674	7.5	12.9	17.4	0.794	4.8	9.1	12.9
JAN	1965	0.634	8.3	13.6	49.1	0.794	5.5	9.2	12.9
FEV	1965	0.647	8.8	14.6	18.5	0.822	4.8	8.2	11.5
MAR	1965	0.647	8.1	14.8	17.9	0.779	5.1	9.5	13.1
ABR	1965	0.626	8.5	14.9	18.3	0.786	4.6	8.0	11.5
MAI	1965	0.634	9.6	13.1	20.1	0.779	6.2	9.3	12.9
JUN	1965	0.660	10.3	14.0	18.8	0.814	4.6	8.2	12.7
JUL	1965	0.640	7.6	11.5	17.0	0.786	4.8	7.9	11.2
AGO	1965	0.674	7.6	12.5	18.3	0.822	4.7	8.4	13.6
SET	1965	0.660	8.1	12.0	18.0	0.808	5.0	9.5	14.2
OUT	1965	0.667	8.7	12.5	18.8	0.794	6.3	8.6	13.7
NOV	1965	0.647	9.2	12.0	17.4	0.779	5.8	9.1	13.5
DEZ	1965	0.660	9.4	14.1	19.3	0.808	6.1	9.5	13.4
JAN	1966	0.674	10.6	12.4	15.7	0.794	7.1	8.4	12.4
FEV	1966	0.681	10.6	14.0	16.1	0.836	6.5	8.6	11.7
MAR	1966	0.681	9.0	13.5	17.2	0.822	4.4	7.7	12.6
ABR	1966	0.660	7.4	13.1	16.9	0.794	5.0	7.8	11.9
MAI	1966	0.660	7.5	12.5	17.2	0.808	4.0	7.7	11.7
JUN	1966	0.647	7.2	18.4	17.2	0.822	3.7	7.8	11.0
JUL	1966	0.667	7.1	11.4	17.5	0.822	3.6	6.2	11.2
AGO	1966	0.647	5.2	10.5	18.1	0.822	2.5	5.9	11.4
SET	1966	0.647	5.7	10.8	16.9	0.822	3.3	5.9	10.7
OUT	1966	0.680	6.1	11.5	17.0	0.836	3.4	6.7	10.2
NOV	1966	0.660	6.5	10.8	15.8	0.822	3.1	6.9	10.3
DEZ	1966	0.660	7.6	11.0	13.6	0.822	3.7	6.4	9.9
JAN	1967	0.660	6.5	10.8	14.7	0.822	3.1	6.5	10.2
FEV	1967	0.674	7.0	9.7	12.9	0.850	3.3	6.7	9.5
MAR	1967	0.667	6.4	10.2	13.3	0.836	3.5	6.2	8.6
ABR	1967	0.685	6.8	10.7	15.5	0.850	4.0	7.0	10.7
MAI	1967	0.654	7.1	10.4	15.6	0.836	3.0	5.9	10.5
JUN	1967	0.674	4.3	9.8	13.7	0.836	2.4	4.9	8.7
JUL	1967	0.634	5.7	10.3	16.4	0.779	2.9	5.6	10.9
AGO	1967	0.610	8.3	11.8	18.2	0.751	5.3	8.1	12.7
SET	1967	0.647	5.8	11.0	16.7	0.808	2.9	6.0	11.3
OUT	1967	0.613	9.8	17.0	25.1	0.786	6.0	11.1	15.6
NOV	1967	0.624	9.7	15.8	21.4	0.794	4.6	10.0	15.7
DEZ	1967	0.627	7.5	14.0	20.2	0.800	3.3	8.5	13.9
JAN	1968	0.627	8.0	17.0	21.6	0.800	3.9	9.0	13.4
FEV	1968	0.627	7.7	13.1	22.0	0.808	4.0	8.0	13.9
MAR	1968	0.626	8.4	15.4	22.1	0.800	4.5	9.1	15.6
ABR	1968	0.630	7.7	15.6	21.9	0.804	4.8	8.4	14.8
MAI	1968	0.626	6.3	13.0	21.2	0.800	3.3	7.2	12.8
JUN	1968	0.606	7.6	11.9	19.6	0.779	4.4	7.3	13.7
JUL	1968	0.593	7.1	14.2	23.4	0.764	3.0	6.8	14.6

e

TABELA E.3.2.RESULTADOS DE ENSAIOS EM CONCRETOS PADRONIZADOS

MES	ANO	TRACO 1:7 (massa) AGUA / CIMENTO (kg/kg)	RESISTENCIA A COMPRESSAO 3 DIAS (MPa)	7 DIAS (MPa)	28 DIAS (MPa)	TRACO 1:8 (massa) AGUA / CIMENTO (kg/kg)	RESISTENCIA A COMPRESSAO 3 DIAS (MPa)	7 DIAS (MPa)	28 DIAS (MPa)
AGO	1968	0.593	7.7	16.7	24.5	0.765	4.3	9.8	16.2
SET	1968	0.590	9.8	17.7	23.2	0.761	4.9	10.4	15.2
OUT	1968	0.586	8.2	16.6	25.5	0.758	4.1	8.6	16.5
NOV	1968	0.593	8.6	17.0	21.9	0.758	4.6	8.8	13.7
DEZ	1968	0.603	8.9	15.9	21.3	0.765	5.4	10.4	16.2
JAN	1969	0.579	11.1	17.7	22.9	0.751	5.6	9.9	15.1
FEV	1969	0.613	9.4	16.0	22.8	0.758	5.1	9.8	16.5
MAR	1969	0.630	8.5	14.4	20.5	0.765	5.6	9.7	14.9
ABR	1969	0.633	7.5	12.9	19.3	0.765	5.1	9.7	14.1
MAI	1969	0.654	8.4	13.4	19.9	0.758	4.5	8.4	14.2
JUN	1969	0.633	7.6	14.2	22.1	0.756	4.6	10.0	16.4
JUL	1969	0.647	7.9	12.9	21.1	0.764	4.1	7.4	14.9
AGO	1969	0.646	9.0	12.9	18.9	0.758	5.5	9.2	14.5
SET	1969	0.633	7.5	14.7	22.6	0.765	4.6	9.6	15.4
OUT	1969	0.640	7.9	14.4	20.2	0.765	5.0	9.2	14.1
NOV	1969	0.633	7.3	13.5	19.3	0.729	4.8	10.0	15.4
DEZ	1969	0.633	8.1	13.5	19.3	0.754	4.3	9.1	14.5
JAN	1970	0.630	8.6	14.4	22.3	0.758	6.2	10.8	17.0
FEV	1970	0.606	9.8	15.7	20.2	0.737	6.3	10.7	15.1
MAR	1970	0.627	10.8	15.1	18.4	0.747	7.6	9.8	13.2
ABR	1970	0.627	9.2	14.3	19.9	0.783	6.4	9.5	14.5
MAI	1970	0.611	9.4	15.6	20.6	0.732	6.8	12.5	16.7
JUN	1970	0.618	10.4	15.6	22.8	0.746	6.6	11.1	16.9
JUL	1970	0.591	8.6	13.6	18.5	0.717	6.1	9.9	14.5
AGO	1970	0.590	13.1	18.6	22.7	0.728	6.4	11.6	16.2
SET	1970	0.576	9.6	15.5	18.1	0.721	6.6	10.2	14.6
OUT	1970	0.573	10.6	16.9	23.5	0.709	7.3	10.2	16.4
NOV	1970	0.586	11.7	17.1	20.7	0.716	7.2	11.2	15.8
DEZ	1970	0.593	11.0	14.8	19.7	0.727	7.4	10.1	14.9
JAN	1971	0.614	11.1	16.5	21.3	0.761	7.8	11.7	15.5
FEV	1971	0.621	10.1	14.8	20.2	0.769	6.5	9.9	13.2
MAR	1971	0.621	10.2	13.4	18.7	0.776	7.9	10.7	14.2
ABR	1971	0.614	9.4	14.4	20.4	0.761	6.4	10.0	13.8
MAI	1971	0.602	9.9	16.1	21.2	0.736	5.9	10.1	15.4
JUN	1971	0.602	8.9	14.4	21.1	0.736	5.6	8.8	14.5
JUL	1971	0.602	8.6	15.8	22.8	0.736	4.8	9.9	14.7
AGO	1971	0.618	8.1	15.1	19.6	0.736	6.5	10.0	15.2
SET	1971	0.561	10.2	16.9	23.2	0.707	6.9	13.1	17.7
OUT	1971	0.582	8.7	13.9	17.0	0.727	6.3	10.3	13.5
NOV	1971	0.584	8.7	14.0	19.0	0.717	5.3	9.4	14.1
DEZ	1971	0.556	12.2	13.3	25.7	0.707	6.5	12.0	17.6
JAN	1972	0.565	10.3	16.1	20.0	0.686	8.2	12.1	16.9
FEV	1972	0.571	12.1	16.1	21.4	0.708	6.9	11.3	16.0
MAR	1972	0.568	10.0	16.7	20.7	0.698	6.0	10.5	13.7
ABR	1972	0.585	10.8	17.7	23.6	0.698	7.3	11.8	17.6
MAI	1972	0.562	10.6	17.1	21.3	0.698	7.1	12.0	15.4
JUN	1972	0.544	12.8	18.3	23.0	0.688	7.5	11.5	15.5
JUL	1972	0.557	9.0	14.8	21.6	0.683	6.0	10.2	14.7
AGO	1972	0.585	13.7	16.9	20.2	0.713	8.1	10.2	12.2
SET	1972	0.603	10.9	15.8	20.8	0.752	5.7	9.4	13.0
OUT	1972	0.625	7.7	12.3	18.1	0.780	4.3	7.1	11.2

e

TABELA E.3.3.RESULTADOS DE ENSAIOS EM CONCRETOS PADRONIZADOS

MES	ANO	TRACO 1:7 (massa) AGUA / CIMENTO (kg/kg)	RESISTENCIA A COMPRESSAO 3 DIAS (MPa)	7 DIAS (MPa)	28 DIAS (MPa)	TRACO 1:8 (massa) AGUA / CIMENTO (kg/kg)	RESISTENCIA A COMPRESSAO 3 DIAS (MPa)	7 DIAS (MPa)	28 DIAS (MPa)
NOV	1972	0.616	10.4	14.7	19.9	0.766	6.6	9.5	14.7
DEZ	1972	0.600	10.3	14.9	19.8	0.771	6.5	10.3	14.9
JAN	1973	0.607	11.1	14.9	20.6	0.732	8.0	9.8	14.7
FEV	1973	0.632	12.3	16.8	21.8	0.753	8.9	12.5	16.4
MAR	1973	0.632	9.4	14.0	21.0	0.763	5.7	8.8	14.1
ABR	1973	0.605	10.7	15.5	21.2	0.739	7.2	10.4	15.1
MAI	1973	0.603	12.4	17.2	23.9	0.715	7.4	12.4	15.7
JUN	1973	0.609	9.4	16.3	20.5	0.763	5.6	8.5	14.8
JUL	1973	0.587	10.0	16.4	20.8	0.741	5.3	9.2	14.5
AGO	1973	0.616	10.2	18.6	23.4	0.748	6.1	11.0	16.5
SET	1973	0.577	12.3	18.2	24.8	0.720	8.6	12.7	19.2
OUT	1973	0.601	12.1	17.1	22.8	0.756	7.3	11.4	17.0
NOV	1973	0.595	10.4	15.8	23.7	0.725	7.5	11.4	17.8
DEZ	1973	0.606	13.8	18.1	20.5	0.747	8.2	13.0	15.0
JAN	1974	0.599	13.2	16.8	21.2	0.743	8.7	12.6	15.3
FEV	1974	0.627	12.1	15.2	19.6	0.757	9.5	12.0	15.4
MAR	1974	0.611	10.6	13.6	19.2	0.739	7.3	9.7	13.6
ABR	1974	0.634	10.7	14.6	19.5	0.750	7.4	9.9	14.0
MAI	1974	0.652	7.1	10.5	13.4	0.804	4.6	7.9	9.6
JUN	1974	0.620	8.2	13.0	16.5	0.785	4.9	7.9	10.9
JUL	1974	0.620	8.1	11.1	15.3	0.799	4.5	7.8	10.6
AGO	1974	0.615	7.9	12.2	19.0	0.736	5.0	8.2	12.4
SET	1974	0.615	10.0	13.8	19.2	0.745	6.9	10.0	15.5
OUT	1974	0.611	8.3	13.1	19.4	0.745	4.4	8.0	13.7
NOV	1974	0.626	9.6	14.0	19.6	0.782	5.7	9.0	12.7
DEZ	1974	0.626	8.4	14.6	21.0	0.782	4.5	8.9	13.6
JAN	1975	0.595	11.1	15.4	21.8	0.717	8.8	13.3	19.4
FEV	1975	0.617	9.9	13.9	17.8	0.745	6.8	9.4	12.7
MAR	1975	0.618	8.8	12.8	15.2	0.785	6.5	8.4	11.6
ABR	1975	0.649	8.7	15.0	18.1	0.808	5.3	7.9	12.1
MAI	1975	0.649	7.2	12.1	18.0	0.799	5.0	7.2	12.6
JUN	1975	0.622	10.1	14.8	22.1	0.780	5.8	9.0	14.6
JUL	1975	0.618	8.2	12.8	20.4	0.751	6.9	10.7	16.8
AGO	1975	0.586	9.3	13.4	21.4	0.761	5.9	9.3	14.5
SET	1975	0.604	11.0	15.3	22.1	0.751	6.0	9.0	13.7
OUT	1975	0.609	11.8	15.0	21.2	0.761	7.5	10.8	15.5
NOV	1975	0.608	9.1	15.2	18.6	0.751	6.3	9.3	13.2
DEZ	1975	0.577	13.9	16.3	19.9	0.728	8.1	11.0	14.5
JAN	1976	0.600	14.4	18.1	23.6	0.751	9.1	13.2	17.0
FEV	1976	0.613	11.5	16.6	20.1	0.789	7.0	10.6	13.0
MAR	1976	0.694	5.0	10.7	19.5	0.778	3.2	6.9	13.5
ABR	1976	0.575	10.4	14.9	22.7	0.775	6.1	9.5	13.8
MAI	1976	0.528	11.1	18.3	23.5	0.663	7.5	12.1	16.4
JUN	1976	0.563	11.5	15.6	21.6	0.707	6.8	9.7	14.3
JUL	1976	0.537	12.9	18.8	26.3	0.642	7.7	11.0	17.0
AGO	1976	0.635	9.8	15.9	21.3	0.717	7.0	11.0	15.3
SET	1976	0.567	12.9	16.1	22.0	0.712	8.1	11.1	15.7
OUT	1976	0.544	12.0	15.4	22.4	0.702	7.0	9.2	13.6
NOV	1976	0.586	11.1	13.9	20.2	0.687	6.4	9.5	15.3
DEZ	1976	0.609	10.8	15.4	21.2	0.681	7.5	10.7	16.0
JAN	1977	0.579	10.3	14.4	18.1	0.708	6.6	9.5	13.2

