

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
NORIE - NÚCLEO ORIENTADO PARA INOVAÇÃO DA EDIFICAÇÃO
TESE DE DOUTORADO

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE AS
PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS CONCRETOS DE
ALTA RESISTÊNCIA E CONVENCIONAIS COM
CINZA DE CASCA DE ARROZ**

GEMMA RODRIGUEZ BACCINO DE SENSALE

**Porto Alegre
Setembro de 2000**

Esta Tese foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelo Orientador e pelo Programa de Pós-Graduação

Profa. Denise C.C. Dal Molin

Orientadora

Prof. Francisco de P.S.L. Gastal

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Eng. Civil

BANCA EXAMINADORA:

- Profa. Denise C.C. Dal Molin (Orientadora)
D.Sc. pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

- Profa. Maria Luisa Cañas Martins
Dra. pela Universidade Politécnica de Madrid

- Prof. Luiz Roberto Prudente Jr.
D.Sc. pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

- Prof. Cláudio de Souza Kazmierczak
D.Sc. pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

- Prof. Hélio Adão Greven
Dr. pela Universidade de Hannover

AGRADECIMENTOS

Á Professora Denise Carpena Coitinho Dal Molin pelos ensinamentos, valiosa orientação, estímulo e amizade durante os anos de desenvolvimento deste trabalho.

Ao Professor José Luiz Duarte Ribeiro pela orientação do planejamento do trabalho experimental e a Cintya pela análise estatística dos resultados.

Aos Profs. do C.P.G.E.C. da UT.R.G.S.pelo inestimável conhecimento transmitido.

A Paulo e Michael, pela dedicação e eficiência no auxílio do desenvolvimento dos trabalhos de laboratório.

A meus filhos, Berardi e Sebastian, pela lavagem paciente de todos os agregados empregados neste trabalho, colaboração e paciência durante estes anos de Doutorado.

Ás empresas que doaram os materiais necessários para este trabalho.

Aos Professores da Faculdade de Química, Álvaro Momburu e Diano, pela gentileza e boa vontade com que realizaram alguns dos ensaios deste trabalho.

A Verónica, Silvana e Susana pela ajuda na realização das MEV.

Aos funcionários do C.P.G.E.C. da UF.R.G.S. pela colaboração cotidiana.

Aos colegas de Pós-Graduação, pelo convívio e amizade.

Ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, na pessoa de seu Coordenador, Prof Francisco de P. S.L. Gastal, pela atenção recebida.

Á Universidad de la República Oriental del Uruguay que tornou possível a realização deste Curso.

A CNPq cujos recursos financeiros colaboraram para o desenvolvimento deste trabalho.

A todos os que, de alguma forma, contribuíram para a realização do presente trabalho.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	1
1.1 IMPORTÂNCIA DA PESQUISA	1
1.2 OBJETIVOS DA PESQUISA	3
1.3 ESTRUTURA DA PESQUISA	4
1.4 ABRANGÊNCIA DA PESQUISA	5
2 CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA (CAR)	6
2.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE O CAR	6
2.2 UTILIZAÇÃO	8
2.3 MATERIAIS CONSTITUINTES	12
2.3.1 Cimento	12
2.3.2 Agregados	13
2.3.2.1 Agregados graúdos	13
2.3.2.2 Agregados miúdos	16
2.3.3 Água	16
2.3.4 Aditivos superplastificantes	16
2.3.5 Adições minerais	18
2.4 PROPRIEDADES DO CONCRETO ENDURECIDO DE ALTA RESISTÊNCIA ..	20
2.4.1 Resistência à compressão	20
2.4.2 Resistência à tração	24
2.4.3 Módulo de deformação	26
3 A CINZA DE CASCA DE ARROZ NO CONCRETO	29
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS SOBRE A CINZA DE CASCA DE ARROZ	29
3.2 HISTÓRICO, PRODUÇÃO, FONTES e UTILIZAÇÃO	31
3.3 CARACTERÍSTICAS DA CINZA DA CASCA DE ARROZ	38
3.4 FUNCIONAMENTO DA CINZA DE CASCA DE ARROZ NO CONCRETO	44
3.5 EFEITO DA CINZA DE CASCA DE ARROZ NOS CONCRETOS	53
3.5.1 Concreto no estado fresco	53
3.5.1.1 Consumo de água	53

3.5.1.2 Aspectos reológicos	54
3.5.1.3 Calor de hidratação	54
3.5.1.4 Fissuração por dessecação superficial ou retração plástica	55
3.5.2 Concreto no estado endurecido	56
3.5.2.1 Resistência à compressão	56
3.5.2.2 Resistência à tração	63
3.5.2.3 Módulo de deformação	64
4 PESQUISA EXPERIMENTAL	65
4.1 PLANEJAMENTO DOS ENSAIOS	65
4.1.1 Ensaio mecânicos	65
4.1.2 Ensaio da microestrutura	68
4.2 METODOLOGIA PARA EXECUÇÃO DOS ENSAIOS MECÂNICOS	68
4.2.1 Seleção e caracterização dos materiais	69
4.2.1.1 Cimento	69
4.2.1.2 Agregados	69
4.2.1.3 Água	71
4.2.1.4 Aditivo superplastificante	72
4.2.1.5 Cinza de casca de arroz	72
4.2.2 Proporcionamento dos materiais	74
4.2.3 Produção e preparo dos corpos-de-prova	76
4.3 METODOLOGIA PARA EXECUÇÃO DOS ENSAIOS DE MICROESTRUTURA ...	77
5 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	79
5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	79
5.2 ENSAIOS MECÂNICOS	79
5.3 ENSAIOS DA MICROESTRUTURA	79
6 ANÁLISE DOS RESULTADOS	88
6.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	88
6.2 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO	98
6.3 MÓDULO DE DEFORMAÇÃO	108

6.4	RELAÇÃO ENTRE AS PROPRIEDADES MECÂNICAS E A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	114
6.4.1	Relação entre resistência à tração e resistência à compressão	114
6.4.2	Relação entre módulo de deformação e resistência à compressão	117
6.5	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO COM DIFERENTES TIPOS DE CCA	119
6.5.1	Resistência à compressão de concretos com cinza residual	119
6.5.2	Comparativo da resistência à compressão de concretos com CCA obtida com controle de combustão e CCA residual	123
6.6	ANÁLISE A TRAVÉS DO ESTUDO DA MICROESTRUTURA DO CONCRETO	127
6.7	ÍNDICE DE ATIVIDADE POZOLÂNICA	144
7	CONSIDERAÇÕES FINAIS	149
7.1	CONCLUSÕES	149
7.1.1	Em relação à resistência à compressão	149
7.1.2	Em relação à resistência à tração	150
7.1.3	Em relação ao módulo de deformação	152
7.1.4	Relação entre as propriedades mecânicas e a resistência à compressão	153
7.1.5	Em relação à resistência à compressão com diferentes tipos de CCA	154
7.1.6	Em relação aos ensaios da microestrutura do concreto	156
7.2	SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	156
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	158

LISTA DE TABELAS

2.1	Evolução de resistências mecânicas em concretos	6
2.2	Limites superiores de especificações de resistência à compressão do concreto	7
2.3	Edifícios construídos com estrutura de aço, concreto e mista	9
2.4	Influência de agregados com origens mineralógicas diferentes nas propriedades mecânicas de CAR	15
2.5	Classificação de aditivos minerais para o concreto (MEHTA e MONTEIRO, 1994)	19
2.6	Resistência à compressão, em MPa, com diferente curas (DAL MOLIN, 1995)	22
3.1	Produção mundial de arroz e casca de arroz no ano 1990 (MEHTA, 1992)	30
3.2	Conteúdos típicos de cinza dos maiores resíduos de colheitas (MEHTA, 1992)	30
3.3	Classificação, composição e características das partículas de adições minerais usadas no cimento, ou de aditivos minerais para concreto (RILEM, 1983)	35
3.4	Composição química da cinza de casca de arroz, segundo diversos autores	39
3.5	Características de CCA de 3 origens diferentes (MEHTA, 1994)	42
3.6	Superfície específica e IAP com diferentes tempos de moagem (SANTOS, 1997)	44
3.7	Resultados de IAP (GAVA, 1999)	49
3.8	Características físicas e químicas de materiais empregados (ISAIA, 2000)	50
3.9	Propriedades mecânicas de concretos com cinza de casca de arroz no estado endurecido (MALHOTRA e MEHTA,1996; ZHANG e MALHOTRA, 1996).....	56
3.10	Resistência à compressão (MPa) em concretos (MEHTA, 1994)	57
3.11	Resistência à compressão (MPa) em concretos (ZHANG et al., 1996)	57
3.12	Resistência à compressão (MPa) em concretos (ISAIA, 1996)	58
3.13	Resistência à compressão (MPa) em concretos (SILVEIRA, 1996)	58
3.14	Resistência à compressão (MPa) em concretos com diferentes tipos e teores de CCA (CHAATVEERA e NIMITYONGSKUL, 1996)	59
3.15	Resistência à compressão (MPa) em concretos (SANTOS, 1997)	59

3.16 Resistência à compressão (MPa) em concretos de $a/(c+CCA)=0,50$ em diferentes idades (RODRIGUEZ e DAL MOLIN, 1999)	60
3.17 Resistência à compressão (MPa) aos 28 dias de idade em concretos com adição de CCA (ABREU et al., 1999)	61
3.18 Resistência à compressão (MPa) em concretos com CCA (FERREIRA, 1999)	62
3.19 Resistência à compressão (MPa) em concretos com CCA (GASTALDINI et al, 1999)	62
3.20 Resistência à compressão (MPa) em concretos (VAGHETTI, 1999)	63
3.21 Resistência à tração na flexão (MPa) aos 28 dias de idade de concretos com CCA (CHAATVEERA e NIMITYONGSKUL, 1996)	64
3.22 Resistência à tração na flexão (MPa) em concretos (SILVEIRA, 1996)	64
4.1 Variáveis a serem analisadas no programa experimental - ensaios mecânicos	66
4.2 Pontos a ensaiar em laboratório	67
4.3 Variáveis analisadas no programa experimental - ensaios da microestrutura	68
4.4 Métodos de ensaios para determinação das propriedades mecânicas	69
4.5 Caracterização do cimento e da cinza de casca de arroz utilizadas na confecção dos concretos	70
4.6 Caracterização do agregado miúdo	71
4.7 Caracterização do agregado graúdo	72
4.8 Tamanho médio de partículas dasCCA obtidos com diferentes tempos de moagem ...	73
4.9 Quantidade de materiais por m^3 de concreto	75
4.10 Teor de aditivo empregado e abatimentos obtidos	76
5.1 Resultados de ensaios de resistência à compressão	80
5.2 Resultados de ensaios de resistência à tração por compressão diametral	82
5.3 Resultados da resistência à tração por flexão aos 28 dias de idade	84
5.4 Resultados dos ensaios de módulo de deformação	85
5.5 Resultados de ensaios de resistência à compressão para as diferentes CCA estudadas aos 28 dias de idade	87
6.1 Resistência à compressão - Parâmetros estatísticos básicos	89
6.2 Codificação das variáveis	91
6.3 Codificação das variáveis no denominador	91
6.4 Parâmetros para o modelo de ajuste da resistência à compressão	91
6.5 Análise de variância do modelo de ajuste para resistência à compressão	92