e

TABELA E.3.4.RESULTADOS DE ENSAIOS EM CONCRETOS PADRONIZADOS

MES	ANO	TRACO 1:7 (massa) AGUA / CIMENTO (kg/kg)	RESISTENCIA A COMPRESSAO 3 DIAS (MPa)	7 DIAS (MPa)	28 DIAS (MPa)	TRACO 1:8 (massa) AGUA / CIMENTO (kg/kg)	RESISTENCIA A COMPRESSAO 3 DIAS (MPa)	7 DIAS (MPa)	28 DIAS (MPa)
FEV	1977	0.579	8.0	12.8	16.8	0.698	5.3	8.2	12.7
MAR	1977	0.603	7.4	11.8	22.1	0.742	4.0	6.9	14.9
ABR	1977	0.579	11.0	15.1	22.5	0.733	7.4	10.2	15.9
MAI	1977	0.627	11.0	16.3	25.2	0.795	5.5	8.9	15.0
JUN	1977	0.661	10.4	14.4	21.1	0.785	5.9	9.3	14.0
JUL	1977	0.606	10.9	15.9	26.0	0.751	5.8	10.1	15.9
AGO	1977	0.563	10.7	17.8	23.0	0.688	6.6	11.2	15.5
SET	1977	0.602	10.6	15.9	20.3	0.688	7.1	10.0	15.9
OUT	1977	0.594	12.2	18.0	24.4	0.784	7.4	12.2	17.1
NOV	1977	0.580	9.7	14.9	21.4	0.723	6.2	9.1	15.1
DEZ	1977	0.590	9.0	13.6	17.7	0.723	6.0	10.3	13.5
JAN	1978	0.612	9.1	14.2	20.9	0.728	6.1	9.7	15.0
FEV	1978	0.615	8.6	11.4	18.1	0.722	5.6	7.7	13.8
MAR	1978	0.609	10.9	15.7	21.5	0.737	7.0	10.5	15.3
ABR	1978	0.618	10.0	15.5	24.7	0.741	6.5	10.5	17.0
MAI	1978	0.650	11.2	15.8	23.3	0.727	7.1	10.3	16.5
JUN	1978	0.603	6.5	13.0	19.4	0.738	4.2	8.3	12.9
JUL	1978	0.604	8.8	12.8	19.1	0.720	5.8	9.3	15.4
AGO	1978	0.585	8.8	14.6	24.2	0.726	5.3	9.3	18.5
SET	1978	0.575	9.3	14.6	20.6	0.699	6.5	11.2	17.4
NOV	1978	0.570	9.2	14.2	19.3	0.699	6.3	10.3	13.5
DEZ	1978	0.596	8.6	11.9	19.1	0.709	6.8	9.9	16.1
JAN	1979	0.570	9.2	14.0	23.2	0.714	5.7	9.1	15.8
FEV	1979	0.618	14.3	20.1	25.7	0.760	6.7	10.5	18.2
MAR	1979	0.587	12.2	18.4	27.0	0.720	8.0	11.7	20.0
ABR	1979	0.589	12.9	18.1	23.9	0.709	7.5	11.5	18.8
MAI	1979	0.618	9.2	13.1	17.7	0.762	5.9	8.4	12.3
JUN	1979	0.612	9.3	14.3	21.4	0.796	4.7	8.0	13.7
JUL	1979	0.632	8.6	14.9	22.0	0.776	5.5	9.4	15.5
SET	1979	0.648	6.4	11.6	24.1	0.791	3.8	7.5	17.2
OUT	1979	0.641	10.3	14.3	21.6	0.810	7.1	9.6	14.3
NOV	1979	0.641	8.7	16.1	24.0	0.741	5.6	11.2	19.7
DEZ	1979	0.632	7.7	12.8	18.1	0.776	4.6	8.0	11.8
JAN	1980	0.639	9.3	13.2	19.6	0.788	5.1	7.8	13.4
FEV	1980	0.632	9.6	13.2	19.3	0.781	5.7	8.6	13.6
MAR	1980	0.632	9.5	12.1	19.5	0.786	5.6	7.5	12.5
ABR	1980	0.640	9.8	12.1	21.2	0.804	5.3	7.1	13.7
MAI	1980	0.638	9.5	15.5	21.2	0.788	5.7	9.2	13.3
JUN	1980	0.644	6.2	12.2	21.6	0.786	3.6	6.9	13.5
JUL	1980	0.629	8.8	13.8	23.2	0.756	5.6	8.1	15.4
AGO	1980	0.626	8.4	15.2	22.7	0.736	5.2	10.0	17.2
SET	1980	0.606	7.8	13.8	20.1	0.785	3.3	6.3	10.2
OUT	1980	0.612	9.9	14.1	22.2	0.747	5.8	8.8	15.1
NOV	1980	0.611	9.2	14.5	20.7	0.747	4.9	8.7	14.5
DEZ	1980	0.594	11.3	16.6	25.2	0.720	6.8	10.5	18.5
JAN	1981	0.587	10.3	15.0	21.6	0.696	5.1	8.0	11.5
FEV	1981	0.630	8.3	13.8	21.6	0.752	5.6	9.2	14.5
MAR	1981	0.615	9.9	13.9	21.4	0.737	6.5	9.9	15.3
ABR	1981	0.607	10.7	15.1	23.3	0.720	6.4	10.6	15.4

ANEXO F

ENQUETE NACIONAL

Informações e resultados obtidos

FIGURA F.1 Ficha modelo utilizada na enquete nacional sobre parâmetros de controle da resistência dos concretos.

TABELA F.1.1 Informações e resultados obtidos da enquete nacional.

TABELA F.1.2 Informações e resultados obtidos da enquete nacional.

TABELA F.1.3 Informações e resultados obtidos da enquete nacional.

TABELA F.1.4 Informações e resultados obtidos da enquete nacional.

TABELA F.1.5 Informações e resultados obtidos da enquete nacional.

TABELA F.1.6 Informações e resultados obtidos da enquete nacional.

TABELA F.1.7 Informações e resultados obtidos da enquete nacional.

TABELA F.1.8 Informações e resultados obtidos da enquete nacional.

FICHA Nº_____

CONCRETO DESTINADO A

☐ edificações residenciais ☐ pré-moldado ☐ moldado in loco

☐ edificações industriais ☐ pré-moldado ☐ moldado in loco

☐ reservatórios, estações de tratamento de água, de esgoto, galerias de águas pluviais, revestimentos de rios, etc.

☐ pavimentação

CONCRETO PRODUZIDO	controle da umidade da areia	
☐ em central, fora da obra, a peso	☐ sim	☐ não
☐ em central, fora da obra, a volume	☐ sim	☐ não
☐ no canteiro, a peso	☐ sim	☐ não
☐ no canteiro, a volume	☐ sim	☐ não

CONCRETO

☐ simples

☐ armado

☐ protendido pré-tensão

☐ protendido pós-tensão

OBRA

Volume de concreto do lote controlado: ____ m^3 Ano:_____

Resistência característica de projeto: $f_{ck} = \sigma_R =$ ____ kgf/cm^2

Idade de referência : $j =$ ____ dias

Número de exemplares da amostra : $n =$ ____

Resistência média obtida da amostra : $f_{cm} =$ ____ kgf/cm

Desvio padrão da amostra: $s_c = \sqrt{\dfrac{\sum_{i=1}^{n} (f_{ci} - f_{cm})^2}{n-1}} =$ ____ kgf/cm^2

Coeficiente de variação da amostra: $v_c = \dfrac{s_c}{f_{cm}} \cdot 100 =$ ____ %

ENSAIO

Desvio padrão das operações de ensaio: $s_e = \dfrac{\sum_{i=1}^{n} A_i}{n.1,128} =$ ____ kgf/cm^2

Coeficiente de variação das operações de ensaio: $v_e = \dfrac{s_e}{f_{cm}} \cdot 100 =$ ____ %

A_i = amplitude (diferença) entre os corpos de prova "irmãos" que representam um mesmo exemplar, em kgf/cm^2.

FIGURA F.1. Ficha modelo utilizada na enquete nacional sobre parâmetros de controle da resistência dos concretos.

********** LEGENDA **********

I) EST = Estado de origem dos dados

SP = São Paulo
RS = Rio Grande do Sul
PR = Paraná
MG = Minas Gerais
PE = Pernambuco
BA = Bahia
PA = Pará

II) DEST = Tipo de edificação

ERPM = Edificações residenciais (pré-moldado)
ERMIL = Edificações resicenciais (moldado in loco)
EIPM = Edificações industriais (pré-moldado)
EIMIL = Edificações industriais (moldado in loco)
RGE = Reservatórios, galerias de água, etc.
PAVIM = Pavimentação
METRO = Metrô, obras de arte em geral
BARRA = Barragens

III) PROD = Modo de produção do concreto

CENPE = Em central, fora da obra, a peso
CENVO = Em central, fora da obra, a volume
CANVO = No canteiro, a volume
CANPE = No canteiro, a peso

IV) UMID = Controle da umidade da areia

SIM = Realizado
NÃO = Não realizado

V) OBRA = Tipo de concreto

CA = Concreto armado
PPRE = Concreto protendido pré-tensão
PPOS = Concreto protendido pós-tensão
CS = Concreto simples

VI) LOTE = Volume do lote controlado (m3)
VII) ANO = Ano de produção do concreto
VIII) FCK = Resistência característica de projeto (MPa)
IX) DIAS = Idade de ensaio dos corpos de prova
X) NAMO = Número de amostras colhidas
XI) FCM = Resistência média da amostra (MPa)
XII) SC = Desvio padrão da amostra (MPa)
XIII) VC = Coeficiente de variação da amostra (%)
XIV) SE = Desvio padrão do ensaio (MPa)
XV) VE = Coeficiente de variação do ensaio (%)

****

OBS.: O número -1 em qualquer coluna, indica ausência do dado em questão

****

********** LEGENDA **********

I) EST = Estado de origem dos dados

SP = São Paulo
RS = Rio Grande do Sul
PR = Paraná
MG = Minas Gerais
PE = Pernambuco
BA = Bahia
PA = Pará

II) DEST = Tipo de edificação

ERPM = Edificações residenciais (pré-moldado)
ERMIL = Edificações resicenciais (moldado in loco)
EIPM = Edificações industriais (pré-moldado)
EIMIL = Edificações industriais (moldado in loco)
RGE = Reservatórios, galerias de água, etc.
PAVIM = Pavimentação
METRO = Metrô, obras de arte em geral
BARRA = Barragens

III) PROD = Modo de produção do concreto

CENPE = Em central, fora da obra, a peso
CENVO = Em central, fora da obra, a volume
CANVO = No canteiro, a volume
CANPE = No canteiro, a peso

IV) UMID = Controle da umidade da areia

SIM = Realizado
NÃO = Não realizado

V) OBRA = Tipo de concreto

CA = Concreto armado
PPRE = Concreto protendido pré-tensão
PPOS = Concreto protendido pós-tensão
CS = Concreto simples

VI) LOTE = Volume do lote controlado (m3)
VII) ANO = Ano de produção do concreto
VIII) FCK = Resistência característica de projeto (MPa)
IX) DIAS = Idade de ensaio dos corpos de prova
X) NAMO = Número de amostras colhidas
XI) FCM = Resistência média da amostra (MPa)
XII) SC = Desvio padrão da amostra (MPa)
XIII) VC = Coeficiente de variação da amostra (%)
XIV) SE = Desvio padrão do ensaio (MPa)
XV) VE = Coeficiente de variação do ensaio (%)

****

OBS.: O número -1 em qualquer coluna, indica ausência do dado em questão

****

TABELA F.1 INFORMAÇÕES E RESULTADOS OBTIDOS DE ENQUETE NACIONAL

NL	EST	DEST	PROD	UMID	OBRA	LOTE	ANO	FCK	DIAS	NAMO	FCM	SC	VC	SE	VE
1	SP	ERMIL	CANVO	SIM	CA	-1	77	-.1	28	6	19.1	3.1	16.2	1.4	7.3
2	SP	ERMIL	CANVO	SIM	CA	-1	77	-.1	28	12	19.9	2.3	11.6	1.5	7.5
3	SP	ERMIL	CANVO	SIM	CA	-1	78	-.1	28	6	21.4	2.8	13.1	.8	3.7
4	SP	ERMIL	CANVO	SIM	CA	-1	79	-.1	28	6	24.6	5.3	21.5	.7	2.8
5	SP	EIMIL	CANVO	SIM	CA	-1	76	-.1	28	9	25.7	2.9	11.3	2.0	7.8
6	SP	EIMIL	CANVO	SIM	CA	-1	77	-.1	28	12	32.6	2.8	8.6	2.0	6.1
7	SP	EIMIL	CANVO	NAO	CA	-1	77	-.1	28	6	23.1	4.9	21.2	.8	3.5
8	SP	EIMIL	CANVO	SIM	CA	-1	77	-.1	28	8	29.1	2.4	8.2	1.1	3.8
9	SP	EIMIL	CENPE	SIM	CA	-1	81	-.1	28	12	25.3	6.8	26.9	.8	3.2
10	SP	EIMIL	CENPE	SIM	CA	-1	81	-.1	28	7	22.8	3.7	16.2	.9	3.9
11	SP	RGE	CANVO	SIM	CA	-1	77	-.1	28	12	29.3	3.3	11.3	2.5	8.5
12	SP	RGE	CANVO	SIM	CA	-1	79	-.1	28	12	34.9	6.1	17.5	1.4	4.0
13	SP	METRO	CANVO	SIM	CA	-1	78	-.1	28	6	27.0	1.4	5.2	1.0	3.7
14	SP	METRO	CANVO	SIM	CA	-1	79	-.1	28	7	37.4	7.1	19.0	2.6	7.0
15	SP	METRO	CANVO	SIM	CA	-1	79	-.1	28	6	38.9	3.3	8.5	.8	2.1
16	SP	METRO	CANVO	SIM	CA	-1	80	-.1	28	12	35.4	3.8	10.7	2.1	5.9
17	SP	METRO	CENPE	SIM	CA	-1	80	-.1	28	12	27.3	3.5	12.8	2.3	8.4
18	SP	METRO	CENPE	SIM	CA	-1	80	-.1	28	6	28.2	3.1	11.0	.7	2.5
19	SP	METRO	CANVO	SIM	CA	-1	80	-.1	28	6	41.0	7.2	17.6	2.3	5.6
20	SP	METRO	CANVO	SIM	CA	-1	80	-.1	28	8	30.8	2.0	6.5	1.4	4.5
21	SP	METRO	CANVO	SIM	CA	-1	82	-.1	28	10	31.4	5.2	16.6	2.0	6.4
22	SP	ERMIL	CANVO	SIM	CA	-1	77	-.1	28	6	28.8	4.9	17.0	2.7	9.4
23	SP	ERMIL	CANVO	SIM	CA	-1	77	-.1	28	6	24.8	3.7	14.9	.6	2.4
24	SP	ERMIL	CANVO	SIM	CA	-1	77	-.1	28	7	23.3	3.4	14.6	2.4	10.3
25	SP	ERMIL	CANVO	SIM	CA	-1	78	-.1	28	8	31.6	4.5	14.2	1.6	5.1
26	SP	ERMIL	CANVO	SIM	CA	-1	78	-.1	28	6	23.4	4.2	17.9	1.0	4.3
27	SP	ERMIL	CANVO	SIM	CA	-1	82	-.1	28	13	33.1	7.1	21.5	2.1	6.3
28	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	-1	82	-.1	28	4	17.5	1.1	6.3	.5	2.9
29	SP	EIPM	CANPE	SIM	PPRE	200	83	35.0	28	30	46.9	2.9	6.2	1.8	3.8
30	SP	EIPM	CANPE	SIM	PPRE	200	82	35.0	28	30	46.4	3.9	8.4	2.1	4.5
31	SP	EIPM	CANPE	SIM	PPRE	200	83	36.0	28	30	45.9	4.1	8.9	2.3	5.0
32	SP	EIPM	CANPE	SIM	PPRE	200	83	36.0	28	30	48.0	3.0	6.3	1.6	3.3
33	SP	EIPM	CANPE	SIM	PPRE	200	82	36.0	28	30	48.1	3.8	7.9	1.1	2.3
34	SP	EIPM	CANPE	SIM	PPRE	200	82	40.0	28	30	48.6	4.3	8.8	1.6	3.3
35	SP	EIPM	CANPE	SIM	PPRE	500	83	35.0	28	30	45.6	3.4	7.5	1.8	3.9
36	SP	EIPM	CANPE	SIM	PPRE	500	82	35.0	28	30	45.3	4.2	9.3	2.1	4.6
37	SP	EIPM	CANPE	SIM	PPRE	500	83	32.0	28	30	41.3	4.1	9.9	1.7	4.1
38	SP	EIPM	CANPE	SIM	PPRE	500	83	32.0	28	30	41.9	4.2	10.0	1.9	4.5
39	SP	EIPM	CANPE	SIM	PPRE	500	82	32.0	28	30	46.5	3.2	6.9	1.8	3.9
40	SP	EIPM	CANPE	SIM	PPRE	200	82	35.0	28	22	45.2	4.1	9.1	1.5	3.3
41	SP	EIPM	CANPE	SIM	PPRE	500	82	32.0	28	30	44.4	3.7	8.3	1.6	3.6
42	SP	EIPM	CANPE	SIM	PPRE	500	82	32.0	28	30	40.6	3.1	7.6	2.2	5.4
43	SP	EIPM	CANPE	SIM	PPRE	500	82	32.0	28	30	42.1	3.5	8.3	2.4	5.7
44	SP	EIPM	CANPE	SIM	PPRE	500	82	32.0	28	30	42.0	3.7	8.8	1.6	3.8
45	SP	EIPM	CANPE	SIM	PPRE	200	82	36.0	28	30	43.6	3.3	7.6	2.0	4.6
46	SP	EIPM	CANPE	SIM	PPRE	200	82	36.0	28	30	46.0	4.1	8.9	1.8	3.9
47	SP	EIPM	CANPE	SIM	PPRE	200	82	36.0	28	30	46.4	3.1	6.7	1.6	3.4
48	SP	EIPM	CANPE	SIM	PPRE	250	82	35.0	28	19	44.8	3.4	7.6	1.2	2.7
49	SP	EIMIL	CENPE	SIM	CA	78	80	25.0	28	13	32.7	2.7	8.3	.4	1.1
50	SP	EIMIL	CENPE	SIM	CA	276	80	25.0	28	52	32.6	3.3	10.2	.4	1.2
51	SP	METRO	CENPE	SIM	CA	20	81	24.0	28	3	35.4	4.9	13.8	1.2	3.4
52	SP	METRO	CENPE	SIM	CA	28	81	24.0	28	3	31.5	1.7	5.3	.9	2.8
53	SP	METRO	CENPE	SIM	CA	33	81	24.0	28	3	36.6	3.3	9.0	2.5	6.8
54	SP	METRO	CENPE	SIM	CA	25	81	24.0	28	3	34.3	3.0	8.7	1.2	3.4
55	SP	EIMIL	CENPE	SIM	CA	3	81	24.0	28	3	29.1	3.4	11.7	2.3	7.9
56	SP	METRO	CENPE	SIM	CA	312	82	15.0	28	12	28.4	1.6	5.6	.6	2.2
57	SP	METRO	CENPE	SIM	CA	433	82	15.0	28	12	26.1	2.1	8.0	1.3	4.5
58	SP	METRO	CENPE	SIM	CA	48	81	15.0	28	8	31.2	1.4	4.6	.8	2.7
59	SP	METRO	CENPE	SIM	CA	846	81	15.0	28	12	29.5	2.1	7.3	1.5	5.0
60	SP	EIMIL	CENPE	SIM	CA	100	81	18.0	28	6	30.7	3.7	12.1	1.4	4.7

TABELA F.2 INFORMAÕES E RESULTADOS OBTIDOS DE ENQUETE NACIONAL

NL	EST	DEST	PROD	UMID	OBRA	LOTE	ANO	FCK	DIAS	NAMO	FCM	SC	VC	SE	VE
61	SP	EIMIL	CENPE	SIM	CA	55	81	15.0	28	5	23.1	1.7	7.4	1.2	5.1
62	SP	METRO	CENPE	SIM	CA	46	81	15.0	28	4	18.5	1.5	8.1	1.1	6.2
63	SP	EIMIL	CENPE	SIM	CA	40	81	24.0	28	3	29.1	2.7	9.3	.5	1.8
64	SP	METRO	CENPE	SIM	CA	208	80	24.0	28	9	27.4	2.4	8.8	.2	.8
65	SP	METRO	CENPE	SIM	CA	85	80	24.0	28	6	34.6	1.2	3.5	.3	.8
66	SP	METRO	CENPE	SIM	CA	108	80	15.0	28	6	24.7	1.0	4.0	.2	.7
67	SP	METRO	CENPE	SIM	CA	743	80	15.0	28	19	26.0	2.5	9.6	.1	.6
68	SP	METRO	CENPE	SIM	CA	168	80	24.0	28	13	31.4	2.1	6.7	.7	2.2
69	SP	METRO	CANPE	SIM	CA	430	78	15.0	28	14	34.0	2.3	6.7	1.3	3.8
70	SP	METRO	CENPE	SIM	CA	77	80	24.0	28	6	30.2	1.3	4.3	.5	1.8
71	SP	METRO	CENPE	SIM	CA	220	80	15.0	28	16	25.6	2.3	9.0	.4	1.7
72	SP	METRO	CENPE	SIM	CA	174	80	24.0	28	6	28.0	1.3	4.6	.2	.6
73	SP	METRO	CENPE	SIM	CA	168	80	24.0	28	9	27.7	.7	2.5	.3	1.3
74	SP	METRO	CENPE	SIM	CA	1086	80	24.0	28	16	31.6	1.1	3.5	.5	1.7
75	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	-1	81	15.0	-1	12	21.9	3.0	13.7	-.1	-1.0
76	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	-1	81	16.5	-1	12	26.3	3.9	14.7	-.1	-1.0
77	SP	EIMIL	CENPE	SIM	CA	-1	81	20.6	-1	12	30.5	3.0	9.9	-.1	-1.0
78	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	-1	81	15.0	-1	12	21.5	3.4	16.0	-.1	-1.0
79	SP	EIMIL	CENPE	SIM	CA	-1	81	15.0	-1	12	23.8	3.0	12.8	-.1	-1.0
80	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	-1	81	18.7	-1	10	28.5	3.7	13.1	-.1	-1.0
81	SP	EIMIL	CENPE	SIM	CA	-1	81	20.6	-1	12	27.6	1.8	6.5	-.1	-1.0
82	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	-1	81	16.5	-1	12	23.9	1.8	7.5	-.1	-1.0
83	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	-1	81	18.0	-1	12	26.0	2.0	7.8	-.1	-1.0
84	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	-1	81	16.5	-1	8	22.6	2.1	9.3	-.1	-1.0
85	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	-1	81	18.0	-1	8	25.1	2.3	9.0	-.1	-1.0
86	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	-1	81	13.5	-1	8	18.1	3.0	16.9	-.1	-1.0
87	SP	EIMIL	CENPE	SIM	CA	-1	81	20.6	-1	12	26.4	1.9	7.1	-.1	-1.0
88	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	-1	81	15.0	-1	6	22.4	2.9	12.9	-.1	-1.0
89	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	-1	81	13.5	-1	14	19.1	3.4	18.0	.8	4.0
90	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	-1	81	15.0	-1	40	23.7	3.0	12.6	.7	3.0
91	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	-1	81	22.5	-1	39	29.8	3.5	11.6	.6	2.1
92	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	-1	81	24.4	-1	19	31.5	3.9	12.4	1.1	3.5
93	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	-1	81	18.0	-1	6	26.4	2.0	7.5	-.1	-1.0
94	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	-1	81	15.0	-1	6	24.3	2.9	12.0	-.1	-1.0
95	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	-1	81	15.0	-1	12	22.2	2.2	9.9	-.1	-1.0
96	SP	EIMIL	CENPE	SIM	CA	-1	81	15.0	-1	8	20.9	1.9	9.3	-.1	-1.0
97	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	-1	81	24.4	-1	6	32.7	2.2	6.6	-.1	-1.0
98	RS	EIMIL	CANPE	SIM	CA	125	81	20.0	28	5	31.0	2.4	7.7	-.1	-1.0
99	RS	EIMIL	CANPE	SIM	CA	110	81	20.0	28	4	33.2	2.2	6.6	-.1	-1.0
100	RS	EIMIL	CANPE	SIM	CA	100	81	20.0	28	5	34.0	1.1	3.2	-.1	-1.0
101	RS	EIMIL	CANPE	SIM	CA	111	81	20.0	28	4	26.5	2.7	10.2	-.1	-1.0
102	RS	EIMIL	CANPE	SIM	CA	132	81	20.0	28	4	31.1	2.8	9.0	-.1	-1.0
103	RS	EIMIL	CANPE	SIM	CA	131	81	20.0	28	7	31.1	2.7	8.7	-.1	-1.0
104	RS	EIMIL	CANPE	SIM	CA	83	82	20.0	28	4	29.9	2.6	8.7	-.1	-1.0
105	RS	EIMIL	CANPE	SIM	CA	142	82	20.0	28	7	21.1	3.4	16.1	-.1	-1.0
106	RS	EIMIL	CANPE	SIM	CA	58	82	20.0	28	2	30.6	1.6	5.2	-.1	-1.0
107	RS	EIMIL	CANPE	SIM	CA	58	82	20.0	28	2	30.6	1.6	5.2	-.1	-1.0
108	RS	EIMIL	CANPE	SIM	CA	55	82	20.0	28	3	34.9	1.3	3.7	-.1	-1.0
109	RS	EIMIL	CANPE	SIM	CA	76	82	20.0	28	4	35.8	4.5	12.6	-.1	-1.0
110	RS	EIMIL	CANPE	SIM	CA	105	82	20.0	28	5	40.0	1.8	4.5	-.1	-1.0
111	RS	EIMIL	CANPE	SIM	CA	120	82	20.0	28	7	25.9	3.0	11.6	-.1	-1.0
112	PR	ERMIL	CANVO	SIM	CA	775	80	18.0	28	72	31.8	3.7	11.8	-.1	-1.0
113	PR	ERMIL	CANVO	SIM	CA	1275	80	15.0	28	102	29.3	2.8	9.6	-.1	-1.0
114	PR	ERMIL	CANVO	SIM	CA	1275	80	15.0	90	89	35.1	3.9	11.1	-.1	-1.0
115	PR	ERMIL	CANVO	SIM	CA	1700	80	18.0	28	135	31.5	4.0	12.9	-.1	-1.0
116	PR	ERMIL	CANVO	SIM	CA	1700	81	18.0	90	107	39.2	5.0	12.7	-.1	-1.0
117	PR	ERMIL	CANVO	SIM	CA	1175	81	18.0	28	94	29.1	3.7	12.6	-.1	-1.0
118	PR	ERMIL	CANVO	SIM	CA	1175	81	18.0	90	71	34.9	3.6	10.4	-.1	-1.0
119	PR	ERMIL	CANVO	SIM	CA	980	80	15.0	28	60	31.6	3.3	10.4	-.1	-1.0
120	PR	ERMIL	CANVO	SIM	CA	1500	80	15.0	28	112	32.9	3.9	12.0	-.1	-1.0