6.6 Resistência à compressão - valores obtidos por MALHOTRA e MEHTA (1996), ZHANG e MALHOTRA (1996) e do modelo de ajuste	94
6.7 Resistência à compressão - valores obtidos por MEHTA (1994) e do modelo de ajuste aos 28 dias de idade- $f_{c\%CCA}/f_{c\ 0\%CCA}$ (%)	96
6.8 Resistência à tração - Parâmetros estatísticos básicos	99
6.9 Parâmetros para o modelo de ajuste da resistência à tração por compressão diametral	100
6.10 Parâmetros para o modelo de ajuste da resistência à tração por flexão	100
6.11 Análise de variância do modelo de ajuste para resistência à tração por compressão diametral (ft,D) e na flexão (ft,F)	102
6.12 Razão entre a resistência à tração por compressão diametral e a resistência à compressão do concreto (ft,D/ f_c)	104
6.13 Módulo de deformação - Parâmetros estatísticos básicos	109
6.14 Estimativa dos parâmetros para o modelo de ajuste de E_c	110
6.15 Análise de variância do modelo de ajuste do módulo de deformação	111
6.16 Resistência à compressão com CCA residual - Parâmetros estatísticos básicos	120
6.17 Valores de resistência à compressão aos 28 dias de idade de concretos com CCA residual obtidos por diferentes pesquisadores	122
6.18 Relação entre os valores de resistência à compressão aos 28 dias de idade com diferentes teores de CCA residual e os obtidos sem CCA por diferentes pesquisadores, $f_{c\%CCA}/f_{c\ 0\%CCA}$ (%)	122
6.19 Valores médios de resistência à compressão de concretos (MPa) com 0%, 10% e 20% de cinza de casca de arroz, aos 28 dias de idade	124
6.20 Comparação de grupos, para as três relações $a/(c+CCA)$ estudadas, com 10% e 20% de cinza de casca de arroz	125
6.21 Comparação de grupos, para as três relações $a/(c+CCA)$ estudadas	127
6.22 Índice de atividade pozolânica das CCA empregadas	147

LISTA DE FIGURAS

2.1	Custo do concreto por MPa de resistência	11
2.2	Aumento relativo, com o tempo, da resistência à compressão de concretos com diversas a/c	22
2.3	Variação da resistência à flexão em função da resistência característica à compressão segundo diferentes normas.....	26
2.4	Módulo de deformação em função da resistência à compressão	27
2.5	Variação do módulo de deformação conforme diferentes normas	28
3.1	Esquema do diagrama de fluxo da planta para produzir cinza de casca de arroz e vapor (MEHTA e PITT, 1976)	32
3.2	Aparelho para produzir cinza de casca de arroz, conjunto para empregos domésticos (MEHTA, 1983)	34
3.3	Variações nas características mineralógicas e físicas de cinzas de casca de arroz provenientes de processos de queima diferentes	40
3.4	Difratogramas de raios-X de cinzas de casca de arroz queimadas a diferentes temperaturas	41
3.5	(a) Representação esquemática de uma pasta de cimento Portland bem hidratada; (b) repr. esq. de uma pasta de cimento Portland + pozolana bem hidratada	45
3.6	Período efetivo de contribuição na resistência , MEHTA (1992)	46
3.7	Refinamento da pasta de cimento hidratado contendo cinza de casca de arroz	47
3.8	Efeito total, físico e pozolanico de misturas com CCA (ISAIA, 2000)	51
3.9	Porosidade da zona de transição entre agregado e pastas de cimento	53
3.10	Evolução do calor em pastas de cimento com cinza de casca de arroz	55
4.1	Difratograma de raios-X das CCA empregadas	73
4.2	Curvas granulométricas das CCA empregadas	74
5.1	Relação entre a resistência à compressão e a relação água/(cimento+CCA) para as diversas idades ensaiadas	81

5.2	Relação entre a resistência à compressão e idade para as diversas relações água/(cimento+CCA) ensaiadas	81
5.3	Relação entre a resistência à tração por compressão diametral (ft, D) e a relação água/(cimento+CCA) para as diversas idades ensaiadas	83
5.4	Relação entre a resistência à tração por compressão diametral (ft, D) e idade para as diversas relações água/(cimento+CCA) ensaiadas	83
5.5	Relação entre a resistência à tração na flexão (ft, F) e a relação água/(c+CCA)	84
5.6	Relação entre o módulo de deformação (E_c) e a relação água/(cimento+CCA) para as diversas idades ensaiadas	86
5.7	Relação entre o módulo de deformação (E_c) e idade para as diversas relações água/(cimento+CCA) ensaiadas	86
5.8	Relação entre a resistência à compressão e a relação água/(cimento+CCA) para as diferentes CCA estudadas aos 28 dias	87
6.1	Resistência à compressão em função da interação entre a relação água/(c+CCA) e a idade, para 10% CCA	93
6.2	Resistência à compressão aos 28 dias de idade, em função da interação entre a relação água/(c+CCA) e o teor de substituição de cinza de casca de arroz	96
6.3	Resistência à compressão em função da interação entre o teor de substituição de cinza de casca de arroz e a idade	97
6.4	Lei de comportamento geral com respeito ao efeito isolado da relação a/(c+CCA) sobre a resistência à tração por compressão diametral (ft,D) e por flexão (ft,F)	102
6.5	Resistência à tração por compressão diametral em função da interação entre a relação a/(c+CCA) e a idade	103
6.6	Resistência à tração por compressão diametral em função da interação entre o teor de CCA empregado e a idade	105
6.7	Resistência à tração aos 28 dias, em função da interação entre o teor de CCA empregado e a relação água/(c+CCA): (a) por compressão diametral (ft,D); (b) na flexão (ft,F)	107
6.8	Módulo de deformação em função da interação entre a/(c+CCA) e idade	112
6.9	Módulo de deformação em função da interação entre a/(c+CCA) e % de CCA	112
6.10	Módulo de deformação em função da interação entre o teor de CCA e a idade	113
6.11	Relações entre modelos de previsão de resistência à tração por compressão	

diametral (ft, D) a partir da resistência à compressão (f_c)	115
6.12 Relações entre modelos de previsão de resistência à tração na flexão(ft,F) a partir da resistência à compressão (f_c)	116
6.13 Relações entre modelos de previsão de módulo de deformação (E_c) a partir da resistência à compressão (f_c)	118
6.14 Resistência à compressão em função da interação entre a relação $a/(c+CCA)$ e o teor de CCA residual	121
6.15 Resistência à compressão em função do tipo de CCA e da relação $a/(c+CCA)$: (a) com 10% CCA; (b) com 20% de CCA	124
6.16 Resistência à compressão em função do tipo de CCA e o teor de CCA	125
6.17 Resistência à compressão em função do tipo de CCA e dos efeitos da relação $a/(c+CCA)$ e do teor de CCA	126
6.18 Imagens obtidas com MEV de concretos sem adição, com $a/c = 0,5$ com magnificação de : 50, 200, 500 e 2000, de cima para baixo	129
6.19 Imagens obtidas com MEV de concretos sem adição, com $a/c = 0,32$ com magnificação de: 50, 200, 500 e 2000, de cima para baixo	130
6.20 Imagens obtidas com MEV de concretos com $a/(c+CCA) = 0,5$ e $CCA=10\%$ com magnificação de : 50, 200, 500 e 2000, de cima para baixo	131
6.21 Imagens obtidas com MEV de concretos com $a/(c+CCA) = 0,5$ e $CCA=20\%$ com magnificação. de : 50, 200, 500 e 2000, de cima para baixo.....	132
6.22 Imagens obtidas com MEV de concretos com $a/(c+CCA) = 0,32$ e $CCA=10\%$ com magnificação de: 50, 200, 500 e 2000, de cima para baixo	133
6.23 Imagens obtidas com MEV de concretos com $a/(c+CCA) = 0,32$ e $CCA=20\%$ com magnificação de : 50, 200, 500 e 2000, de cima para baixo.....	134
6.24 Imagens obtidas com MEV de concreto com $a/(c+CCA) = 0,50$ e CCA residual, a 28 dias de idade, com magnificação de:50, 200, 500 e 2000, de cima para baixo	136
6.25 Imagens obtidas com MEV de concreto com $a/(c+CCA) = 0,32$ e CCA residual, a 28 dias de idade, com magnificação de: 50, 200, 500 e 2000, de cima para baixo	137
6.26 Difractogramas de raios-X para pastas de 1 dia de idade: (a) $a/c = 0,50$; (b) $a/c = 0,32$	138
6.27 Difractogramas de raios-X para pastas de 1 dia de idade e $a/c=0,50$:	

(a) sem CCA ; (b) com 20% de CCA proveniente dos Estados Unidos (USA).....	139
6.28 Difratoogramas de raios-X para pastas de 28 dias de idade	
(a) $a/c = 0,50$; (b) $a/c = 0,32$	140
6.29 Difratoogramas de raios-X para pastas de 28 dias de idade com $a/c=0,50$	
(a) sem CCA ; (b) com 10% de CCA (USA) ; (c) com 20% de CCA (USA)	141
6.30 Difratoogramas de raios-X para pastas de 28 dias de idade e $a/c=0,32$:	
(a) sem CCA ; (b) com 10% de CCA proveniente dos Estados Unidos (USA).....	142
6.31 Difratoogramas de raios-X para pastas de 28 dias de idade e $a/c=0,50$:	
(a) sem cinza de casca de arroz; (b) com 10% de cinza de casca de arroz residual....	144
6.32 Difratoogramas de raios-X para pastas de 28 dias de idade e $a/c=0,50$:	
(a)sem CCA ; (b) com 10% de cinza de casca de arroz obtida	
com controle de combustão; (c) com 10% de cinza residual	145
6.33 Difratoogramas de raios-X para pastas de 180 dias de idade e $a/c=0,50$:	
(a)sem CCA ; (b) com 10% de cinza de casca de arroz obtida	
com controle de combustão; (c) com 10% de cinza residual	146

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

$a/(c+CCA)$	relação água/(cimento + cinza de casca de arroz), em massa
a/c	relação água/cimento
a/agl	relação água/aglomerante
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
Agc	codificação da relação $a/(c+CCA)$ no denominado
Agcim	codificação da relação $a/(c+CCA)$
ANM	Anteprojeto de Norma Mercosul
ANOVA	análise de variância
ASTM	American Society for Testing Materials
$Ca(OH)_2$	hidróxido de cálcio
C_2S	silicato bicálcico
C_3S	silicato tricálcico
CSA	Canadian Standards Association
C_3A	aluminato tricálcico
C_4AF	ferroaluminato tetracálcico
CAR	concreto de alta resistência
CCA	cinza de casca de arroz
CCA (%)	teor de cinza de casca de arroz
CCA0	concreto com 0% de cinza de casca de arroz
CCA USA	cinza de casca de arroz proveniente dos Estados Unidos
CCA UI	cinza de casca de arroz proveniente do Uruguai
CEB	Comité Euro-international du Beton
CP	cimento Portland
C-S-H	silicato de cálcio hidratado
cvar	coeficiente de variação
E_c	módulo de deformação do concreto
F	Distribuição F
f_c	resistência á compressão do concreto
f_{ck}	resistência característica à compressão do concreto aos 28 dias de idade
$f_{cm}(t)$	resistência média à compressão do concreto aos t dias de idade

f_{c28}	resistência média à compressão aos 28 dias de idade
f_t	resistência à tração do concreto
$f_{t,D}$	resistência à tração por compressão diametral do concreto
$f_{t,F}$	resistência à tração na flexão do concreto
GDL	graus de liberdade
id	idade, em dias
IAP	índice de atividade pozolânica
MEV	microscópio eletrônico de varrido
ND	não determinado
NM	Norma Mercosul
NS	Norwegian Standard
MQ	média dos quadrados
r	coeficiente de correlação
r^2	coeficiente de determinação
SQ	soma dos quadrados
t	idade, em dias
USA	Estados Unidos de América
USA 0%	concreto com 0% de cinza de casca de arroz proveniente dos Estados Unidos
USA 5%	concreto com 5% de cinza de casca de arroz proveniente dos Estados Unidos
USA 10%	concreto com 10% de cinza de casca de arroz proveniente dos Estados Unidos
USA 15%	concreto com 15% de cinza de casca de arroz proveniente dos Estados Unidos
USA 20%	concreto com 20% de cinza de casca de arroz proveniente dos Estados Unidos
USA10	concreto com 10% de cinza de casca de arroz proveniente dos Estados Unidos
USA20	concreto com 20% de cinza de casca de arroz proveniente dos Estados Unidos
UI	Uruguai
UI10	concreto com 10% de cinza de casca de arroz proveniente do Uruguai
UI20	concreto com 20% de cinza de casca de arroz proveniente do Uruguai
α	constante, empregada em item 6.1
β	constante, empregada em item 6.1
$\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_k$	parâmetros, empregados em cap. 6

RESUMO

Entre os diversos resíduos e subprodutos existentes a possibilidade da utilização da cinza de casca de arroz como adição em CAR é, atualmente, extremamente significativa para o Brasil, e em particular para o Rio Grande do Sul que é um dos maiores produtores do país, e para Uruguai pois o arroz é o cultivo agrícola de maior produção atualmente, pois gera serios problemas ambientais nos dois países devido a que atualmente não tem uma aplicação definida.

No Brasil, a experiência com CAR é grande. O número de pesquisas publicadas sob este material foi crescendo nos últimos anos, e pelas potencialidades de seu emprego, verifica-se um grande campo de ação e um futuro promissor para ele. No Uruguai não há experiência nenhuma. Devido a esses fatos, impõe-se que sejam desenvolvidas pesquisas para a obtenção e análises de CAR com materiais e técnicos nacionais.

Nesta pesquisa, estuda-se influência da incorporação de cinza de casca de arroz nas propriedades mecânicas de concretos de alta resistência, e de concretos convencionais com vistas a definir algumas propriedades básicas do material: resistência à compressão, resistência à tração, módulo de deformação, verificando a influência da idade, relação água/(cimento+cinza de casca de arroz) e do percentual de adição. Em conjunto com os ensaios de laboratório normalmente executados, realiza-se uma investigação da microestrutura utilizando-se microscópio eletrônico de varredura e difração de raios-X para o melhor entendimento do seu comportamento mecânico. Adicionalmente é feito um estudo da influência do processo de queima da cinza de casca de arroz, utilizando-se cinza de casca de arroz obtida sem controle de temperatura, comparando os resultados dos concretos com cinza obtida por combustão controlada.

Os principais resultados obtidos na pesquisa mostram que o concreto com cinza de casca de arroz possui excelente comportamento mecânico, melhor resistência à compressão aos 91 dias de idade que os concretos de controle, resistência à tração na compressão diametral e na flexão e módulo de deformação semelhantes aos concretos de controle. O emprego de cinza de casca de arroz residual na produção de concretos mostrou sua potencialidade como material cimentício suplementar.

ABSTRACT

Amongst the different residues and byproducts the possibility of using rice-husk ash as addition in high strength concrete (HSC) is, presently, of great significance for Brazil and specifically for Rio Grande do Sul which is one of the largest rice producing regions of the country, and for Uruguay in which rice is at present the largest agricultural crop, because it generates serious environmental problems for both countries and it has not definite use.

In Brazil the expertise using HSC is great. The number of research publications involving this material have been growing over the last few years given the potential for its use revealing a large area of application and a promising future for this product. In Uruguay there is no expertise at all. Due to this it is necessary to carry out research in order to obtain and analyse HSC with national materials and technology.

In this research the influence of incorporating rice-husk ash on the mechanical properties of both high strength and conventional concrete is studied in order to define some basic properties of the material such as compression strength, tensile strength and elasticity modulus; and to investigate the influence of age, water/(cement+rice-husk ash) factor and the percentage added. Together with the laboratory test usually carried out an investigation of the microstructure was carried out using a Scanning Electron Microscope and X-ray diffraction in order to understand better the mechanical behavior of this material. In addition a study was carried out on the relative importance of the combustion process used to produce the ash, using RHA obtained without temperature control, comparing the results with RHA obtained using controlled combustion.

The main results obtained from the research study show that the concrete with rice-husk ash had excellent mechanical behaviour, better compressive strength than the control concrete at 91 days, and its resistance to splitting tensile, modulus of rupture and modulus of elasticity was similar to those of control concrete. The use of residual rice-husk ash in the production of structural concrete show its potentiality as supplementary cementing material to produce concrete.

1 INTRODUÇÃO

1.1 IMPORTÂNCIA DA PESQUISA

NEVILLE (1992), ao comentar as perspectivas do concreto para o ano 2000, salienta que o cimento é um material muito caro, e que, portanto, no futuro, devem ser empregados, cada vez mais, materiais alternativos adicionados ao cimento, como a escória, a cinza volante, a cinza de casca de arroz e a sílica ativa, bem como suas combinações, que podem produzir concretos mais econômicos e com melhor desempenho.

Nos últimos anos, tem-se verificado um crescente número de trabalhos voltados para a utilização e aproveitamento de resíduos industriais, agrícolas e de usinas termoelétricas em concretos convencionais e de alto desempenho. Diferentes materiais, com propriedades pozolânicas, têm-se destacado no campo do concreto de alto desempenho (CAD); pode-se citar, por exemplo a cinza volante, a sílica ativa, a escória granulada de alto-forno e a cinza de casca de arroz. No Brasil, diversos trabalhos demonstraram o potencial de utilização desses materiais (GUEDERT, 1989; MORAES, 1990; WOLF, 1991; FARIAS, 1990; ISAIA, 1991; KULAKOWSKI, 1994; VIEIRA, 1994; ISAIA, 1995; FORNASIER, 1995; DAL MOLIN, 1995; SILVEIRA, 1996; SANTOS, 1997; GAVA, 1999; RODRIGUEZ e DAL MOLIN, 1998a; RODRIGUEZ e DAL MOLIN, 1998b; RODRIGUEZ e DAL MOLIN, 1999; SANTOS et al., 1999; FERREIRA, 1999; VAGHETTI, 1999; HASPARYK, 1999; entre outros).

Milhares de toneladas desses resíduos e subprodutos industriais são produzidos anualmente, tornando o estudo sobre suas características e possíveis aplicações prioritário, uma vez que a utilização dos mesmos representa benefícios técnicos, econômicos, energéticos e ecológicos.

Entre os diversos resíduos e subprodutos existentes a possibilidade da utilização da cinza de casca de arroz na produção de concretos estruturais é extremamente significativa para o Brasil, que é um dos maiores produtores mundiais, onde a produção de arroz na safra 1998/1999 chegou a 11.289.100 toneladas, segundo dados do MINISTÉRIO DE AGRICULTURA (1999), bem como para Uruguai pois o arroz é o cultivo agrícola de maior produção atualmente, onde, no ano 1999, a produção foi de 1.300.000 toneladas de arroz.

O arroz é uma das plantas que contém grande quantidade de silicatos, principalmente na casca. Sendo considerada um resíduo, não serve para alimentação de animais pois tem

poucas propriedades nutricionais. Somado a isto, possui uma superfície irregular e abrasiva, sendo muito resistente à degradação natural, fato que gera sérios problemas de acúmulo. A maneira mais usual de reduzir a quantidade deste resíduo é com a queima a céu aberto, onde obtêm-se cinza que agride o ambiente através da poluição aérea, do solo ou de mananciais aquíferos. Cada tonelada de arroz em casca produz cerca de 200 kg de casca, o que por combustão produz aproximadamente 40 kg de cinza; ou seja, quando sofre combustão, perto de 20% da casca é convertida em cinza MEHTA (1992). Conforme o autor não há outro resíduo agrícola com maior quantidade de cinza quando é queimado.

Devido à crescente preocupação com a poluição ambiental, a queima a céu aberto é proibida em muitos países pois é prejudicial à saúde, e na sociedade atual levando em consideração a conservação da energia e de recursos naturais, o descarte de resíduos livre de poluição tem despertado o interesse na pesquisa e desenvolvimento de métodos para produzir energia e produtos industriais úteis dos resíduos de colheitas.

A obtenção da cinza de casca de arroz, hoje, no Brasil e Uruguai, é apenas o resultado do processo de secagem dos grãos utilizados pelas indústrias beneficiadoras, sendo um resíduo sem aplicação definida. Acumular estes resíduos em aterros representa uma perda de material e causa sérios problemas de poluição ambiental. O descarte como agregado para concreto ou em subleito de rodovias é um aproveitamento menos nobre que não utiliza o potencial deste produto como material suplementar de cimentos e concretos, conforme MALHOTRA e MEHTA (1996). Tanto as vantagens técnicas que a utilização da cinza de casca de arroz promove em quase todas as características dos concretos estruturais, como os benefícios sociais relacionados com a redução de problemas de deposição no meio ambiente, servem, cada vez mais, de estímulo ao desenvolvimento de pesquisas que investiguem as potencialidades desse material. Devido a esses fatos, dentro do contexto atual de aproveitamento de resíduos e geração de novos materiais, esta pesquisa pretende contribuir para o futuro emprego da cinza de casca de arroz em concretos convencionais e de alta resistência (resistências acima de 40 MPa).

No Brasil a experiência com CAR tem crescido, nos últimos anos, pelas potencialidades de emprego. Impõe-se que sejam desenvolvidas pesquisas para a obtenção e análises de CAR com materiais e técnicas nacionais (DAL MOLIN, 1995), motivo pelo qual justifica-se a realização desta Tese pois contribuirá para viabilizar a utilização de cinza de casca de arroz nestes concretos, deixando de ser esta cinza um resíduo para ser um subproduto. Vale a pena lembrar que, na década de 80, no mundo, os resíduos das indústrias

de produção de silício e ferro-silício (sílica-ativa), causadores de grande poluição, não tinham aplicação; depois das pesquisas feitas sobre a durabilidade e as propriedades mecânicas de concretos de alta resistência com e sem emprego de sílica ativa, a mesma deixou de ser um resíduo para ser um subproduto que se comercializa em diversos países e seu preço é muito maior que o preço do cimento Portland, sendo governado pela demanda e não pelo custo de sua produção. Da mesma forma, nos países onde há muita produção de arroz, conforme NEVILLE e AITCIN (1998), pode-se esperar que num futuro próximo o mesmo aconteça com a cinza de casca de arroz.

1.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

A obtenção de concretos de alta resistência pode ser feita de diferentes formas: redução da relação água/cimento, adição de pozolanas, cura em autoclave, emprego de novas técnicas de compactação, entre outras. Uma das formas mais usuais é o concreto de cimento com adição de sílica ativa e relação água/aglomerante mais baixa que a dos concretos convencionais, com emprego de superplastificantes, sendo possível produzir assim concretos que apresentem resistência à compressão superior a 100 MPa (MEHTA e AITCIN, 1990). No Brasil, a experiência que tem-se com CAR é desta forma, havendo muitas pesquisas publicadas (MORAES, 1990; ALMEIDA, 1990; WOLF, 1991; OLIVEIRA et al., 1991; DUCATTI e AGOPYAN, 1993; RAMIRES, 1993; SILVA FILHO, 1993; KULAKOWSKI, 1994; VIEIRA, 1994; ALMEIDA et al., 1995; DAL MOLIN, 1995; ISAIA, 1995; FORNASIER, 1995; SILVEIRA e DAL MOLIN, 1995; ISAIA, 1996; CAÑAS MARTINS, 1997; FIGUEIREDO, 2000; entre outros) que fizeram possível a produção e emprego deste material em obras; no Uruguai não há experiência nenhuma.

A cinza de casca de arroz é uma adição mineral para o concreto; quando é produzida por combustão controlada pode resultar em uma pozolana altamente reativa (RILEM, 1988; MEHTA e MONTEIRO, 1994; MALHOTRA e MEHTA, 1996), contribuindo para o aumento da resistência mecânica mesmo nas idades iniciais do concreto.

Devido a esses fatos esta pesquisa tem como objetivo principal estudar a influência da incorporação de cinza de casca de arroz nas propriedades mecânicas de concretos de alta resistência, e de concretos convencionais, com vistas a definir algumas propriedades básicas do material: resistência à compressão, resistência à tração e módulo de deformação, verificando a influência da idade, relação água/(cimento+cinza de casca de arroz) e do percentual de adição.