TABELA F.1 INFORMAÕES E RESULTADOS OBTIDOS DE ENQUETE NACIONAL

NL	EST	DEST	PROD	UMID	OBRA	LOTE	ANO	FCK	DIAS	NAMO	FCM	SC	VC	SE	VE
121	PR	ERMIL	CANVO	SIM	CA	1500	80	15.0	90	89	41.0	3.9	9.6	-.1	-1.0
122	PR	ERMIL	CANVO	SIM	CA	775	81	18.0	90	73	39.9	3.9	9.9	-.1	-1.0
123	PR	EIMIL	CANVO	SIM	CA	1280	80	18.0	28	104	26.4	3.9	14.7	-.1	-1.0
124	PR	PAVIM	CENPE	SIM	CS	1450	80	25.0	90	115	40.4	5.5	13.7	-.1	-1.0
125	PR	PAVIM	CENPE	SIM	CS	1450	80	25.0	90	50	39.7	4.3	10.8	-.1	-1.0
126	PR	PAVIM	CENPE	SIM	CS	1450	80	25.0	90	36	35.4	3.8	10.7	-.1	-1.0
127	SP	ERMIL	CANPE	SIM	PPOS	5000	71	40.0	7	103	36.9	3.3	9.1	-.1	-1.0
128	PR	EIMIL	CANPE	SIM	CA	83	82	15.0	28	12	22.6	2.6	11.5	.6	2.7
129	PR	EIMIL	CANPE	SIM	CA	120	82	15.0	28	12	26.8	2.2	8.2	.3	1.1
130	PR	EIMIL	CANPE	SIM	CA	116	82	15.0	28	14	27.0	2.7	10.0	.7	2.6
131	PR	EIMIL	CANPE	SIM	CA	60	82	15.0	28	6	32.2	1.9	5.9	.4	1.2
132	PR	EIMIL	CANPE	SIM	CA	65	82	15.0	28	6	31.4	1.6	5.1	.7	2.2
133	PR	EIMIL	CANPE	SIM	CA	113	82	15.0	28	6	31.0	2.6	8.4	.7	2.3
134	PR	EIMIL	CANPE	SIM	CA	287	83	15.0	28	16	23.8	1.9	8.0	.3	1.3
135	PR	EIMIL	CANPE	SIM	CA	145	83	18.0	28	6	26.7	1.6	6.0	.4	1.6
136	PR	EIMIL	CANPE	SIM	CA	185	83	18.0	28	12	28.6	2.2	7.7	.5	1.6
137	PR	EIMIL	CANPE	SIM	CA	98	82	18.0	28	6	34.4	2.1	6.1	.6	1.7
138	PR	EIMIL	CANPE	SIM	CA	80	82	18.0	28	6	27.1	2.9	10.7	.3	1.1
139	PR	EIMIL	CANPE	SIM	CA	119	82	18.0	28	6	29.9	2.0	6.7	.5	1.8
140	PR	ERMIL	CENPE	SIM	CA	26	82	18.0	28	6	20.5	1.3	6.6	.7	3.5
141	PR	EIMIL	CENPE	SIM	CA	125	82	15.0	28	6	24.8	4.8	19.4	.7	2.7
142	PR	EIMIL	CENPE	SIM	CA	125	82	15.0	28	6	20.3	1.2	5.9	.6	2.9
143	PR	EIMIL	CENPE	SIM	CA	123	82	15.0	28	6	22.1	3.2	14.4	.4	1.7
144	PR	EIMIL	CENPE	SIM	CA	127	82	15.0	28	6	21.6	1.6	7.4	.4	1.7
145	PR	EIMIL	CENPE	SIM	CA	126	82	15.0	28	6	30.9	1.1	3.5	.6	1.8
146	PR	EIMIL	CENPE	SIM	CA	120	82	15.0	28	6	30.5	3.5	11.4	.6	2.1
147	PR	EIMIL	CENPE	SIM	CA	97	82	15.0	28	6	22.1	4.2	19.0	.4	1.7
148	PR	EIMIL	CENPE	SIM	CA	232	82	15.0	28	12	20.2	1.9	9.4	.4	2.2
149	PR	EIMIL	CENPE	SIM	CA	166	82	15.0	28	8	22.6	2.0	8.7	.8	3.7
150	PR	EIMIL	CENPE	SIM	CS	188	82	15.0	28	8	24.3	2.6	10.6	.9	3.7
151	PR	EIMIL	CENPE	SIM	CA	134	82	15.0	28	6	22.4	2.3	10.5	.4	2.0
152	PR	EIMIL	CENPE	SIM	CA	182	82	15.0	28	10	26.3	1.3	4.9	.6	2.2
153	PR	EIMIL	CENPE	SIM	CA	167	82	15.0	28	6	19.5	2.2	11.3	.8	4.2
154	PR	EIMIL	CENPE	SIM	CA	228	83	15.0	28	14	20.7	2.4	11.8	.4	2.1
155	PR	EIMIL	CENPE	SIM	CA	118	83	15.0	28	6	19.9	2.0	10.0	.3	1.7
156	PR	EIMIL	CENPE	SIM	CA	118	83	15.0	7	8	13.8	2.2	15.7	.4	2.8
157	PR	EIMIL	CENPE	SIM	CA	109	83	15.0	28	6	21.1	3.3	15.5	1.0	4.5
158	PA	EIMIL	CENPE	SIM	CA	300	82	18.0	28	18	20.0	2.6	13.1	-.1	-1.0
159	PA	EIMIL	CENPE	SIM	CA	300	82	22.0	28	18	25.3	3.6	14.1	-.1	-1.0
160	PA	ERMIL	CENPE	SIM	CA	240	82	13.5	28	12	22.4	2.4	10.6	-.1	-1.0
161	PA	ERMIL	CENPE	SIM	CA	200	83	13.5	28	10	27.9	2.4	8.5	-.1	-1.0
162	BA	ERMIL	CENPE	SIM	CA	60	82	25.0	28	12	34.5	3.6	10.3	-.1	-1.0
163	BA	ERMIL	CANVO	NAO	CA	85	82	15.0	28	7	23.8	4.0	16.7	2.8	11.6
164	BA	ERMIL	CENPE	SIM	CA	60	82	20.0	28	12	30.8	3.8	12.5	1.0	3.1
165	BA	ERMIL	CENPE	SIM	CA	70	82	20.0	28	14	29.3	3.0	10.2	1.3	4.3
166	BA	ERMIL	CENPE	SIM	CA	60	82	18.0	28	12	26.5	3.6	13.7	1.1	4.0
167	BA	ERMIL	CANVO	NAO	CA	-1	82	18.0	28	8	27.4	1.9	7.1	.6	2.3
168	BA	ERMIL	CANVO	NAO	CA	-1	82	25.0	28	10	33.9	2.0	5.9	1.1	3.2
169	BA	ERMIL	CENPE	SIM	CA	40	82	15.0	28	8	21.0	1.7	8.2	-.1	-1.0
170	BA	ERMIL	CANVO	NAO	CA	-1	82	15.0	28	10	21.4	3.0	14.0	.6	3.0
171	BA	ERMIL	CANVO	NAO	CA	-1	82	20.0	28	8	31.2	4.6	14.8	.8	2.5
172	BA	ERMIL	CENPE	SIM	CA	35	82	15.0	28	7	26.8	1.3	5.0	.8	3.2
173	BA	PAVIM	CENPE	SIM	CS	70	82	30.0	28	14	43.0	3.9	9.2	1.3	3.1
174	BA	ERMIL	CANVO	NAO	CA	-1	82	17.5	28	10	26.8	2.3	8.7	1.3	4.7
175	BA	ERMIL	CANVO	NAO	CA	-1	82	15.0	28	6	25.5	7.1	27.8	1.5	5.8
176	BA	ERMIL	CANVO	NAO	CA	-1	82	20.0	28	10	30.4	5.6	18.5	2.4	7.8
177	BA	ERMIL	CANVO	NAO	CA	-1	82	20.0	28	7	30.8	6.2	20.2	.8	2.6
178	BA	ERMIL	CENPE	SIM	CA	50	82	15.0	28	10	24.5	4.6	18.7	1.0	4.1
179	BA	ERMIL	CENPE	SIM	CA	50	82	20.0	28	10	27.2	3.2	11.9	-.1	-1.0
180	BA	ERMIL	CANVO	NAO	CA	-1	82	15.0	28	9	24.3	2.5	12.1	.8	3.3