Tem-se como objetivo secundário fornecer subsídios para o estabelecimento de alguns parâmetros relativos ao comportamento do concreto de alta resistência produzido com cinza de casca de arroz e, desta forma, contribuir para a sua normalização e utilização, deixando de ser esta cinza um resíduo sem aplicação. Também é feito um estudo da importância relativa ao efeito do tipo de cinza de casca de arroz pois, na bibliografia (MEHTA e MONTEIRO, 1994; MALHOTRA e MEHTA, 1996), fala-se do aumento da resistência dos concretos com adição de cinza de casca de arroz obtida com controle de combustão, e não se tem estudos comparativos dos resultados em concretos com cinza obtida sem controle.

1.3 ESTRUTURA DA PESQUISA

O trabalho está dividido em sete capítulos.

No primeiro capítulo consta a introdução, os objetivos e estrutura desta pesquisa.

No segundo capítulo apresentam-se considerações sobre os concreto de alta resistência, utilização, características relativas aos materiais constituintes e, também , propriedades no estado endurecido dando enfoque às propriedades mecânicas, objeto da parte experimental desta pesquisa.

No terceiro capítulo faz-se a revisão bibliográfica sobre a utilização de cinza de casca de arroz em concretos, apresenta-se características desta cinza, o funcionamento quando emprega-se no concreto e os efeitos gerados, tanto no concreto fresco como no endurecido, com ênfase nas propriedades a estudar .

No quarto capítulo apresenta-se a parte experimental da pesquisa, descrevendo-se o planejamento e metodologia de execução dos ensaios mecânicos e da microestrutura. As variáveis analisadas são o tipo de cinza de casca de arroz, obtida pela combustão controlada ou não controlada em fornos industriais, a relação água/(cimento + cinza de casca de arroz), a idade, e a quantidade de cinza de casca de arroz adicionada à mistura.

Nos capítulos quinto e sexto são apresentados os resultados obtidos, e realiza-se a análise dos resultados dos ensaios mecânicos e da microestrutura, respectivamente.

Finalmente, no sétimo capítulo, apresentam-se as conclusões finais do trabalho, assim como as sugestões para futuras pesquisas.

1.4 ABRANGÊNCIA DA PESQUISA

Para investigar as características mecânicas do concreto de alta resistência, e convencionais, com cinza de casca de arroz, optou-se por trabalhar com algumas de suas propriedades básicas: resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral, resistência à tração na flexão, e módulo de deformação.

Dos muitos fatores que influenciam as propriedades mecânicas do concreto, foi necessário eleger alguns e limitar o número de variáveis, fixando-se os demais; pois num programa experimental à medida em que o número de variáveis a serem avaliadas aumenta, o número de combinações de tratamentos cresce muito rapidamente, inviabilizando sua execução. Assim, o estudo na tese restringe-se ao efeito dos seguintes fatores: tipo de cinza de casca de arroz, relação água/(cimento + cinza de casca de arroz), idade, e teor de cinza de casca de arroz.

Em conjunto com os ensaios mecânicos normalmente empregados, foi feito um estudo da microestrutura aos efeitos de justificar as variações obtidas no comportamento das diferentes misturas. Das várias técnicas de caracterização que podem ser usadas para o estudo da microestrutura do concreto, optou-se pelas técnicas de observação diretas através de microscopia eletrônica de varredura por elétrons secundários, e indireta através de difração de raios-X, pois fornece informações sobre a microestrutura cristalina dos materiais, complementando as análises realizadas com microscopia eletrônica.

Quanto ao planejamento dos ensaios, como quase sempre os experimentos com materiais de construção envolvem muitos fatores, sendo necessário estudar o efeito interligado destes fatores ou variáveis sobre a resposta do experimento, normalmente é feito um estudo de todas as combinações possíveis entre as variáveis envolvidas; mais na medida em que o número de fatores ou variáveis do projeto aumenta, o número de combinações de tratamentos cresce muito rapidamente, sendo que, em um determinado momento, é necessário limitar as variáveis, seja por questões econômicas, de tempo ou trabalho envolvido. Desta forma, o fracionamento de projetos surge como uma alternativa onde só uma fração das combinações é ensaiada (MONTGOMERY, 1986; NANNI e RIBEIRO, 1992). DAL MOLIN (1995), tendo realizado a parte experimental de forma integral, verificou que a técnica estatística de fracionamento de projeto poderia ser utilizada sem prejuízo das conclusões e modelagem do comportamento dos concretos ensaiados, motivo pelo qual nesta pesquisa foi feito o fracionamento do projeto.

2 CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA (CAR)

2.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE O CAR

Na TABELA 2.1 apresenta-se a evolução da resistência mecânica nos concretos produzidos, conforme OLIVARES et al. (1998), onde observa-se que a partir de 1990 há registros de concretos lançados em obra com resistências acima de 100 MPa. Dita evolução foi possível devido ao desenvolvimento da tecnologia dos materiais.

TABELA 2.1 Evolução de resistências mecânicas em concretos (OLIVARES, 1998)

Data	Resistência máxima à compressão (MPa)			
Ano	Na obra	Laboratório	Emprego	Referencia
1900-1925	05-19			
1918		28	Concreto 1:2:4	(1)
1925-1950	20-25			
1954-1960	>35	>35	Inicia-se o emprego de CAR em obras	(2)
1950-1965	35-42		Edifícios de mais de 100m. de altura	(3)
1965-1970	42-52		Edifícios de mais de 200m. de altura	(4)
1965		120-143	(K.Waltz): a 6 semanas de idade, cura em autoclave	
1967		80-90(28dias) 100-130(1ano)	(S.Kimura) concretos de alta ou altíssima resist. a compr., a/c=0,24-0,25 vibrado 10-20 minutos	
1970-1990	52-63		Edifícios de 250m. de altura	(5)
A partir de 1990	84-133		Vários edifícios de mais de 200m.de alt. em Chicago, Cleveland, Seattle, Houston, Atlanta	
Referências: (1) 58 Tecnical Paper do USBS, apud OLIVARES, 1998 (2) S.Erntroy: H.A.R. Simposium em Londres (1954). J.Moreno: Reunião Anual do ACI em Atlanta (1982) (3) "EXECUTIVE HOUSE" e "MARINA CITY", (Chicago). "PLACE VICTORIA", (Montreal) (4) "LAKE POINT TOWER", (Chicago); "ONE SHELL PLAZA", (Houston) (5) "WATER TOWER PLACE", 250 m. de altura (Chicago, Cleveland)				

A terminologia “concreto de alta resistência” está relacionada à expressão inglesa *high strength concrete*, e refere-se ao grupo de concretos que atendem determinados critérios de resistência. Ao longo do tempo o significado de “alta resistência” se modificou, seu conceito também varia de acordo com a região, a depender da maior ou menor facilidade de produção deste tipo de concreto. Por isso, ainda não há um consenso referente ao valor limite a partir do qual o concreto deixaria de ser convencional. Na Noruega, um dos pioneiros do uso de CAR, o limite adotado é de 55 MPa enquanto que para o FIP-CEB 197 (1990) é de 60 MPa, e de acordo com o ACI 363 (1991) é de 41 MPa, por exemplo. Observa-se que, conforme PAULTRE e MITCHELL (1998), o código do ACI (1995) não adota limites superiores de resistência à compressão, embora, conforme a TABELA 2.2 existam limites de 80 até 115 MPa. Os códigos Canadense (CSA, 1994) e de Nova Zelândia (NZS, 1995) adotam limites inferiores de resistência à compressão para projeto sísmico de concreto armado. Na comparação entre as máximas resistências, vale a pena observar que a resistência à compressão é determinada por uma grande variedade de corpos-de-prova normalizados.

TABELA 2.2 Limites superiores de especificações ou resistência à compressão do concreto (PAULTRE e MITCHELL ,1998)

Região	Código	Data	Resist. caract. à compres. (MPa)	Corpos-de-prova (mm)
Europa	CEB-FIP MC-90	1991	80	Cil. 150x300
França	BAEL	1996	80	Cil.152x304
Alemanha	DIN	1994	115	Cubo 200
Canada	CSA A23.3	1994	80/55*	Cil. 150x300 Cil. 100x200
U.S.A.	ACI 318-95	1995	Não limita	Cil.152x304
Nova Zelândia	NZS 3101	1995	100/70*	Cil.152x304
Noruega	NS 3473	1992	105 94	Cubo 100 Cil.150x300
Países Baixos	CUR e NEX	1994	105	Cubo 150
Suiça	BBK	1994	80	Cubo 150

* Nos elementos dúcteis no projeto sísmico

Sobre o CAR existe uma bibliografia bastante ampla que, até 1995, DAL MOLIN (1995) apresenta na sua Tese de Doutorado. O interesse na área de concretos de alta resistência foi aumentando no tempo, até considerar o concreto de alta resistência como uma classe particular de concreto de alto desempenho (MORENO, 1998; HERMOSO, 1998; BREITENBUCHER, 1998), pois além da característica de ter alta resistência, tem maior durabilidade (AGUADO et al., 1998; BREITENBUCHER, 1998), motivo pelo, qual nos últimos anos, aumentou o número de eventos sobre o assunto. Em fevereiro de 1998, na Espanha, foi realizado o *Primeiro Simposium Nacional de Concretos de Altas Prestaciones* onde, dos 40 trabalhos apresentados, SALDIVAR et al. (1998), APARICIO et al.(1998), AZPARREN et al.(1998), CUTILLAS et al. (1998), BERNAT et. al. (1998), AGUADO et al. (1998) tratam especificamente o tema dos concretos de alta resistência. No *Ist International Congress of Concrete Technology*, realizado em Buenos Aires em junho de 1998, sete trabalhos tratam o tema de concretos de alto desempenho; e em Agosto de 1998, no *Structural Engineering World Wide (SEWC)* três seções são dedicadas exclusivamente a concretos de alto desempenho, onde apresentaram-se quinze trabalhos. No Brasil, em 1996, Florianópolis foi sede do *I INTERNATIONAL CONGRESS ON HIGH-PERFORMANCE CONCRETE, AND PERFORMANCE AND QUALITY OF CONCRETE STRUCTURES*, e em Junho de 1999, Gramado foi sede do *II INTERNATIONAL CONGRESS*, propiciando uma maior difusão das pesquisas feitas na área.

No Brasil, há muitas pesquisas desenvolvidas sobre CAR (MORAES, 1990; ALMEIDA, 1990; WOLF, 1991; OLIVEIRA et al., 1991; ISAIA, 1991; DUCATTI e AGOPYAN, 1993; RAMIRES, 1993; SILVA FILHO, 1993; KULAKOWSKI, 1994; VIEIRA, 1994; ALMEIDA et al., 1995; DAL MOLIN, 1995; ISAIA, 1995; FORNASIER, 1995; SILVEIRA e DAL MOLIN, 1995; ISAIA, 1996; CAÑAS MARTINS, 1997; SANTOS, 1997; VAGHETTI, 1999; FIGUEIREDO, 2000; entre outros); das quais SILVEIRA (1996), SANTOS (1997) e FERREIRA (1999) enfocam a utilização de cinza de casca de arroz em concretos e argamassas, enquanto ISAIA (1995), ISAIA (1996), GASTALDINI et al. (1999) e VAGHETTI (1999) estudam em concretos também cinza volante, sílica ativa, misturas binárias e ternárias.

2.2 UTILIZAÇÃO

Conforme HERMOSO (1998a), da relação dos “cem edifícios mais altos do mundo” apresentada pelo Council on Tall Buildings and Urban Habitat (1998), na qual acham-se

17 construídos até os anos 70, 27 nos anos 80, e 42 nos anos 90, o percentual de edifícios construídos com estrutura de aço, concreto e mista apresentado na TABELA 2.3 mostra que não só ocorreu um decréscimo do percentual de edifícios construídos com estrutura metálica e um aumento dos edifícios de estrutura de concreto, mais também que o número destes últimos chegou a ser superior ao número dos edifícios de estrutura de aço.

TABELA 2.3 Edifícios construídos com estrutura de aço, concreto e mista

Década	No. de edifícios	Aço (%)	Concreto (%)	Mista (%)
70	17	76	12	12
80	27	41	15	44
90	42	28	36	36

Nos edifícios altos, as vantagens da utilização de estrutura de CAR frente à estrutura metálica são apresentadas por HERMOSO (1998 b):

- maior rigidez e, portanto, melhor comportamento frente a ações horizontais;
- maior amortecimento intrínseco;
- menor custo do material;
- facilidade de acesso aos materiais constitutivos do CAR ao contrario dos elementos metálicos, pois em algumas ocasiões, condições locais e de mercado dificultam o acesso a eles em quantidade necessária;
- fácil conservação, sobretudo em estruturas expostas à ação de agentes do meio ambiente;
- melhor comportamento frente ao fogo.

Em relação aos argumentos apresentados, HERMOSO (1998b) complementa colocando que a tipologia metálica tem, basicamente, uma maior rapidez de execução, embora outros pesquisadores (MEHTA e MONTEIRO, 1994) afirmam ser o CAR de execução mais rápida.

Um dos edifícios mais altos do mundo, “Petronas Towers”, com 450 metros, localizado em Kuala Lumpur, Malaysia, foi finalizado em 1998; nele a resistência do concreto empregado varia em função da altura, sendo de 80 MPa desde a fundação até o andar 23, de 60 MPa do andar 24 até o 61, e 40 MPa até o andar 84, pois o emprego de CAR possibilita a transmissão de carregamentos verticais através dos pilares com menor custo que com elementos metálicos, obtendo-se menores seções que com concreto convencional e, portanto, maior espaço útil no edifício (HERMOSO, 1998b).

Um estudo feito por MAYER (1991) relativo a pilares de 1.00x1.00m, suportando o mesmo carregamento, com concreto de $f_{ck} = 45$ MPa comparativamente a pilares de $f_{ck} = 85$ MPa, mostra que a quantia de aço foi 31% inferior com $f_{ck} = 85$ MPa, e também que com a mesma quantia de aço obtêm-se uma redução das dimensões dos pilares de 36% empregando $f_{ck} = 85$ MPa, o que resulta em um aumento do espaço útil. BREITENBÜCHER (1998) apresenta um exemplo da viabilidade técnica da utilização do CAR em edifícios altos levando em consideração a estrutura de aço da Sears Tower, em Chicago, USA, que tem uma altura de 443m; para um pilar do edifício, com uma carga $P=30$ MN da estrutura de aço, acha que a seção transversal incluindo a proteção necessária frente ao fogo é maior que 80x80 cm, embora com a mesma carga um pilar de CAR com $f_{ck}=145$ MPa com percentual de armadura de 4,5% tem uma seção de 80x80 cm.

Conforme HERMOSO (1988b), nos edifícios altos, as vantagens da utilização de estrutura de CAR frente à estrutura de concreto normal (com resistência menor ou igual a 50 MPa) são as seguintes:

- menores seções de pilares (elementos dimensionados basicamente para esforços de compressão);
- módulo de deformação mais elevado e, conseqüentemente, deformação menor de elementos estruturais horizontais (vigas e lajes), para uma mesma seção;
- menor peso próprio global da estrutura, o que traz uma redução da fundação;
- redução do prazo de execução da obra, considerando menor tempo de desenforma;
- aumento da vida útil da estrutura do edifício (o aumento da resistência do concreto leva associado uma maior compacidade e, portanto, uma maior resistência frente a ataque de agentes agressivos externos ao mesmo).

Em relação aos argumentos apresentados, o concreto convencional apresenta um melhor conhecimento tecnológico e um preço unitário inferior, embora o custo total da estrutura não seja reduzido na mesma proporção, pois os volumes de concreto empregados são superiores HERMOSO (1998b).

BREITENBÜCHER (1998) apresenta um exemplo da viabilidade técnica da utilização do CAR em edifícios altos frente ao concreto convencional considerando primeiramente pilares de seção transversal igual, para pilares de 1 x 1 m submetidos a uma carga $P=21$ MN empregando concreto convencional de $f_{ck}=45$ MPa obtém um porcentual de armadura de

4%, embora com o emprego de CAR de $f_{ck}=85\text{MPa}$ é necessário 1,23%, observando que a diminuição da quantidade de aço possibilita uma melhor colocação do concreto nas formas. Logo, considerando uma quantidade de aço de 4%, calcula um pilar com concreto de $f_{ck}=85\text{MPa}$ achando uma diminuição da seção transversal do pilar de 35% em relação ao concreto de $f_{ck}=45\text{MPa}$, pelo que conclue que empregando CAR tem-se ganhos relativos a espaço útil.

Além da viabilidade técnica, utilizando CAR pode-se obter uma boa relação custo/benefício em relação ao concreto convencional. HUSNI et al. (1998) apresentam, na FIGURA 2.1, a diminuição do custo por unidade de resistência do concreto, em função da resistência à compressão, onde evidencia-se a conveniência de empregar CAR. Os autores observam que na fabricação dos concretos só foram empregados materiais tradicionais, adicionando aditivos superfluidificantes, e não empregaram nenhuma adição mineral, também indicam que além dos materiais, mão de obra e equipes disponíveis que foram considerados nos custos, não resulta simples para o projetista estrutural fazer a análise das conseqüências econômicas da escolha no conjunto da estrutura, devido a quantidade de variáveis que tem-se, sendo algumas favoráveis e outras não.

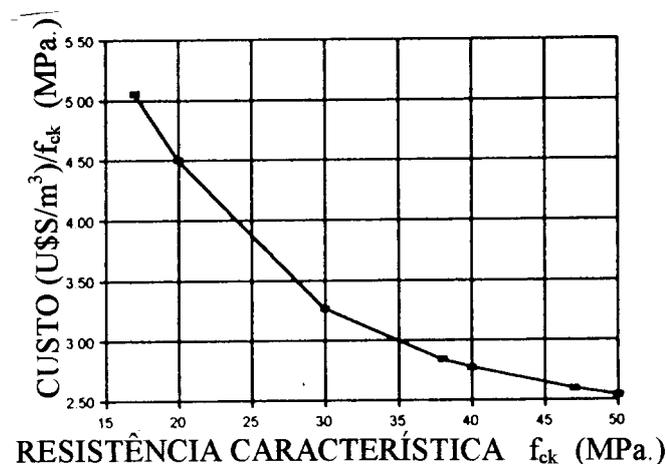


FIGURA 2.1 Custo do concreto por MPa de resistência (HUSNI et al., 1998)

Além da utilização do CAR em edifícios altos, o mesmo tem grande campo de aplicação em pontes, pelas seguintes vantagens, citadas por CARPENTER (apud PETERMAN e CARRASQUILLO, 1986) e por BERNAT et al. (1998):

- maior resistência à compressão por unidade de custo, peso e volume;
- maior resistência à tração, que é importante no controle de projeto de elementos protendidos;
- maior módulo de deformação, que é indicado quando deflexões controlam o projeto;

- redução da espessura de fissuras;
- redução das perdas diferenciais de elementos protendidos;
- redução das flechas instantâneas e fluência.

Outras aplicações do CAR são relatadas na bibliografia (DAL MOLIN, 1995; ASPARREN et al., 1998; HUE GARCIA, 1998; SUSTERSIC et al., 1999; KAGAYA et al., 1999; BALBO, 1999; SHEHATA, 1999; DA SILVA e ROCA, 1999; ONG et al., 1999; entre outros).

ALMEIDA et al. (1995) apresentam exemplos de obras em concreto de alta resistência realizadas no Brasil, evidenciando que os CAR vem sendo utilizados em prédios comerciais e públicos, recuperação estrutural, lajes, bases de máquinas, plataformas “off-shore”, pavimentos de aeroporto, estruturas marítimas, tanques e silos, barragens, pontes, paredes diafragma, estacas, vigas, anéis e aduelas pré-moldadas, reservatórios, revestimentos, pisos industriais, entre outros, fazendo a seguinte apreciação genérica: *“se o volume ainda não é grande, pelo menos a diversidade de uso assim certamente já pode ser considerada”*.

2.3 MATERIAIS CONSTITUÍNTES

Na literatura (ALMEIDA, 1990; MEHTA e AITCIN, 1990; HERRERO NUNEZ, 1992; MEHTA e MONTEIRO, 1994; DAL MOLIN, 1995; NAWY, 1996; TORALLES, 1996; ALMEIDA, 1997; NEVILLE, 1997; DE LARRARD, 1997; entre outros) existe consenso de que nos concretos de alta resistência algumas características e propriedades dos materiais constituíntes afetam o comportamento dos mesmos. A seguir apresentam-se alguns aspectos, considerados importantes, em relação a estes materiais.

2.3.1 Cimento

ALMEIDA (1990) comenta que a escolha de parâmetros relativos ao cimento para produção de CAR é muito importante, pois este componente influencia tanto na resistência da pasta quanto na intensidade da aderência pasta-agregado.

De acordo com TORALLES (1996), na escolha do cimento para CAR os parâmetros principais são a finura e a composição química.

Um cimento Portland de maior finura fornece aumento na resistência inicial do concreto, pois a superfície em contacto com a água é maior e o processo de hidratação

desenvolve-se mais rapidamente; entretanto, a maior finura leva a problemas reológicos como aceleração das reações químicas nas primeiras idades, em particular a formação de etringita, um sulfoaluminato de cálcio hidratado, que imobiliza grandes quantidades de água livre por absorção superficial, levando a uma redução da trabalhabilidade (MEHTA e AITCIN, 1990).

A finura afeta propriedades como: a velocidade de hidratação, a trabalhabilidade, a consistência, a resistência, a fissuração e a quantidade de ar ocluído, pelo que conforme TORALLES (1996) nos CAR não é recomendável empregar cimentos de muita finura. Conforme NAWY (1996) uma maior finura influi positivamente na resistência inicial do concreto, mais o ganho de resistência com a idade é marginal.

Quanto à composição química, entre dois cimentos da mesma finura, para a obtenção de CAR é importante ter um conteúdo elevado de C_3S e C_2S , conforme BERNSTSON et al.(1990).

De acordo com ALAEJOS (1993), para a obtenção de CAR o cimento não tem que ser especial, mais deve haver uniformidade no processo de fabricação com o objetivo de evitar problemas de eficiência com os superplastificantes.

Em relação à dosagem de CAR, em geral o consumo de cimento encontra-se entre 400 e 500 kg/m^3 , sendo um valor razoável perto de 450 kg/m^3 , conforme TORALLES (1996). Dita autora observa também que quando trabalha-se perto do limite mínimo da relação água/aglomerante e do teor de aditivo superplastificante pode-se, para melhorar a consistência, acrescentar uma quantidade de cimento acima do ótimo que fornece máxima resistência; como consequência é possível acrescentar mais água mantendo a mesma relação água/aglomerante e também aumentar o consumo de pasta, o que melhora a trabalhabilidade da mistura.

Finalmente, conforme diversos pesquisadores (NAWY, 1996; TORALLES, 1996) os cimentos para produção de CAR devem atender a duas exigências fundamentais: adequado desenvolvimento da resistência e apropriado comportamento reológico (perda de propriedades no tempo, cura, compatibilidade com a adição, etc...)

2.3.2 Agregados

2.3.2.1 Agregados graúdos

Para a produção de concretos de alta resistência o agregado deve ser muito selecionado.