TABELA: F14 INFORMAÇÕES E RESULTADOS OBTIDOS DE ENQUETE NACIONAL

NL	EST	DEST	PROD	UMID	OBRA	LOTE	ANO	FCK	DIAS	NAMO	FCM	SC	VC	SE	VE
181	BA	ERMIL	CENPE	SIM	CA	40	82	18.0	28	8	25.8	3.0	11.7	-.1	-1.0
182	BA	ERMIL	CANVO	NAO	CA	-1	82	20.0	28	12	32.2	3.9	12.0	1.4	4.3
183	BA	ERMIL	CENPE	SIM	CA	40	82	25.0	28	8	37.0	2.9	7.8	2.0	5.5
184	BA	ERMIL	CENPE	SIM	CA	-1	82	30.0	28	10	38.4	5.3	13.7	3.6	9.3
185	BA	ERMIL	CENPE	SIM	CA	60	82	15.0	28	12	26.8	4.8	18.0	-.1	-1.0
186	BA	ERMIL	CENPE	SIM	CA	50	82	18.0	28	10	31.2	3.3	10.7	-.1	-1.0
187	BA	ERMIL	CENPE	SIM	CA	50	82	20.0	28	10	30.4	3.7	12.2	.5	1.6
188	BA	ERMIL	CENPE	SIM	CA	30	82	15.0	28	6	26.8	1.8	6.8	1.3	4.9
189	BA	ERMIL	CENPE	SIM	CA	55	82	15.0	28	11	24.5	2.2	8.8	1.1	4.5
190	BA	METRO	CANVO	SIM	CA	-1	81	18.0	28	27	31.9	5.2	16.3	1.7	5.3
191	BA	METRO	CANVO	SIM	CA	-1	81	18.0	28	30	29.0	4.7	16.2	1.8	6.2
192	BA	METRO	CANVO	SIM	PPOS	-1	81	30.0	28	30	43.9	6.8	15.5	4.5	10.3
193	BA	METRO	CANVO	SIM	PPOS	-1	81	30.0	28	30	42.8	4.7	11.0	2.9	6.8
194	BA	METRO	CANVO	SIM	PPOS	-1	81	30.0	28	30	36.4	5.9	16.2	3.8	10.4
195	BA	METRO	CANVO	SIM	PPOS	-1	81	30.0	28	30	45.2	4.8	10.6	2.9	6.4
196	BA	METRO	CANVO	SIM	PPOS	-1	81	30.0	28	30	48.1	6.2	12.9	2.0	4.2
197	BA	METRO	CANVO	SIM	PPOS	-1	81	30.0	28	30	44.2	6.0	13.6	2.9	6.6
198	BA	BARRA	CANPE	SIM	CA	3300	81	-.1	28	30	35.0	5.7	16.3	2.3	6.6
199	BA	BARRA	CANPE	SIM	CA	3050	81	-.1	28	30	29.2	4.2	14.4	2.1	7.2
200	BA	BARRA	CANPE	SIM	CA	3000	81	-.1	28	30	30.4	3.1	10.2	1.9	6.3
201	BA	BARRA	CANPE	SIM	CA	1950	81	-.1	28	30	32.2	4.3	13.4	2.1	6.5
202	BA	BARRA	CANPE	SIM	CS	4500	81	10.5	28	30	15.2	2.4	15.8	1.0	6.6
203	BA	BARRA	CANPE	SIM	CS	1800	81	13.5	28	30	14.5	3.0	20.7	.7	4.8
204	BA	BARRA	CANPE	SIM	CS	1700	81	13.5	28	25	18.8	1.7	9.0	.9	4.8
205	BA	BARRA	CANPE	SIM	CA	3100	81	-.1	28	30	34.8	3.5	10.1	1.7	4.9
206	BA	BARRA	CANPE	SIM	CS	1950	81	13.5	90	30	22.0	4.0	18.2	1.2	5.5
207	BA	BARRA	CANPE	SIM	CS	2100	81	13.5	90	15	25.9	4.7	18.1	1.9	7.3
208	BA	BARRA	CANPE	SIM	CA	1500	81	25.0	28	21	32.6	4.2	12.9	1.6	4.9
209	BA	BARRA	CANPE	SIM	CA	3700	81	-.1	90	16	38.4	7.0	18.2	1.3	3.4
210	BA	BARRA	CANPE	SIM	CA	4200	81	-.1	90	27	40.1	7.0	17.5	2.7	6.7
211	BA	BARRA	CANPE	SIM	CA	1450	81	25.0	90	27	34.2	5.0	14.6	2.0	5.8
212	BA	BARRA	CANPE	SIM	CA	2900	80	25.0	28	30	29.3	3.9	13.3	2.6	8.9
213	BA	BARRA	CANPE	SIM	CS	2320	80	13.5	90	30	24.5	4.0	16.3	1.0	4.1
214	BA	BARRA	CANPE	SIM	CS	2250	80	13.5	28	30	22.5	2.6	11.6	.8	3.6
215	BA	BARRA	CANPE	SIM	CA	4600	80	21.0	28	30	28.4	4.0	14.1	1.4	4.9
216	BA	BARRA	CANPE	SIM	CA	4450	80	21.0	28	30	29.9	2.7	9.0	2.1	7.0
217	BA	BARRA	CANPE	SIM	CA	2400	80	15.0	28	29	24.1	2.1	8.7	1.5	6.2
218	BA	BARRA	CANPE	SIM	CS	-1	80	10.5	28	30	23.6	2.8	11.9	1.0	4.2
219	BA	BARRA	CANPE	SIM	CS	-1	81	10.5	28	30	20.2	3.9	19.3	1.2	5.9
220	BA	BARRA	CANPE	SIM	CS	-1	81	10.5	28	30	15.2	2.4	15.8	1.0	6.6
221	BA	BARRA	CANPE	SIM	CS	-1	80	13.5	28	30	22.5	2.6	11.6	1.2	5.3
222	BA	BARRA	CANPE	SIM	CS	-1	81	13.5	28	30	18.9	2.5	13.2	.9	4.8
223	BA	BARRA	CANPE	SIM	CA	-1	80	21.0	28	30	28.4	4.0	14.1	1.4	4.9
224	BA	BARRA	CANPE	SIM	CA	-1	81	-.1	28	30	34.8	3.5	10.1	1.7	4.9
225	BA	BARRA	CANPE	SIM	CA	-1	81	-.1	28	30	30.4	3.1	10.2	1.6	5.3
226	BA	BARRA	CANPE	SIM	CA	-1	81	-.1	28	30	36.0	5.8	16.1	1.9	5.3
227	MG	ERMIL	CENPE	NAO	CA	316	80	15.0	28	83	27.4	3.7	13.4	1.0	3.6
228	MG	ERMIL	CENPE	NAO	CA	341	80	13.5	28	69	22.6	3.2	14.0	-.1	-1.0
229	MG	ERMIL	CENPE	NAO	CA	242	80	15.0	28	164	25.2	4.1	14.0	1.3	4.5
230	MG	ERMIL	CENPE	NAO	CA	175	80	15.0	28	35	31.4	3.6	11.4	1.6	5.0
231	MG	ERMIL	CENPE	NAO	CA	220	80	15.0	28	92	22.2	3.8	17.0	.7	3.2
232	MG	ERMIL	CENPE	NAO	CA	250	80	15.0	28	76	27.7	5.6	20.2	1.1	4.0
233	MG	ERMIL	CENPE	NAO	CA	459	80	15.0	28	93	21.6	3.5	16.3	1.3	5.9
234	MG	ERMIL	CENPE	NAO	CA	313	80	15.0	28	63	21.8	5.4	24.7	.5	4.1
235	MG	ERMIL	CENPE	NAO	CA	261	80	15.0	28	85	23.2	4.5	19.4	.8	3.3
236	MG	ERMIL	CENPE	NAO	CA	412	81	15.0	28	87	25.1	3.8	15.0	.7	2.9
237	MG	RGE	CENPE	SIM	CA	1350	81	15.0	28	282	22.8	3.7	16.4	.8	3.5
238	MG	ERMIL	CENPE	NAO	CA	839	81	15.0	28	170	23.8	3.7	15.5	1.0	4.0
239	MG	ERMIL	CENPE	NAO	CA	1031	81	15.0	28	222	23.7	3.4	14.3	.6	2.4
240	MG	ERMIL	CENPE	NAO	CA	286	81	15.0	28	67	22.7	4.0	17.8	.6	2.6

TABELA: F.15 INFORMAÕES E RESULTADOS OBTIDOS DE ENQUETE NACIONAL

NL	EST	DEST	PROD	UMID	OBRA	LOTE	ANO	FCK	DIAS	NAMO	FCM	SC	VC	SE	VE
241	MG	ERMIL	CENPE	SIM	CA	492	81	13.5	28	100	19.7	3.2	16.2	.7	3.4
242	MG	ERMIL	CENPE	SIM	CA	284	81	13.5	28	59	20.6	2.1	10.3	.5	2.3
243	MG	ERMIL	CENPE	SIM	CA	182	81	15.0	28	38	17.7	1.4	7.7	.7	4.2
244	MG	ERMIL	CENPE	SIM	CA	283	81	15.0	28	60	21.1	1.8	8.7	.5	2.3
245	MG	ERMIL	CENPE	NAO	CA	1266	82	15.0	28	273	21.5	2.7	12.7	.5	2.3
246	MG	ERMIL	CENPE	NAO	CA	1402	82	15.0	28	297	21.9	2.9	13.2	.5	2.4
247	MG	ERMIL	CENPE	NAO	CA	386	82	15.0	28	82	23.2	2.4	10.3	.4	1.9
248	MG	ERMIL	CANVO	NAO	CA	640	82	15.0	28	77	23.9	2.4	10.3	.6	2.6
249	MG	ERMIL	CENPE	SIM	CA	292	82	15.0	28	83	23.8	2.3	9.6	.8	3.4
250	MG	ERMIL	CENPE	SIM	CA	1680	82	15.0	28	339	23.8	2.2	9.4	.7	2.9
251	MG	ERMIL	CENPE	NAO	CA	718	82	13.5	28	142	20.9	2.7	13.0	.7	3.3
252	MG	ERMIL	CENPE	SIM	CA	140	82	15.0	28	32	22.4	1.9	8.7	.5	2.3
253	MG	ERMIL	CENPE	NAO	CA	302	82	15.0	28	67	20.8	2.7	13.0	.6	2.8
254	MG	ERMIL	CENPE	NAO	CA	151	82	15.0	28	45	22.4	2.0	8.8	.5	2.1
255	MG	ERMIL	CENPE	NAO	CA	150	82	15.0	28	50	21.0	1.6	7.7	.5	2.5
256	MG	ERMIL	CENPE	NAO	CA	100	82	15.0	28	40	20.5	1.3	6.4	.5	2.6
257	MG	ERMIL	CENPE	NAO	CA	650	82	15.0	28	132	22.4	2.4	10.8	.6	2.5
258	MG	ERMIL	CENPE	NAO	CA	82	82	15.0	28	41	22.7	3.5	15.5	.5	2.3
259	MG	ERMIL	CENPE	NAO	CA	170	82	15.0	28	44	22.5	2.1	9.2	.5	2.0
260	MG	ERMIL	CENPE	NAO	CA	255	82	15.0	28	85	22.6	2.8	12.5	.5	2.1
261	MG	ERMIL	CENPE	NAO	CA	405	82	15.0	28	129	22.7	2.6	11.5	.5	2.3
262	SP	ERMIL	CENPE	SIM	PPOS	55	82	22.5	28	11	31.6	2.5	7.8	.9	2.9
263	SP	ERMIL	CENPE	SIM	PPOS	85	82	22.5	28	17	36.1	4.0	11.2	1.4	3.9
264	SP	ERMIL	CENPE	SIM	PPOS	63	82	22.5	28	9	27.0	1.6	6.1	1.3	4.8
265	SP	ERMIL	CENPE	SIM	PPOS	70	82	22.5	28	10	33.2	2.7	8.0	1.0	3.2
266	SP	ERMIL	CENPE	SIM	PPOS	42	82	22.5	28	7	30.6	1.3	4.3	.7	2.3
267	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	30	81	18.0	28	6	24.6	2.9	11.9	.5	1.9
268	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	70	81	18.0	28	14	25.3	1.9	7.4	.8	3.1
269	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	70	81	18.0	28	14	24.2	2.3	9.5	.7	2.9
270	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	55	81	18.0	28	11	24.6	1.9	7.8	1.1	4.5
271	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	35	81	18.0	28	7	26.2	2.2	8.4	.8	3.1
272	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	77	82	18.0	28	11	28.3	1.8	6.4	.8	2.8
273	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	90	82	18.0	28	15	24.7	3.1	12.8	.9	3.5
274	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	35	82	18.0	28	7	25.5	1.6	6.3	.9	3.6
275	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	40	83	18.0	28	8	29.7	1.6	5.4	1.3	4.5
276	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	40	81	15.0	28	8	24.0	5.2	21.6	1.0	4.1
277	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	40	81	15.0	28	8	20.6	4.0	19.6	.9	4.2
278	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	70	83	15.0	28	14	26.1	2.6	10.1	1.4	5.4
279	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	60	83	15.0	28	12	23.7	2.4	10.2	.8	3.3
280	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	45	82	15.0	28	9	25.9	5.5	21.3	1.1	4.2
281	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	65	82	15.0	28	13	31.0	1.8	5.9	.9	3.0
282	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	50	82	15.0	28	10	19.8	2.0	10.2	.6	3.0
283	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	70	82	15.0	28	14	28.2	3.3	11.9	1.3	4.6
284	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	65	82	15.0	28	13	25.7	2.4	9.3	1.0	3.9
285	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	65	82	15.0	28	13	23.1	2.0	8.6	1.0	4.3
286	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	85	82	15.0	28	17	23.1	3.8	16.2	.7	2.9
287	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	95	81	15.0	28	19	22.1	3.3	15.0	.7	3.0
288	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	35	81	15.0	28	7	20.3	3.1	15.4	.7	3.3
289	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	50	82	15.0	28	10	23.1	1.4	6.0	.6	2.8
290	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	85	82	15.0	28	17	25.9	2.0	7.8	.5	2.1
291	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	40	82	15.0	28	12	28.6	1.8	6.5	1.1	4.0
292	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	45	82	15.0	28	9	23.8	2.0	8.4	.7	3.1
293	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	40	82	15.0	28	8	22.8	2.2	9.7	.6	2.6
294	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	65	82	15.0	28	13	22.5	4.1	18.1	.6	2.6
295	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	80	82	15.0	28	16	21.5	4.0	18.6	.5	2.2
296	SP	ERMIL	CENPE	NAO	CA	100	82	18.0	28	2	22.6	5.1	22.6	1.3	5.8
297	SP	ERMIL	CENPE	SIM	CA	50	82	16.0	28	2	23.5	3.6	15.3	1.9	8.1
298	SP	ERMIL	CENPE	NAO	CA	35	82	16.0	28	2	22.2	2.7	12.2	2.1	9.5
299	SP	ERMIL	CENPE	NAO	CA	60	82	16.0	28	2	19.8	4.0	20.2	2.2	11.1
300	SP	ERMIL	CENPE	NAO	CA	40	82	16.0	28	2	23.3	2.7	11.6	2.0	8.6

TABELA: f1.6 INFORMAÕES E RESULTADOS OBTIDOS DE ENQUETE NACIONAL

NL	EST	DEST	PROD	UMID	OBRA	LOTE	ANO	FCK	DIAS	NAMO	FCM	SC	VC	SE	VE
301	SP	ERMIL	CENPE	NAO	CA	30	82	16.0	28	2	23.4	4.2	17.9	1.5	6.4
302	SP	ERMIL	CENPE	NAO	CA	55	82	20.0	28	2	26.9	3.5	13.0	1.8	6.7
303	SP	ERMIL	CENPE	NAO	CA	35	82	16.5	28	2	20.8	2.3	11.1	1.3	6.3
304	SP	ERMIL	CENPE	NAO	CA	50	82	13.5	28	2	19.8	4.3	21.7	3.1	15.7
305	SP	ERMIL	CENPE	NAO	CA	40	82	20.0	28	2	23.3	1.6	6.9	.5	2.1
306	SP	ERMIL	CENPE	NAO	CA	105	82	18.0	28	2	29.0	5.6	19.3	1.7	5.9
307	SP	ERMIL	CENPE	NAO	CA	75	82	16.5	28	2	17.7	3.3	18.6	2.0	11.3
308	SP	ERMIL	CENPE	NAO	CA	60	82	16.0	28	2	22.4	2.8	12.5	1.6	7.1
309	SP	ERMIL	CENPE	NAO	CA	85	82	16.0	28	2	21.1	4.1	19.4	3.2	15.2
310	RS	ERMIL	CENPE	SIM	CA	95	82	13.5	28	17	20.8	2.5	12.0	1.0	4.7
311	RS	EIMIL	CENPE	SIM	CA	125	80	15.0	28	21	19.9	2.7	13.5	-.1	-1.0
312	RS	ERMIL	CENPE	SIM	CA	95	81	15.0	28	16	16.9	2.3	13.9	-.1	-1.0
313	RS	ERMIL	CENPE	SIM	CA	70	81	15.0	28	11	22.0	2.4	10.8	1.7	7.7
314	RS	EIMIL	CENPE	SIM	CA	60	82	15.0	28	9	23.1	2.0	8.8	1.0	4.3
315	RS	EIMIL	CENPE	SIM	CA	70	81	18.0	28	12	28.4	3.2	11.3	1.4	4.8
316	RS	EIMIL	CENPE	SIM	CA	95	81	16.0	28	14	23.2	3.2	13.8	1.8	7.7
317	RS	ERMIL	CENPE	SIM	CA	130	81	15.0	28	17	24.3	3.4	13.9	1.7	7.1
318	RS	ERMIL	CENPE	SIM	CA	80	81	15.0	28	13	24.8	2.9	11.8	1.8	7.4
319	RS	ERMIL	CENPE	SIM	CA	115	81	15.0	28	17	22.4	3.0	13.5	1.8	8.2
320	RS	ERMIL	CENPE	SIM	CA	155	81	15.0	28	21	22.8	1.6	7.1	.8	3.6
321	RS	ERMIL	CENPE	SIM	CA	85	81	15.0	28	11	22.3	1.9	8.7	.9	3.9
322	RS	ERMIL	CENPE	SIM	CA	110	82	15.0	28	15	21.1	1.9	9.2	1.4	6.6
323	RS	ERMIL	CENPE	SIM	CA	75	81	13.5	28	10	21.4	2.5	11.9	-.1	-1.0
324	RS	ERMIL	CENPE	SIM	CA	80	81	15.0	28	11	22.1	3.1	13.9	-.1	-1.0
325	RS	EIMIL	CENPE	SIM	CA	55	81	15.0	28	9	25.0	2.5	10.0	-.1	-1.0
326	RS	ERMIL	CENPE	SIM	CA	60	81	15.0	28	9	20.9	1.7	8.3	-.1	-1.0
327	RS	EIMIL	CENPE	SIM	CA	95	81	15.0	28	18	28.8	2.5	8.5	-.1	-1.0
328	RS	ERMIL	CENPE	SIM	CA	105	81	13.5	28	16	20.0	2.4	11.8	-.1	-1.0
329	RS	ERMIL	CENPE	SIM	CA	70	81	15.0	28	13	25.2	3.0	11.9	-.1	-1.0
330	RS	ERMIL	CENPE	SIM	CA	95	81	13.5	28	12	17.3	1.2	7.1	-.1	-1.0
331	RS	ERMIL	CANVO	NAO	CA	195	80	18.0	28	14	25.5	4.9	19.3	-.1	-1.0
332	RS	EIMIL	CANVO	NAO	PROS	365	76	20.0	28	22	33.6	3.4	10.1	1.8	5.3
333	RS	EIMIL	CANVO	NAO	PROS	395	76	20.0	28	21	33.1	2.5	7.7	2.2	6.7
334	RS	ERMIL	CANVO	NAO	CA	860	77	15.0	28	74	24.1	4.7	19.6	-.1	-1.0
335	RS	ERMIL	CANVO	NAO	CA	1050	77	15.0	28	45	27.4	4.5	16.5	1.5	5.4
336	RS	EIMIL	CANVO	NAO	CA	335	77	15.0	28	79	27.9	3.8	13.6	-.1	-1.0
337	RS	ERMIL	CANVO	NAO	CA	190	77	13.5	28	22	21.6	4.0	18.7	1.3	6.2
338	RS	ERMIL	CANVO	NAO	CA	205	76	10.0	28	16	22.3	3.8	16.9	.9	4.0
339	RS	ERMIL	CANVO	NAO	CA	1025	76	13.5	28	58	24.2	4.3	18.0	1.0	4.3
340	RS	ERMIL	CANVO	NAO	CA	1350	76	13.5	28	77	24.8	3.9	15.6	1.2	4.7
341	RS	ERMIL	CANVO	NAO	CA	630	78	13.5	28	28	23.5	3.3	14.1	1.4	6.2
342	RS	ERMIL	CANVO	NAO	CA	505	78	13.5	28	23	20.5	3.2	15.6	2.0	9.6
343	RS	EIMIL	CANVO	NAO	CA	225	77	13.5	28	33	26.2	2.8	10.7	-.1	-1.0
344	RS	ERMIL	CANVO	NAO	CA	915	77	13.5	28	55	22.7	3.6	15.8	-.1	-1.0
345	RS	EIMIL	CANVO	NAO	CA	90	77	15.0	28	16	26.3	2.8	10.7	-.1	-1.0
346	RS	EIMIL	CANVO	NAO	CA	260	76	13.5	28	11	23.2	3.5	14.9	.6	2.6
347	RS	EIMIL	CANVO	NAO	CA	670	76	18.0	28	51	28.8	4.1	14.3	1.1	3.9
348	RS	ERMIL	CANVO	NAO	CA	1500	76	13.5	28	67	27.4	4.1	15.0	1.0	3.5
349	RS	ERMIL	CANVO	NAO	CA	185	77	13.5	28	11	20.1	2.7	13.4	1.3	6.6
350	PE	EIMIL	CENPE	SIM	CA	60	81	18.0	28	12	30.4	2.7	8.9	-.1	-1.0
351	PE	EIMIL	CENPE	SIM	CA	60	81	18.0	28	12	29.9	2.3	7.5	-.1	-1.0
352	PE	EIMIL	CENPE	SIM	CA	60	81	18.0	28	12	31.0	1.7	5.5	-.1	-1.0
353	PE	EIMIL	CENPE	SIM	CA	60	81	18.0	28	12	29.5	3.1	10.7	-.1	-1.0
354	PE	EIMIL	CENPE	SIM	CA	60	81	18.0	28	12	28.8	3.0	10.4	-.1	-1.0
355	PE	EIMIL	CENPE	SIM	CA	60	81	18.0	28	10	31.4	2.9	9.2	-.1	-1.0
356	PE	EIMIL	CENPE	SIM	CA	60	81	18.0	28	8	27.6	4.0	14.4	-.1	-1.0
357	PE	EIMIL	CENPE	SIM	CA	60	81	18.0	28	12	30.1	2.5	8.2	-.1	-1.0
358	PE	EIMIL	CENPE	SIM	CA	60	81	18.0	28	12	29.2	2.8	9.6	-.1	-1.0
359	PE	EIMIL	CENPE	SIM	CA	60	81	18.0	28	12	29.0	2.5	8.7	-.1	-1.0
360	PE	EIMIL	CENPE	SIM	CA	60	81	18.0	28	12	27.3	1.9	7.0	-.1	-1.0

TABELA: E1.7 INFORMAÇÕES E RESULTADOS OBTIDOS DE ENQUETE NACIONAL

NL	EST	DEST	PROD	UMID	OBRA	LOTE	ANO	FCK	DIAS	NAMO	FCM	SC	VC	SE	VE
361	PE	EIMIL	CENPE	SIM	CA	50	81	18.0	28	10	27.2	1.5	5.7	-.1	-1.0
362	PE	EIMIL	CENPE	SIM	CA	60	81	18.0	28	12	28.2	1.8	6.2	-.1	-1.0
363	PE	EIMIL	CENPE	SIM	CA	60	81	18.0	28	12	26.6	3.6	13.7	-.1	-1.0
364	PE	EIMIL	CENPE	SIM	CA	50	81	18.0	28	10	25.7	1.9	7.6	-.1	-1.0
365	PE	EIMIL	CENPE	SIM	CA	40	81	18.0	28	8	27.8	1.3	4.7	-.1	-1.0
366	PE	EIMIL	CENPE	SIM	CA	60	81	18.0	28	12	29.8	1.0	3.3	-.1	-1.0
367	PE	EIMIL	CENPE	SIM	CA	60	81	18.0	28	12	29.3	2.2	7.4	-.1	-1.0
368	PE	EIMIL	CENPE	SIM	CA	60	81	18.0	28	12	29.0	3.3	11.6	-.1	-1.0
369	PE	RGE	CANVO	SIM	CA	100	81	18.0	28	12	28.5	1.0	3.5	-.1	-1.0
370	PE	RGE	CANPE	SIM	CA	80	81	18.0	7	10	22.3	.6	2.5	-.1	-1.0
371	PE	RGE	CANPE	SIM	CA	100	81	18.0	7	12	23.0	.8	3.3	-.1	-1.0
372	PE	RGE	CANPE	SIM	CA	100	81	18.0	7	12	23.3	.6	2.6	-.1	-1.0
373	PE	RGE	CANPE	SIM	CA	80	81	18.0	7	10	21.4	.5	2.3	-.1	-1.0
374	PE	RGE	CANPE	SIM	CA	100	81	17.0	28	12	24.4	1.4	5.7	-.1	-1.0
375	PE	RGE	CANPE	SIM	CA	100	81	17.0	28	12	24.5	1.9	7.8	-.1	-1.0
376	PE	RGE	CANPE	SIM	CA	90	81	17.0	28	11	24.6	2.0	8.1	-.1	-1.0
377	PE	RGE	CANPE	SIM	CA	100	81	17.0	28	12	24.1	1.1	4.8	-.1	-1.0
378	PE	RGE	CANPE	SIM	CA	100	81	17.0	28	12	24.0	1.0	4.2	-.1	-1.0
379	PE	RGE	CANPE	SIM	CA	100	81	17.0	28	12	25.5	1.9	7.5	-.1	-1.0
380	PE	RGE	CANPE	SIM	CA	100	81	17.0	28	12	23.8	1.1	4.6	-.1	-1.0
381	PE	RGE	CANPE	SIM	CA	100	81	17.0	28	12	24.0	.9	4.0	-.1	-1.0
382	PE	RGE	CANPE	SIM	CA	100	81	17.0	28	12	24.6	1.2	5.0	-.1	-1.0
383	PE	EIMIL	CANVO	SIM	CA	-1	81	17.0	28	12	23.1	3.3	14.1	-.1	-1.0
384	PE	EIMIL	CANVO	SIM	CA	-1	81	17.0	28	12	22.8	3.6	15.9	-.1	-1.0
385	PE	RGE	CANVO	SIM	CA	-1	81	15.0	28	17	29.4	2.6	8.8	-.1	-1.0
386	PE	EIMIL	CANPE	SIM	CA	600	81	18.0	28	20	22.9	3.1	13.6	-.1	-1.0
387	PE	EIMIL	CANPE	SIM	CA	600	81	18.0	28	20	22.8	3.3	14.7	-.1	-1.0
388	PE	EIMIL	CANPE	SIM	CA	600	81	18.0	28	20	24.0	2.6	10.8	-.1	-1.0
389	PE	EIMIL	CANPE	SIM	CA	600	81	18.0	28	20	24.8	2.2	8.7	-.1	-1.0
390	PE	EIMIL	CANPE	SIM	CA	600	81	18.0	28	20	28.8	3.7	13.0	-.1	-1.0
391	PE	RGE	CANPE	SIM	CA	100	81	17.0	28	12	24.7	.7	2.7	-.1	-1.0
392	PE	RGE	CANPE	SIM	CA	100	81	17.0	28	12	25.8	1.8	7.0	-.1	-1.0
393	PE	RGE	CENPE	SIM	CA	30	81	17.0	28	6	20.3	1.2	6.1	-.1	-1.0
394	PE	RGE	CENPE	SIM	CA	60	81	17.0	28	12	22.0	1.8	8.0	-.1	-1.0
395	PE	RGE	CENPE	SIM	CA	60	81	17.0	28	12	20.9	2.1	10.1	-.1	-1.0
396	PE	RGE	CENPE	SIM	CA	60	81	17.0	28	12	21.0	2.6	12.6	-.1	-1.0
397	PE	RGE	CENPE	SIM	CA	60	81	17.0	28	12	21.0	1.2	5.8	-.1	-1.0
398	PE	RGE	CENPE	SIM	CA	60	81	17.0	28	12	20.8	2.1	10.1	-.1	-1.0
399	PE	RGE	CENPE	SIM	CA	85	82	15.0	28	17	26.2	2.2	8.5	-.1	-1.0
400	PE	RGE	CENPE	SIM	CA	65	82	15.0	28	13	29.9	3.6	11.9	-.1	-1.0
401	PE	RGE	CENPE	SIM	CA	85	82	15.0	28	17	28.6	2.8	9.7	-.1	-1.0
402	PE	RGE	CENPE	SIM	CA	100	82	15.0	28	20	27.1	2.9	10.8	-.1	-1.0
403	PE	RGE	CENPE	SIM	CA	100	82	15.0	28	20	27.1	3.0	11.0	-.1	-1.0
404	PE	RGE	CENPE	SIM	CA	100	82	15.0	28	20	27.4	2.4	8.7	-.1	-1.0
405	PE	RGE	CENPE	SIM	CA	100	82	15.0	28	20	26.3	3.3	12.6	-.1	-1.0
406	PE	RGE	CENPE	SIM	CA	100	82	15.0	28	20	23.7	3.6	15.2	-.1	-1.0
407	PE	RGE	CENPE	SIM	CA	100	82	15.0	28	20	25.5	2.2	8.8	-.1	-1.0
408	PE	RGE	CENPE	SIM	CA	100	82	15.0	28	20	26.3	3.2	12.1	-.1	-1.0
409	PE	RGE	CENPE	SIM	CA	100	82	15.0	28	20	24.7	2.1	8.5	-.1	-1.0
410	PE	RGE	CENPE	SIM	CA	100	82	15.0	28	20	24.8	2.4	9.6	-.1	-1.0
411	PE	RGE	CENPE	SIM	CA	100	82	15.0	28	20	23.9	1.3	5.3	-.1	-1.0
412	PE	RGE	CENPE	SIM	CA	100	82	15.0	28	20	21.2	2.0	9.3	-.1	-1.0
413	PE	RGE	CENPE	SIM	CA	100	82	15.0	28	20	22.9	3.3	14.5	-.1	-1.0
414	PE	RGE	CENPE	SIM	CA	100	82	15.0	28	20	23.2	2.6	11.4	-.1	-1.0
415	PE	RGE	CENPE	SIM	CA	95	82	15.0	28	19	24.9	2.6	10.5	-.1	-1.0
416	PE	RGE	CENPE	SIM	CA	90	82	15.0	28	18	23.5	2.8	12.1	-.1	-1.0
417	PE	RGE	CENPE	SIM	CA	90	82	15.0	28	18	22.9	2.1	9.1	-.1	-1.0
418	PE	RGE	CENPE	SIM	CA	100	82	15.0	28	20	23.3	3.3	14.2	-.1	-1.0
419	PE	RGE	CENPE	SIM	CA	100	82	15.0	28	20	26.4	3.5	13.2	-.1	-1.0
420	PE	RGE	CENPE	SIM	CA	100	82	15.0	28	20	21.1	4.1	19.3	-.1	-1.0