MEHTA e MONTEIRO (1994) e ACI 363 (1991) apontam, como limite máximo da dimensão máxima característica do agregado, valores de 19mm até 25 mm. Entretanto, de acordo com diversos pesquisadores (GJORV, 1992; NEVILLE e AITCIN, 1998), a dimensão máxima característica do agregado de 10 a 14 mm é a mais adequada devido a duas razões. Primeiro, com um tamanho máximo pequeno, as tensões diferenciais na interface pasta-agregado são pequenas. Segundo, pequenas partículas de agregado não são tão longas como partículas maiores, em decorrência da fragmentação da rocha que normalmente remove as partículas alongadas, com controle de tensões (NEVILLE e AITCIN, 1998). O mesmo corrobora AITCIN (1989 a), apontando que pela observação de superfícies de ruptura de concretos de alta resistência com agregados graúdos de dimensão máxima característica de 10mm, evidencia-se fratura de grãos através de sua massa, embora com agregados graúdos de dimensão máxima característica de 14mm ocorra um melhor comportamento dos grãos na interface pasta de cimento-agregado.

Conforme NAWY (1996), quanto maior é a resistência desejada, menor deve ser a dimensão máxima característica do agregado a empregar; assim, para concretos de resistência até 62 MPa, a dimensão máxima característica do agregado sugerida é de 19mm, enquanto que para maiores resistências recomenda empregar 12.7-9.5mm. Para CAR com resistência maior de 138 MPa o autor indica não empregar agregado graúdo de dimensão máxima característica maior do que 9.5mm .

De acordo com HERRERO NUNES (1992), para obtenção de CAR, os agregados devem proceder de rochas com módulo de deformação superior a 40 GPa, e tanto maior quanto mais alta seja a resistência desejada, uma vez que o comportamento do concreto de alta resistência é muito influenciado pelas propriedades elásticas do agregado graúdo; assim, para obter um concreto com resistência superior a 100 MPa, foi determinado experimentalmente que necessita-se um módulo de deformação de 65 GPa ou maior para o agregado. Conforme ALMEIDA (1994), *“enquanto alguns autores consideram que para a obtenção de CAR são necessários agregados com módulo de deformação elevado, outros consideram que a concentração de tensões em torno dos agregados é provocada exatamente pela diferença de módulos de deformação, sendo então mais interessante, do ponto de vista das altas resistências à compressão, a utilização de agregados com módulo de deformação semelhante ao da pasta ou argamassa do concreto”*.

Nos concretos de alta resistência, conforme MEHTA e AITCIN (1990), a resistência última é governada pelo agregado graúdo, e as características mecânicas destes agregados

vinculam-se a sua origem mineralógica. A TABELA 2.4 apresenta algumas características dos agregados conforme sua origem, resultado das pesquisas feitas por diferentes autores para concretos de alta resistência. Devido a que os concretos fabricados com estes agregados correspondem a diferentes dimensões máximas características, diferentes conteúdos de cimento e adições minerais, e relação água/cimento, não se pode realizar uma comparação direta dos resultados, mas observa-se que: os de origem basáltica, diabásico e bauxita tem maior resistencia à compressão e módulo de deformação; os calcários apresentam grande variação nos resultados (TORALLES,1996).

TABELA 2.4 Influência de agregados com origens mineralógicas diferentes nas propriedades mecânicas de CAR (TORALLES, 1996).

Referências	Tipo de Agregado	Dimensão máxima (mm)	Resist. à compr.(MPa)	Resist. à flexão (MPa)	Módulo de def. (GPa)
Mehta e Aitcin (1990)	diabásico	10	100.4	-	36.6
	silicoso	10	92.1	-	33.8
	calcário	10	97.3	-	37.9
	granito	14	84.8	-	31.7
Baalbaki et al. (1991)	calcário	10	98	-	40
	quartzito	10	90.8	-	48
	arenito	10	102	-	31
Giaccio et al. (1992)	basalto	19	91.9	12.3	55.4
	granito	19	80	11.0	42.4
	calcário	19	61.9	11.9	46.1
Lingard e Smeplass (1992)	bauxita	10	140.6	-	59.5
	quartzito	10	120.1	-	42.4
	quartzo-diadorito	10	115.8	-	38.7
	gnaisse-granito	10	121	-	35.4
	basalto	10	134.3	-	39.6
	calcário	10	97.4	-	31.4

NEVILLE e AITCIN (1998) recomendam, para obtenção de CAR, o emprego de agregado graúdo com as seguintes características: absolutamente limpo, livre de impurezas, com forma equidimensional, cúbico, com pequeno teor de partículas lamelares, 100%

procedente de trituração, sem problemas de reação química do tipo álcali-agregado e com um mínimo de partículas alongadas e lisas.

ALMEIDA (1994) realizou estudos relativos à influência da lavagem dos agregados na resistência à compressão dos concretos, concluindo que a limpeza proporciona elevação da resistência da ordem de 10% no caso de lavagem conjunta da brita e areia e isto é atribuído à melhoria da aderência agregado-pasta de cimento.

2.3.2.2 Agregados miúdos

PETERMAN e CARRASQUILLO (1986) recomendam o emprego de agregado miúdo procedente de rio com conteúdo mínimo de finos, pois os procedentes de trituração, embora forneçam maiores resistências por aderência, também demandam maior quantidade de água e isto tem um efeito negativo na resistência que é menor que com o anterior.

Conforme TORALLES (1996), os CAR resultam em uma quantidade de finos maior que a dos concretos convencionais em função do elevado consumo de cimento, sendo desejável o emprego de areias com módulo de finura mais elevado, normalmente próximo de 3. MEHTA e AITCIN (1990) citam como módulo de finura adequado para o agregado miúdo valores de 2.5 a 3, enquanto NAWY (1996) sugere valores de 2.5-3.2 para melhorar a trabalhabilidade, uma vez que baixos valores diminuem a trabalhabilidade e aumentam a demanda de água .

2.3.3 Água

As exigências sobre a qualidade da água para a produção de concretos de alta resistência não são maiores que as dos concretos convencionais. A potabilidade da água é suficiente para sua utilização em obra (ALAEJOS, 1993). De acordo com a EHE (1999), da “Comisión Permanente del Hormigón” da Espanha, quando a qualidade da água é duvidosa deve ser feita sua análise e os resultados devem ser comparados com as especificações da norma.

2.3.4 Aditivos superplastificantes

A NBR 11778 (1992) define os aditivos como *“produtos que adicionados em pequena quantidade (menos que 5% sobre a massa de cimento) a concretos de cimentos Portland, modificam algumas de suas propriedades, no sentido de melhor adequá-las a determinadas condições”*.

Os superplastificantes são aditivos redutores de água mas de efeito significativamente mais intenso que os plastificantes; a diferença entre os plastificantes e superplastificantes é que, quando comparados a uma mistura de concreto de referência de uma determinada consistência, o primeiro deve ser capaz de reduzir o consumo de água em pelo menos 5% e o último em pelo menos 12% (NBR 11768, 1992). A ASTM C 494 (1992) se refere aos superplastificantes como “redutores de água de alta eficiência”. Conforme GAGNÉ et al. (1996), os superplastificantes são polímeros que podem interagir física e quimicamente com as partículas de cimento, e são essenciais para a produção de CAR pois a alta concentração de partículas de cimento na água de mistura necessita relativamente altas quantidades de superplastificante para completar a defloculação e dispersar as partículas de cimento.

COLLEPARDI (1994), MALHOTRA (1997) e NAGATAKI (1998) fizeram revisões relativas ao desenvolvimento de várias tecnologias onde empregam-se aditivos superplastificantes.

Conforme MEHTA (1999), das quatro categorias em que os superplastificantes podem ser agrupados de acordo com sua composição química, os condensados de formaldeído melamina sulfonados e os condensados de formaldeído naftaleno sulfonados são os mais empregados pois apresentam maior eficiência e menor incidência de efeitos colaterais. Na década de sessenta foram desenvolvidos no Japão os produtos baseados em naftaleno sulfonados, e paralelamente os de melamina sulfonados foram introduzidos na Alemanha Oeste, mas as primeiras aplicações ocorreram na década de setenta; os primeiros apresentam um conteúdo de sólidos perto de 42% e uma massa específica de 1200 kg/m^3 , enquanto os segundos geralmente tem 20% de conteúdo de sólidos e uma massa específica de 1100 kg/m^3 .

No Brasil, as condições exigíveis dos materiais a serem utilizados como aditivos superplastificantes para concreto encontram-se especificadas na norma NBR 11768 (1992).

A dosagem do superplastificante é relativamente complexa pelas implicações no custo, reologia do concreto fresco e propriedades mecânicas a baixas idades. Assim, ao empregar aditivos superplastificantes devem ser considerados vários aspectos em relação aos efeitos gerados no estado fresco e no estado endurecido.

Em relação ao concreto no estado fresco, conforme SPONHOLZ (1998), a grande dificuldade da propagação do uso dos aditivos superplastificantes no Brasil é a alta taxa de perda de consistência inicial com o tempo, motivo pelo qual diversas pesquisas estão sendo realizadas incentivadas pelos fabricantes de aditivos; isto também ocorre no Uruguai. Os fatores que afetam a consistência inicial e a taxa de perda de consistência em concretos com

aditivos superplastificantes, são: tipo de aditivo, dosagem e momento de colocação na mistura, temperatura, umidade, procedimento de mistura (tempo total de mistura, tipo de betoneira e velocidade de mistura), tipo de cimento, consistência inicial do concreto e presença de outros aditivos além do superplastificante (RAMACHANDRAN et al., 1989); uma forma de recuperar a perda de consistência com o tempo é a redosagem com superplastificantes em diferentes intervalos de tempo.

Quanto ao teor de superplastificante, existe consenso na literatura (GAGNÉ et al., 1996; TORALLES, 1996; NEVILLE, 1997; entre outros) com relação à existência de uma dosagem ótima para os aditivos superplastificantes e para as combinações cimento-superplastificante. A dosagem ótima define-se pelo chamado ponto de saturação, que é o ponto a partir do qual não há ganho na fluidez, podendo ocorrer, em alguns casos, aumento na viscosidade da mistura ou segregação.

No concreto no estado fresco também há que levar em consideração que a consistência inicial não aumenta linearmente com a dosagem de aditivo superplastificante, existe um limite de consistência acima do qual ocorre segregação. Conforme SPONHOLZ (1998), os aditivos superplastificantes em excesso normalmente retardam o tempo de início e fim da pega, motivo pelo qual o período de retardo de pega continua sendo um dos grandes problemas gerado pela utilização de altas dosagens como forma de obter a consistência desejada e reduzir a perda de consistência com o tempo. Para NEVILLE (1997), entretanto, os superplastificantes não alteram o tempo de pega do concreto, exceto quando são usados com cimentos de baixo teor de C_3A , onde pode haver retardamento excessivo.

Com relação à influência dos superplastificantes nas propriedades do concreto no estado endurecido não existe consenso do meio técnico, razão pela qual diversas pesquisas estão sendo realizadas, incentivadas pelos fabricantes de aditivos. Conforme NEVILLE (1997), foram observados aumentos de resistência de até 20% aos 28 dias, mas este comportamento não foi confirmado como geral, sendo importante que nunca foi observada redução de resistência a longo prazo.

2.3.5 Adições minerais

Conforme MEHTA e MONTEIRO (1994) as adições minerais são materiais silicosos finamente moídos, adicionados ao concreto em quantidades relativamente grandes. Devido a considerações de ordem econômica e durabilidade, elas são geralmente empregadas como substituínte parcial do cimento Portland no concreto (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

Algumas adições minerais são pozolânicas, algumas são cimentantes, e outras são tanto cimentantes como pozolânicas, conforme a classificação de MEHTA e MONTEIRO (1994) apresentada na TABELA 2.5.