TABELA: 118 INFORMAÇÕES E RESULTADOS OBTIDOS DE ENQUETE NACIONAL

NL	EST	DEST	PROD	UMID	OBRA	LOTE	ANO	FCK	DIAS	NAMO	FCM	SC	VC	SE	VE
421	PE	RGE	CENPE	SIM	CA	100	82	15.0	28	20	22.2	2.3	10.2	-.1	-1.0
422	PE	RGE	CENPE	SIM	CA	100	82	15.0	28	20	20.2	1.9	9.4	-.1	-1.0
423	PA	RGE	CENPE	SIM	CA	200	83	16.0	28	12	25.5	3.8	15.0	-.1	-1.0

BIBLIOGRAFIA

ABRAMS, Duff Andrew. *Design of concrete mixtures*. Chicago, Structural Materials Research Laboratory -Lewis Institute, Bulletin 1, dez. 1918.

AMERICAN NATIONAL STANDARDS INSTITUTE. *ANSI-N-45.2. Quality Assurance Program Requirements for Nuclear Facilities*. Washington, 1977.

AMERICAN SOCIETY FOR QUALITY CONTROL. ASQC-C.1. *Specifications of General Requirements for a Quality Program*. New York, 1968.

ASTM-COMMITTEE E-11. *ASTM Manual on Quality Control of Materials*. American Society for Testing and Materials, Special Technical Publication 15-C, jan. 1951.

ANDRADE, Walton Pacelli de, et alli. Um método de Dosagem para Concreto Massa. In: *Colóquio sobre Concreto Massa*. São Paulo, jul. 81. *Anais*... Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON, São Paulo, jul. 81. 77p.

ANDREW, Ralph P. ed. *Proceedings of a Symposium on Mix Design and Quality Control of Concrete*. Londres, Cement and Concrete Association-CCA, may 1954. 548 p.

ANTON CORRALES, J. M. Teorias probabilistas de seguridad. *Monografia 306*. Madrid, Instituto Eduardo Torroja - IET, nov. 1972.

ARREDONDO Y VERDU, Francisco. *Dosificación de Hormigones*. Madrid, Instituto Eduardo Torroja - IET,Manuales y Normas, 1965. 190 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND-ABCP. Normas para Execução e Cálculo de Concreto Armado. *Cimento e concreto*. Rio de Janeiro, Boletim de Informações da ABCP, 1937. 18 p. Número especial.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CONCRETO - ABC. Regulamento para as Construções em Concreto Armado. *Cimento Armado*. Rio de Janeiro, órgào oficial da ABC, 13(13): 7-21, 3 jul. 1931.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS-ABNT. *NB-1 Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado*. Rio de Janeiro, ABNT, 1940. 16 p.

--------.*NB-1. Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado*. Rio de Janeiro, ABNT, 1960. 29 p.

BALADO, Juan F.García. Método para la dosificación de hormigones. Buenos Aires, *1. Conferência del Hormigón y Otras Aplicaciones del Cemento Portland*. Comitê Permanente de las Conferências del Hormigón, 1950. p. 101-60(tomo 1).

BASÍLIO, Francisco de Assis. Influência do Coeficiente de Variação na Dosagem dos Concretos. *Estudos Técnicos*. São Paulo, Associação Brasileira de Cimento Portland - ABCP, set. 1954. 5 p.

--------. Práticas Correntes de Dosagem do Concreto no Brasil. In: *Práticas Correntes de Dosagem do Concreto nos Países Latino-Americanos*. Santiago, set. 1965. *Anais*... Reunião GLA-RILEM, Santiago, set. 1965. 13 p.

BOMBLED, J. P. Rhéologie des Mortiers et des Bétons Frais. Influence du Ciment. In: *Fresh Concrete: Important Properties and Their Measurement*, Leeds, England, mar. 1973. *Proceedings of a RILEM Seminar*, v. 2, Editado por Adam Neville e D. Slater, University of Leeds, 1973.

BNH-IPT. *Capacitação Laboratorial para Ensaios em Materiais e Componentes de Construção Civil - Cadastramento Nacional*. São PAulo, Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo - IPT/DEd, 1983.

BRITISH READY MIXED CONCRETE ASSOCIATION-BRMCA. *Code for ready mixed concrete*. London, may 1975.

CAMARGO, Wander M. Fixação na Dosagem das Propriedades Finais dos Concretos. Correlação entre as Propriedades de Composição do Concreto Fresco e as Propriedades Tecnológicas do Concreto Endurecido. In: *Colóquio sobre Dosagem do Concreto*, São Paulo, mai. 1977. *Anais*... Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON, São Paulo, mai. 1977.

CARDOSO, Máximo Francisco Silva. *Dosagem de concretos*. Rio de janeiro, Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR/DNER, *Publicação 613/30*, 1976.

CAQUOT, A. Le Rôle des Materiaux Inertes dans le Béton. *Mem. Soc. Ing. Civils de France*. Paris, v. 90, n. 4, jul./ago. 1937.

COLLEPARDI, Mário. *Scienza e Tecnologia del Calcestruzzo*. Milano, Ulrico Hoepli, 1980.

COLLINS, A. R. Methods of Specifying Concrete. In: *Symposium on Mix Design and Quality Control of Concrete*. London, may 1954. *Proceedings*...Cement and Concrete Association - C&CA. Londres, may 1954. p. 488-520.

COMITÊ BRASILEIRO DE CIMENTO, CONCRETO E AGREGADOS, CB-18. *Catálogo de Normas Técnicas*. São Paulo, Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT, 1986.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON-CEB. Quality control and quality assurance for concrete structures. *Bulletin d'Information 157*. Paris, mar. 1983.

COMITé EUROPéEN DU BéTON-CEB. Recommendations internationales CEB/FIP pour le calcul et l'execution des ouvrages en béton: versión française definitive, avec introduction des notations nouvelles. *Bulletin d'Information n. 84*. Paris, 1972.

COMISIóN PERMANENTE DE HORMIGóN. *Resistencia Característica y Control de Calidad*. España, Ministério de Obras Públicas, 1972.

COMMITTEE ACI 211.1-81. rev. 84. *Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete*. Detroit, American Concrete Institute - ACI. In: ----. *ACI. Manual of Concrete Practice*. v. 1, 1986.

COMMITTEE ACI-214.57. *Recommended practice for evaluation of compression test results of field concrete*. Chicago, American Concrete Institute, 1957.

COMMITTEE ACI-214. Controle estatístico do concreto. ACI-214/65. *Proposed revision of ACI 214-65*. Trad. Eduardo Santos Basílio, São Paulo, ABCP, 1978.

COMMITTEE ACI-214.77. rev. 83. *Recommended Practice for Evaluation of Compression test Results of Field Concrete*. Detroit, American Concrete Institute-ACI. In: -----. ACI. *Manual of Concrete Practice*, v. 1, 1986.

COMMITTEE-ACI-214.77. *Recommended Practice for Evaluation of Compression Test Results of Field Concrete*. [Controle Estatístico de Resistência do Concreto]. Trad. Antonio C.R. Laranjeiras. Salvador, DER-BA, Serviço de Pesquisas Tecnológicas, 1979.

CORDON, William A. History of Proportioning. In: *Proportioning Concrete Mixes*. Detroit, 1974. *Publication SP-46*. Detroit, American Concrete Institute - ACI, 1974. p. 167-76.

COUTINHO, Antonio de Sousa. *Fabrico e propriedades do Betão*. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil - LNEC, v.1, set. 1973.

DANTAS, Francisco A. S. *Aspectos do Controle da execução de obra em concreto armado*. São Paulo, Departamento de Construção Civil da Escola Politécnica da USP, 1979. Dissertação de Mestrado.

DRAFFIN, Jasper O. A Brief History of Lime, Cement, Concrete, and Reinforced Concrete. *Journal of the Western Society of Engineers*. Chicago 48(1): 14-47, mar. 1943.

DUDA, Walter H. *Cement-Data-Book*. Londres, McDonald & Evans, 2a. ed., 1977.

ESPER, Mário William. Conceitos Adotados nas Normas de Cimento Portland. In: *IV Simpósio Nacional de Normalização de Cimento, Concreto e Agregados*. São Paulo, nov. 1986. *Anais*... Comitê Brasileiro de Cimento, Concreto e Agregados, CB-18 da ABNT, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1986.

FAURY, J. *Le Béton*. Paris, Ed. Dunod, 3. ed., 1958.

FAVA, Alberto S.C. Resistencia de rotura a la compressión en función de la relación agua/cement y de la edad. Buenos Aires, *I. Conferencia del Hormigón y Otras Aplicaciones del Cemento Portland*, Comite Permanente de las Conferencias del Hormigón, 1950. p. 61-100 (tomo 1).

FERRARI, Fabio. Cenno Storico Sui Legante Idraulici. *Il Cemento*. Milano, 65(762):147-50, jul./ago. 1968.

------ 65(763): 179-87, set./out. 1968.

------ 65(764): 221-33, nov./dez. 1968.

FUSCO, Péricles Brasiliense. A influência da variabilidade da Resistência do Cimento na Variabilidade da Resistência do Concreto. In: *Seminário sobre Controle da Resistência do Concreto*. São Paulo, nov. 1979. *Anais*... Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON. São Paulo, nov. 1979.

--------. *Estruturas de Concreto. Fundamentos Estatísticos da Segurança das Estruturas*. São Paulo, McGraw-Hill, EDUSP, 1976.

--------. Evolução dos Conceitos do Controle de Concreto. *Construção Pesada*. São Paulo, fev. 1980. p. 55-8.

GRAF, Otto. The Sieve, Slump and Flow Tests and Their Application. *Beton und Eisen*. Berlim, 25(12):210-13, 20 jun. 1926.

GARCIA MESEGUER, Alvaro. Control de la Calidad. In: *Ier Colloque Européen sur le Contrôle de la Qualité dans la Construction*. Madrid, may 1976. *Anais*... European Organization for Quality Control - EOQC, 1976. p. 361-3.

GITAHY, Heraldo de Souza. Controle estatístico da qualidade do concreto. *Boletim 49*. São Paulo, Instituto de Pesquisas Tecnológicas-IPT, 1960.

GONZALES DE LA COTERA, Manuel. *Tecnologia del concreto. Diseño de mezclas*. Lima, Universidad Nacional de Ingenieria, 1962.

GUEDES, Quintiliano Mascarenhas & SOUZA, Miguel Oscar Leite. Estudo comparativo de duas funções características de operação do plano de inspeção por amostragem de lotes de concreto. *Construção Pesada*. São Paulo, (39):84-100. nov. 1978.

HELENE, Paulo R. L. Controle de Qualidade do Concreto. *Boletim Técnico 03/86*. São Paulo, Escola Politécnica da Universiade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil, 1986.

--------. *Controle de Qualidade do Concreto*. São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1981. Dissertação de Mestrado.

HELENE, Paulo R. L. Dosagem do Concreto. Proposta para Calibragem da Seção 8.3 da NBR 6118 (NB-1/78 da ABNT). In: *Seminário sobre Sugestões para Revisão da NBR 6118*. São Paulo, jul. 1986. *Anais*... Instituto Brasileiro do Concreto-IBRACON, São Paulo, 1986.

--------. O Ensaio e o Controle na Maior Economia do Cimento. *A Construção São Paulo*. Ano XXXIV, (1729): 8-14, 30 mar. 1981.

HELENE, Paulo R. L. & TANGO, Carlos Eduardo S., Controle de qualidade: uma proposta para a normalização em alvenaria estrutural. In: *Colóquio sobre Alvenaria Estrutural de Blocos de Concreto*. São Paulo, 1977. *Anais*... Instituto Brasileiro do Concreto-IBRACON, São Paulo, 1977.

HIMSWORTH, F.R. The Application of Statistics to Concrete Quality. In: *Symposium on Mix Design and Quality Control of Concrete*. London, may 1954.*Proceedings*...Cement and Concrete Association - CCA. Londres, may 1954. p. 465-87.

INSTITUTO NACIONAL DE METROLOGIA, NORMALIZAÇÃO E QUALIDADE INDUSTRIAL - INMETRO. *NBR 5738. Moldagem e Cura de Corpos de Prova de Concreto Cilíndrico ou Prismático - Método de Ensaio*. Rio de Janeiro, ABNT, jan. 1984.

--------. *Ensaio de Compressão de Corpos de Prova Cilíndricos de Concreto. Método de Ensaio*. Rio de Janeiro, ABNT, nov. 1980.

--------. *Concreto. Determinação da Consistência pelo Abatimento do Tronco de Cone - NBR 7223 - Método de Ensaio*.Rio de Janeiro. Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. 1982.

--------. *NBR 6118 - Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado - Procedimento (NB-1/1978)*. Rio de Janeiro, ABNT, 1978. 76 p.

--------. *Agregados para Concreto NBR 7211 - Especificação*. Rio de Janeiro, Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT, 1983.

--------. *Determinação Granulométrica de Agregados - NBR 7217 - Método de Ensaio*. Rio de Janeiro, Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT, 1982.

--------. *Determinação da Consistência do Concreto pelo Abatimento do Tronco de Cone - NBR 7223 - Método de Ensaio*. Rio de Janeiro, Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT, 1982.

-------. *Determinação da Consistência pelo Espalhamento do Tronco de Cone - NBR 9606 - Método de Ensaio*. Rio de Janeiro, Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT, 1986.

JOISEL, A. Composition des Bétons Hydrauliques. *Annales de l'Institute Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*. Paris, out. 1952. p. 991-1065.

KIRILLOS, José Pedro & PRISZKULNIK, Simão. Considerações sobre a resistência à compressão de concretos preparados com cimentos Portland comum tipos CP-250, CP-320 E CP-400 e a sua durabilidade. In: *II. Encontro Nacional da Construção-ENCO*, Rio de Janeiro, 1974. *Anais*... Clube de Engenharia e CBIC, dez. 1974.

KUPERMAN, Selmo Chapira. *Contribuição para o estudo de concretos expansivos*. São Paulo, Departamento de Construção Civil da Escola Politécnica da USP, 1977. Dissertação de Mestrado.

LANGENDONCK, Telemaco van. *Cálculo de concreto armado. Comentários à Norma Brasileira NB-1, ítens 1 a 13*. São Paulo, Associação Brasileira de Cimento Portland - ABCP, 1962.

LECLERC DU SABLON. Le Béton Rationnel, Méthodes Pratiques pour la Réalization des Mortiers et des Bétons Offrant les Qualités Désirées au Prix de Revient Minimun. *Annales des Ponts et Chaussées*. Paris, v. 97, tomo 1, fasc. 1, 1927.

LEME, Ruy Aguiar da Silva. Conceito Moderno de Coeficiente de Segurança. *Engenharia*. São Paulo, (135), nov. 1953.

L'HERMITE, Robert & TOURNON, G. La Vibration du Béton Frais. *Publication Technique n. 2*. Paris, Centre D'études et de Recherches de L Industrie de Liants Hydrauliques, fev. 1948. 76 p.

LYNDON, F. D. *Concrete mix design*. London, Applied Science Publishers Ltd., 1979.

LOBO CARNEIRO, Fernando Luiz. *Comentários sobre o projeto de revisão da norma brasileira NB-1*. Salvador, *2. Simpósio de Estruturas*, ABNT, 1958.

--------. *Dosagem de Concretos Plásticos*. Rio de Janeiro, Instituto Nacional de Tecnologia - INT, 1937.

--------. Os Coeficientes de Segurança e as Tensões Admissíveis em Peças de Concreto Simples e de Concreto Armado. In: *Symposium de Estruturas*. Rio de Janeiro, v. 2, jul. 1944. *Anais*... Instituto Nacional de Tecnologia - INT, jul. 1944. p. 82-126.

LYSE, Inge. Tests on Consistency and Strength of Concrete Having Constant Water Content. *ASTM Proceedings*, Washington, v. 32, part II, 1932. p.629-36.

MAGNEL, G. Le dosage scientifique des bétons. *A Technique des Travaux*. Paris, (19): 399-410, 1963.

MARTIN JADRAQUE, V. *Comparación de estimadores de la resistencia característica del hormigón*. España, Ministério de Obras Públicas, Boletim de información 178, out. 1972.

McINTOSH, J. D. Basic Principles of Concrete Mix Design. In: *Symposium on Mix Design and Quality Control of Concrete*. London, may 1954. *Proceedings*... Cement and Concrete Association-CCA. Londres, may 1954. p. 3-27.

--------. *Concrete and statistics*. London, CR Books Limited, 1963.

--------. *Concrete Mix design*. London, Cement and Concrete Association - CCA, 2.ed., 1966.

MEHTA, Kumar P. *Concrete. Structure, Properties, and Materials*. New Jersey, Prentice-Hall, Inc., 1986.

MORÁN CABRÉ, F.; MESEGUER, A.G.; CALAVERA, J.R. Patología de la construcción. *Curso de Estudios Mayores de la Construcción - CEMCO 76*. Madrid, Instituto Eduardo Torroja-IET, 1976.

MORGAN, E. E. The Design of Concrete Mixes on a Mininum Strength Basis. *The Engineer*. Londres, 177(4611):400-2. 26 may 1944.

MURDOCK, Leonard John. The Workability of Concrete. *Magazine of Concrete Research*. Londres, 12(36): 233-44, nov. 1960.

MURDOCK, L. J. & BROOK, K. M. *Concrete Materials and Practice*.Londres, Edward Arnold, 5 ed., 1979.

NEVILLE, Adam M. *Propriedades do Concreto*. [Properties of Concrete]. Trad. Salvador Eugênio Giammusso. São Paulo, Ed. Pini, 1982.

NEWLON, Jr. Howard, ed. *A Selection of Historic American Papers on Concrete. 1876-1926. Publication SP-52*. Detroit, American Concrete Institute - ACI, 1976.

OLIVEIRA, Alberto Pastor de. *O Controle de Concreto numa Construção*. Rio de Janeiro, Instituto Nacional de Tecnologia - INT, 1939. 21 p.

PETRUCCI, Eládio G. R. Dosagem de Concretos de Cimento. Prática Corrente no Rio Grande do Sul, Brasil. In: *Práticas Correntes de Dosagem de Concreto nos Países Latino-Americanos*. Santiago, set. 1965. *Anais*... Reunião GLA-RILEM, Santiago, set. 1965. 14 p.

POPOVICS, S. Analysis of the Influence of Water Content on Consistency. *Highway Research Record*. Washington. D.C. Highway Research Board, (218):23-33, 1968.

--------. Calculation of the water requirement of mortar and concrete. A state-of-art report. *Matériaux et Constructions-RILEM*. Paris, 13(77):343-52, set./out. 1980.

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION-PCA. *Principles of quality concrete.* Washington, John Wiley and Sons, Inc., 1980.

POWERS, Treval C. *The Properties of Fresh Concrete.* New York, John Wiley & Sons, 1968. 664 p.

PREVIATO, Sérgio A. P. *Aspectos do controle tecnológico da dosagem do concreto massa.* São Paulo, Departamento de Construção Civil da Escola Politécnica da USP, 1986. Dissertação de Mestrado.

PRISZKULNIK, Simão. Aspectos Reológicos do Concreto Fresco e sua Dosagem. Métodos A.C.I. e do I.T.E.R.S. In: *Colóquio sobre Dosagem do Concreto.* São Paulo, mai. 1977. *Anais...* Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON, São Paulo, mai. 1977. 68 p.

RACKWITZ, R. *Statistical Control in Concrete Structures.* CEB International Course on Structural Concrete. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil - LNEC, 1973.

ROAD RESEARCH. *Design of Concrete Mixes.* London, Department of Scientific and Industrial Research [Road Research Laboratory]. 1947. London, HIS Majesty's Stationery Office.

RODRIGUES, Publio Penna Firme. Parâmetros de Dosagem do Concreto. *Estudo Técnico n. 67.* Associação Brasileira de Cimento Portland - ABCP, jun. 1984.

RUSCH, Hubert. *Hormigón Armado y Hormigón Pretensado* [Stahlbeton - Spannbeton]. Barcelona, Comp. Ed. Continental, dic. 1975.

SADRAN, G. & DELLYES, R. Représentation linéaire de la resistence mécanique des ciments en function du temps. Application à la normalisation. *Revue des Matériaux de Construction.* Paris, (606):93-106, 1966.

SÁ, Paulo. *Os Números Representativos das Características de um Material.* Rio de Janeiro, Instituto Nacional de Tecnologia - INT, 1936. 21 p.

SCANDIUZZI, Luercio & ANDRIOLO, Francisco Rodrigues. *Concreto e seus Materiais: propriedades e ensaios.* São Paulo, Ed. Pini, 1986.

SILVA Jr., Jayme Ferreira da. Contribuição para o Estudo da Dosagem dos Concretos. *Revista Politécnica.* São Paulo, mai. 1944. p. 213-27.

SINDICATO NACIONAL DA INDÚSTRIA DO CIMENTO. Rio de Janeiro, 1980/81.

SOBRAL, Hernani Savio. A Generalização das Técnicas de Dosagem (Método de Powers). In: *Colóquio sobre Dosagem do Concreto.* São Paulo, mai. 1977. *Anais...* Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON, São Paulo, mai. 1977.

SPARKES, F.N. The Control of Concrete Quality: A Review of the Present Position. In: *Symposium on Mix Design and Quality Control of Concrete*. London, may 1954. *Proceedings...* Cement and Concrete Association-CCA. Londres, may 1954. p. 211-27.

TANGO, Carlos Eduardo de Siqueira. *Dosagem de Concreto*. São Paulo, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Construção Civil, 8 nov. 1977. 27 p.

--------. *Contribuição ao Estudo da Previsão da Resistência à Compressão de Cimentos e Concretos*. São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo-EPUSP, 1983. Dissertação de Mestrado.

TANGO, Carlos E. S. & HELENE, Paulo R. L. A Influência dos Agregados no Custo do m3 de Concreto. In: *Colóquio sobre Agregados para Concreto*. São Paulo, mai. 1979. *Anais...* Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON, São Paulo, mai. 1979. 20 p.

TAYLOR, W.H. *Concrete technology and practice*. New York, American Elsevier Publishing Company, INC., 1967.

TATTERSALL, G. H. *The Workability of Concrete*. London, Viewpoint Publications, 1978. 138 p.

THOMAS, F.G. Quality Control and its Effect on Structural Design. In: *Symposium on Mix Design and Quality Control of Concrete*. London, may 1954.*Proceedings...*Cement and Concrete Association-CCA. Londres, may 1954. p. 283-99.

TOBIO, J. M. Resistencia del hormigón en estructuras terminadas. *Informes de la Construcción*. Madrid, Instituto Eduardo Torroja - IET, (203):57-64, 1968.

TORRENT, R. I. The Log-Normal Distribution: A Better Fitness for the Results of Mechanical Testing of Materials. *Matériaux et Constructions*, Paris, 11(64): 235-45, 1979.

TORRES, Ary F. *Dosagem dos Concretos*. São Paulo, Escola Polytechnica de São Paulo, Laboratório de Ensaio de Materiaes - Boletim n. 1, jun. 1927. 63 p.

TORRES, Ary F. & ROSMAN, Carlos Eduardo. *Método para Dosagem Racional do Concreto*. São Paulo, Associação Brasileira de Cimento Portland - ABCP, 1956.

UNITED STATES. Department of Interior. Bureau of Reclamation. *Concrete Manual*. Washington D.C., 8 ed., 1975.

URIARTT, Adamastor. Notas sobre controle da resistência e condições de aceitação do concreto conforme NB-1/78. *Engenharia 2*. Porto Alegre, v. vi (18): 15-56, 1982.

VALLETTE, Roger. Composition des Bétons Mise au Point de la Question. *Annales de l'Institute Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*. Paris, série Béton, Béton Armé no. 2, no. 21, mai. 1948.

--------. *Manuel de Composition des Bétons. Méthode Experimentale Vallette*. Paris, Ed. Eyrolles, 1964.

VASCONCELOS, Augusto Carlos de. *O Concreto no Brasil. Recordes - Realizações - História*. São Paulo, Copiare, 1985.

WALKER, Stanton. Application of Theory of Probability to Design of Concrete for Strength Specifications. *Rock Products*. Chicago, 47(3): 70-4, mar. 1944.

WYNN, A.E. & ANDREWS, Edwart S. *Modern methods of concrete making*. London, Concrete Publications Limited, 2 ed. 1979.

ZAGOTTIS, Décio Leal de. *Introdução da Segurança no Projeto Estrutural*. São Paulo, EPUSP-PEF, 1974. 116 p.