TABELA 2.5 Classificação de adições minerais para o concreto (MEHTA e MONTEIRO, 1994)

CLASSIFICAÇÃO	ADIÇÕES MINERAIS
Cimentantes e Pozolânicos	Escória granulada de alto forno (cimentante) Cinza volante com alto teor de cálcio (cim. e pozolânica)
Pozolanas altamente reativas	Sílica ativa Cinza de casca de arroz
Pozolanas Comuns	Cinza volante de baixo teor de cálcio Materiais naturais
Pozolanas pouco reativas	Escória de alto-forno resfriada lentamente, cinza de grelha, escória, cinza de casca de arroz queimada em campo

A ASTM C618 (1978) e a NBR 12653 (1992) definem “pozolana” como um material que, por si só, possui pouca ou nenhuma atividade cimentícea mas que, quando finamente dividido e na presença de água, reage com o hidróxido de cálcio a temperatura ambiente para formar compostos com propriedades cimentantes.

Vale a pena observar que na TABELA 2.5 a sílica ativa e a cinza de casca de arroz são consideradas pozolanas altamente reativas, mais conforme MALHOTRA e MEHTA (1996) nesta classificação também encontra-se o metacaulim. Com relação às pozolanas altamente reativas (MEHTA e MONTEIRO, 1994) comentam que mesmo presentes em quantidades baixas, estas adições são “*capazes de consumir quase completamente o hidróxido de cálcio presente na pasta de cimento, sendo por isso excelentes não só por melhorar a resistência do concreto ao ataque ácido como também ao ataque por sulfato*”, sendo também “*capazes de produzir resistência elevada no concreto, tanto nas primeiras idades quanto nas idades posteriores, especialmente quando um agente redutor de água foi adicionado para reduzir o consumo de água*” motivo pelo qual tem-se mostrado mais efetivas na produção de CAR que outras adições minerais.

Conforme DAL MOLIN (1995), o emprego de pozolanas altamente reativas tem-se mostrado mais efetivo no aumento da resistência pois, além do efeito químico, atuam fisicamente densificando a matriz e a zona de transição.

Misturas binárias e ternárias de adições minerais também tem sido pesquisadas na produção de CAR (ISAIA, 1995; ISAIA, 1996; GASTALDINI et al., 1999; VAGHETTI, 1999). AITCIN apud METHA(1999) comenta que há um crescimento no emprego das misturas ternárias de cinzas, cinza volante, sílica ativa, metacaulim e cinza de casca de arroz, pois estas melhoram as propriedades do concreto no estado fresco e endurecido e também fornecem concretos mais econômicos.

Neste trabalho apresenta-se, no Capítulo 3, um aprofundamento da utilização de cinza de casca de arroz em concretos.

2.4 PROPRIEDADES DO CONCRETO ENDURECIDO DE ALTA RESISTÊNCIA

Praticamente todas as propriedades, tanto mecânicas como relativas à durabilidade, são alteradas nos concretos de alta resistência. Neste item serão abordadas apenas as propriedades estudadas no programa experimental (capítulo 4, 5 e 6).

2.4.1 Resistência à compressão

Embora na prática o concreto seja submetido simultaneamente a uma combinação de esforços de compressão, cisalhamento e tração em duas ou mais direções, os ensaios de compressão uniaxial são de fácil execução no laboratório, e conforme MEHTA e MONTEIRO (1994), a resistência à compressão uniaxial do concreto, aos 28 dias de idade, determinada através de um ensaio padrão, é aceita universalmente como um índice geral da resistência do concreto. Conforme DAL MOLIN (1995), a resistência à compressão é normalmente considerada como a propriedade mais importante do concreto, pois ela está diretamente relacionada com a estrutura interna do material, fornecendo uma estimativa do desempenho do concreto tanto em termos mecânicos como, indiretamente, da sua durabilidade.

O valor da resistência à compressão uniaxial do concreto é obtido ensaiando-se corpos-de-prova cilíndricos no Mercosul e nos Estados Unidos, embora, dependendo da normalização vigente de cada país, adotem-se diferentes tamanhos e formatos.

Para ensaio de corpos-de-prova de concreto de alta resistência normalmente utilizam-se dimensões menores que as do corpo-de-prova padrão fixado pela norma, em função da capacidade da prensa de ensaio, pois não se deve ultrapassar 80% da capacidade dessas máquinas (NEVILLE, 1997). Conforme SHAH e AHMAD (1994) para romper um corpo-de-

prova cilíndrico de 15x30cm de 150 MPa, seria necessária uma máquina de ensaio de 4.0 MN de capacidade, e a pequena capacidade das máquinas comuns de ensaio (1,3 MN) em relação ao demandado pelo CAR justifica o emprego de corpos-de-prova menores que o padrão (15 x 30 cm).

Mantendo a razão altura/diâmetro igual a 2, se o concreto é ensaiado a compressão empregando-se corpos-de-prova cilíndricos, quanto maior é o diâmetro menor a resistência (BAALBAKI et al., 1992; DAY, 1994; MEHTA e MONTEIRO, 1994; entre outros). Para uma mesma resistência, a redução da distância entre os pratos (menor altura do corpo-de-prova) provoca uma redução da tensão cisalhante e da deformação lateral. Como a ruptura é retardada quando há ação conjunta de tensões de compressão e cisalhamento, pois ela ocorre devido à tensão de tração transversal, o cilindro pequeno tende a fornecer resultados maiores.

MONTEIRO e MEHTA (1994) mostram que, em relação ao corpo-de-prova padrão cilíndrico de 15 por 30 cm, as resistências médias de corpos-de-prova cilíndricos de 5 por 10 cm e 7.5 por 15 cm foram 108 e 106%, respectivamente. Para concretos de 84 a 116 MPa, estudando o efeito da redução do tamanho de corpos-de-prova cilíndricos de diâmetro 15x30 para 10x20 cm, BAALBAKI et al (1992) acham a seguinte relação:

$$f'_{c150} = 0.93f'_{c100} + 1.1 \quad (MPa)$$

Conforme NEVILLE (1997), são satisfatórios para os ensaios de resistência à compressão de CAR os corpos-de-prova cilíndricos com diâmetro 10 cm e altura 20cm, não só pela limitação da capacidade da prensa de ensaio, mas também porque a dimensão máxima característica do agregado graúdo geralmente é menor do que 12mm.

Outro aspecto que diferencia o CAR é a evolução da resistência à compressão com a idade. NEVILLE (1997) aponta que misturas com relação água/cimento baixa têm aumento de resistência mais rápido, expresso em porcentagem da resistência a longo prazo, do que as misturas com relação água/cimento maior (FIGURA 2.2); isso é devido ao fato de que nas primeiras idades, os grãos de cimento estão mais próximos uns dos outros e se forma mais rapidamente um sistema contínuo.

Na TABELA 2.6 apresentam-se os resultados obtidos por DAL MOLIN (1995) relativos à evolução da resistência à compressão de CAR com a idade e com diferentes tipos de cura. O efeito das condições de cura leva a variações na resistência à compressão; estudando a autora a perda percentual média da resistência à compressão dos concretos

submetidos à cura ambiente em relação aos submetidos à cura úmida observa uma queda maior da resistência em concretos com relações água/cimento mais elevadas.

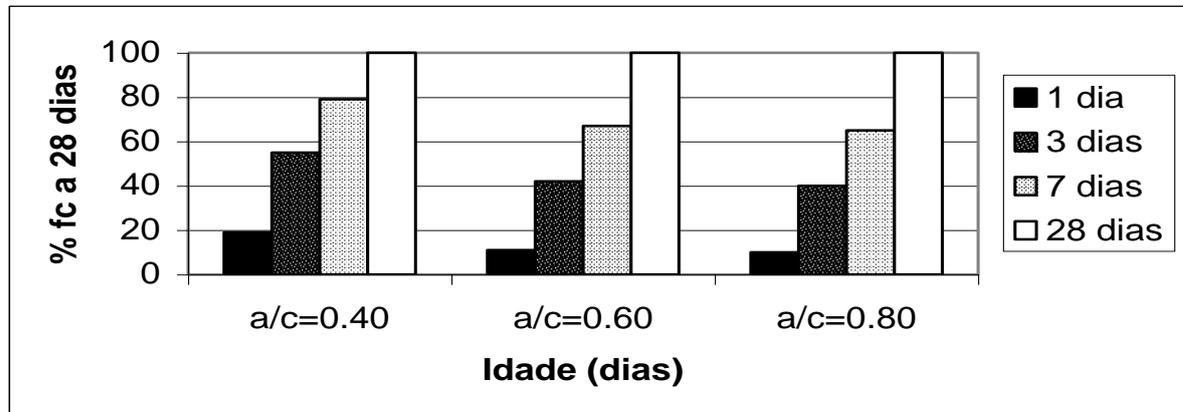


FIGURA 2.2 Aumento relativo, com o tempo, da resistência à compressão de concretos com diversas relações água/cimento feitos com cimento Portland comum (MEYER, 1963 apud NEVILLE, 1997)

TABELA 2.6 Resistência à compressão, em MPa, de concretos com diferentes tipos de cura (DAL MOLIN, 1995)

a/c	CURA	1 dia	3 dias	7 dias	28 dias	63 dias	91 dias
0,25	úmida	33,8	55,5	68,9	81,7	85,0	89,9
	ambiente	35,5	55,4	66,1	74,5	75,7	75,5
0,28	úmida	28,1	46,8	61,2	72,9	75,8	79,1
	ambiente	28,9	47,3	58,8	67,7	66,6	71,0
0,32	úmida	24,8	40,3	48,9	64,2	69,4	72,7
	ambiente	25,3	39,1	49,4	60,5	64,5	66,8
0,37	úmida	23,2	33,7	45,9	56,0	59,1	64,2
	ambiente	22,6	31,4	44,3	52,2	54,8	58,5
0,43	úmida	20,6	30,6	40,1	49,4	54,2	60,3
	ambiente	19,7	29,9	38,3	45,5	46,7	46,8
0,50	úmida	16,8	27,1	34,1	44,3	46,0	51,5
	ambiente	17,4	26,7	32,7	39,9	42,2	43,4

Quando é feito o ensaio de resistência à compressão, a superfície do topo do corpo-de-prova cilíndrico que entra em contato com o prato da prensa não é totalmente regular nem perfeitamente plana, podendo surgir concentrações de tensões, reduzindo a resistência do

concreto, sendo esta redução muito maior nos concretos de alta resistência (GONNERMAN apud NEVILLE, 1997). Existem diversas formas possíveis de superar o inconveniente das superfícies irregulares dos corpos-de-prova, entre as quais: a) capeamento dos topos, b) esmerilhamento, c) uso de um calço como berço entre os pratos da prensa e o corpo-de-prova; NEVILLE (1997) apresenta resultados com vários tipos de calços (placa de madeira laminada com 8mm de espessura, e placa de plástico com 25 mm de espessura) e não recomenda-se o uso de calço porque produz uma redução da resistência média do concreto em relação aos valores obtidos com corpos-de-prova capeados ou esmerilhados; o esmerilhamento até a obtenção de uma superfície plana e perpendicular às geratrizes, com abrasão, conduz a resultados muito satisfatórios mas é muito caro; enquanto que o capeamento com material adequado não prejudica a resistência e fornece menor dispersão de resultados em relação a corpos-de-prova sem capeamento. Nos concretos de alta resistência a influência do material de capeamento é muito maior do que no caso de concretos convencionais. Para DAL MOLIN (1995), se a resistência à compressão ou módulo de deformação do material de capeamento for menor que o do corpo-de-prova de concreto, as cargas aplicadas através do capeamento não serão transmitidas uniformemente, resultando em uma grande variabilidade nos resultados. Isto normalmente acontece com a utilização do capeamento tradicional de enxofre, o que levou à realização de diversas pesquisas sobre o assunto (BOULAY et al., 1992; FERNANDEZ GOMEZ et al., 1998; e outros). FERNANDEZ GOMEZ et al. (1998), estudando o efeito do capeamento em corpos-de-prova cilíndricos e cúbicos de concreto de alta resistência, concluem que com o emprego de capeamento não aderente que consiste em uma placa de elastômero (neoprene) encaixada em um alojamento metálico (aço) obtêm-se tensões médias de compressão 6% maiores que com o capeamento de enxofre de alta resistência, mas para concretos com resistência maior de 50 MPa, acham mais aconselhável o emprego de enxofre pela sua facilidade de aplicação. Conforme NEVILLE (1997), a variabilidade dos resultados de ensaios em corpos-de-prova com capeamento não aderente é menor do que com os capeamentos padronizados. Para BOULAY et al. (1992), a retificação mecânica, apesar de ser a melhor solução, possui limitações de custos e mão-de-obra, sendo sugerido o método da caixa de areia; ao comparar diversos capeamentos, os autores concluem que o emprego de enxofre não é apropriado para os CAR, e os resultados obtidos com a caixa de areia podem-se igualar à retificação mecânica, embora o método ainda necessite ajustes e pesquisas (determinação da influência do espaçamento da areia, otimização das dimensões e materiais da caixa, e outros).

2.4.2 Resistência à tração

São três os tipos de ensaios para determinar a resistência à tração do concreto: tração direta, tração por compressão diametral e tração na flexão. Considerando a dificuldade na aplicação direta de uma força de tração sem excentricidade, sendo difícil evitar tensões secundárias como as induzidas pelos dispositivos de fixação do corpo-de-prova no ensaio de tração direta, os outros dois tipos de ensaios de resistência à tração são considerados a seguir.

O Comité Mercosul de Normalização tem aprovadas duas normas relativas à determinação da resistência à tração do concreto:

NM 8 (1994) - resistência à tração por compressão diametral (ft, D)

NM 55 (1996) - resistência à tração na flexão (ft, F).

No ensaio de determinação da resistência à tração por compressão diametral, um corpo-de-prova cilíndrico de concreto é colocado com o eixo na horizontal entre os pratos da prensa, aplicando-se carga até a ruptura por tração indireta, na forma de fendilhamento segundo o plano diametral vertical. A NM 8 (1994) especifica que se usem tiras de chapa dura de fibra de madeira, isentas de defeitos, de comprimento igual ao da geratriz do corpo-de-prova e seção transversal com dimensões definidas na norma, as quais devem ser usadas para uma determinação apenas. Conforme NEVILLE (1997), quando não se usam as tiras, que ele chama “*calços*”, obtêm-se valores de resistência à tração por compressão diametral mais baixos, tipicamente 8%.

Comparado com o ensaio de tração direta, o ensaio de tração por compressão diametral superestima a resistência à tração do concreto de 10 a 15% (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

No ensaio de determinação da resistência à tração na flexão emprega-se um prisma de concreto que é submetido à flexão, como uma viga simplesmente apoiada, com duas cargas concentradas nos terços do vão. A tensão de tração teórica máxima atingida na borda inferior do prisma é denominada módulo de ruptura. Quando a ruptura ocorre no terço médio do prisma, calcula-se o módulo de ruptura segundo a teoria da elasticidade. A norma mercosul NM 55 (1996) não considera ruptura fora do terço médio.

A expressão do módulo de ruptura é qualificada como teórica porque se baseia na teoria de uma viga elástica, na qual há proporcionalidade entre tensões e deformações, admitindo-se que a tensão de tração na seção é proporcional à distância à linha neutra. Na verdade, existe um aumento progressivo da deformação, com o aumento da deformação, com

tensões maiores do que cerca da metade da resistência. Em consequência a forma da curva real, perto da ruptura, é parabólica e não triangular, e devido a isso os ensaios de módulo de ruptura tendem a superestimar a resistência à tração. MEHTA e MONTEIRO (1994) mostram que no CAR o módulo de ruptura é de 50 a 60% maior que a resistência à tração direta.

NEVILLE (1997) apresenta as diferenças existentes relativas à influência da condição de umidade durante os dois ensaios apresentados, pois um prisma deixado seco antes do ensaio tem um módulo de ruptura menor do que outro ensaiado em condição úmida, enquanto que a resistência de cilindros ensaiados à tração por compressão diametral não é influenciada pela umidade.

ROSSI et al. (1992) estudaram o efeito do tamanho do corpo-de-prova sobre os ensaios de resistência à tração, e confirmaram a redução da resistência à tração e variabilidade dos resultados com o aumento do tamanho do corpo-de-prova, sendo a redução da resistência tanto maior quanto menor é a resistência à compressão do concreto. Essa diferença é pequena em concretos de resistência muito alta (> 100 MPa).

Conforme MEHTA e MONTEIRO (1994), as resistências à compressão e à tração estão relacionadas, mas dita relação não é direta, pois “*o quociente da relação entre resistência à tração e resistência à compressão depende do nível geral da resistência à compressão; quanto maior a resistência à compressão, menor será a relação*”. Conforme dados fornecidos por PRICE apud MEHTA e MONTEIRO (1994), parece que a razão entre a resistência à tração direta/compressão é 10 a 11% para concreto de baixa resistência, 8 a 9% para concreto de média resistência e 7% para concreto de alta resistência.

Os valores de resistência à tração do concreto podem ser estimados em função da resistência característica à compressão. Na FIGURA 2.3 apresenta-se a variação da resistência à tração do concreto em função da resistência característica à compressão, segundo diferentes normas (PAULTRE e MITCHELL, 1998). Finalmente, a seguir citam-se algumas fórmulas de correlação sugeridas por pesquisadores e normas para CAR:

- Código modelo do CEB (1990), para $12 \leq f_c \leq 80$ MPa: $f_{t,D} = 0,27 f_c^{0,67}$ (MPa)

- Norma norueguesa NS 3473 (1989), para $20 \leq f_c \leq 94$ MPa: $f_{t,D} = 0,45 f_c^{0,6}$ (MPa)

- ACI 363 (1991), para $21 \leq f_c \leq 83$ MPa: $f_{t,D} = 0,59 f_c^{0,5}$ (MPa)

- CARRASQUILLO et al. (1981), para $21 \leq f_c \leq 83$ MPa:

$$f_{t,D} = 0,54 f_c^{0,5} \quad (\text{MPa}) \qquad f_{t,F} = 0,94 f_c^{0,5} \quad (\text{MPa})$$

- AHMAD e SHAH (1985), para $f_c \leq 84$ MPa: $f_t, D = 0,462 f_c^{0,55}$ (MPa)

- DAL MOLIN (1995), para $20 \leq f_c \leq 90$ MPa:

$$f_t, D = 0,26 f_c^{0,71} \quad (\text{MPa}) \quad f_t, F = 0,59 f_c^{0,59} \quad (\text{MPa})$$

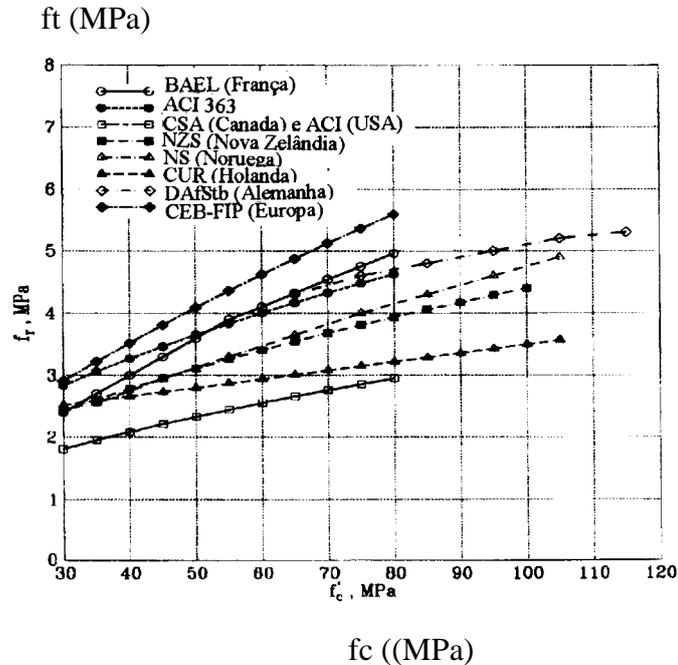


FIGURA 2.3 Variação da resistência à tração em função da resistência característica à compressão, segundo diferentes normas (PAULTRE e MITCHELL, 1998).

2.4.3 Módulo de deformação

Existe consenso na literatura (BAALBAKI et al., 1992; ZHOU et al., 1995; DAL MOLIN, 1995; NEVILLE, 1997; entre outros) de que os concretos de alta resistência têm um módulo de deformação maior que o dos concretos convencionais, pois o módulo de deformação aumenta com a resistência à compressão do concreto. Na FIGURA 2.4 apresenta-se a comparação das medições do módulo de deformação feitas por diferentes pesquisadores, conforme a faixa de resistência à compressão do concreto.

Não existe consenso sobre a forma exata da dependência entre o módulo de deformação e a resistência à compressão do concreto, pois conforme diversos pesquisadores (BAALBAKI et al., 1991; TORALLES, 1996; NEVILLE, 1997; entre outros) o módulo de deformação depende do módulo de deformação do agregado e da proporção, em volume, do

agregado no concreto, sendo o crescimento do módulo de deformação progressivamente menor do que o crescimento da resistência à compressão.

Módulo de deformação (GPa)

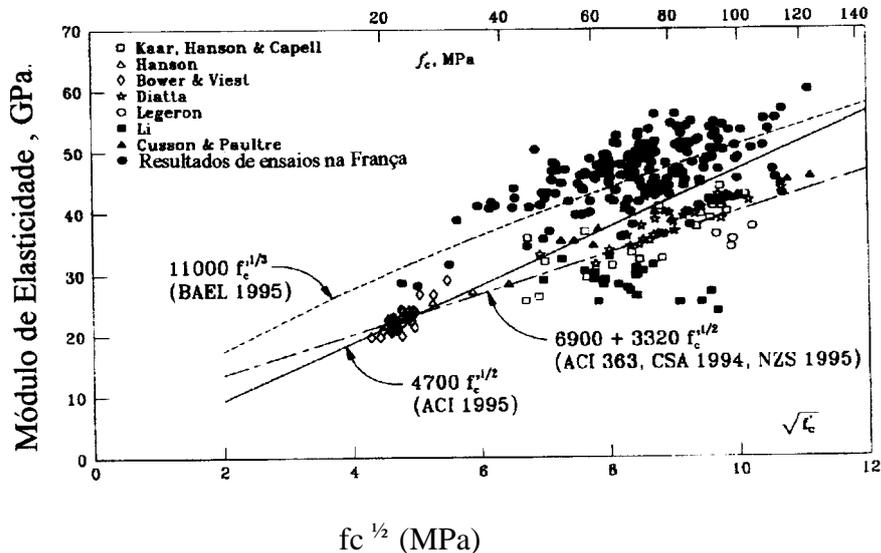


FIGURA 2.4 Variação do módulo de deformação em função da resistência à compressão (PAULTRE e MITCHELL, 1998)

Conforme PAULTRE e MITCHELL (1998), a dependência do módulo de deformação com o tipo de agregado é muito grande. Na França, por exemplo, onde os agregados são de excelente qualidade, o módulo de deformação é maior (LE ROY, 1996).

Devido à dificuldade de execução do ensaio para a determinação do módulo de deformação do concreto, os valores usados nos cálculos para projetos de concreto são normalmente estimados a partir de expressões que relacionam o módulo de deformação com a resistência à compressão do concreto, conforme apresenta-se na FIGURA 2.5.

A seguir citam-se algumas fórmulas sugeridas por diferentes normas para calcular E_c a partir de f_c , no CAR:

- Código modelo do CEB (1990), para $f_{cm} \leq 80$ MPa: $E_c = 21500(f_{cm} / 10)^{0,33}$ (MPa)
- Norma norueguesa NS 3473 (1989), para $20 \leq f_c \leq 94$ MPa: $E_c = 9500f_{ck}^{0,3}$ (MPa)
- ACI 363 (1991) e código canadense CSA (1994), para $21 \leq f_c \leq 83$ MPa:

$$E_c = 3320(f_c)^{0,5} + 6900 \quad (\text{MPa})$$

Módulo de deformação (MPa)

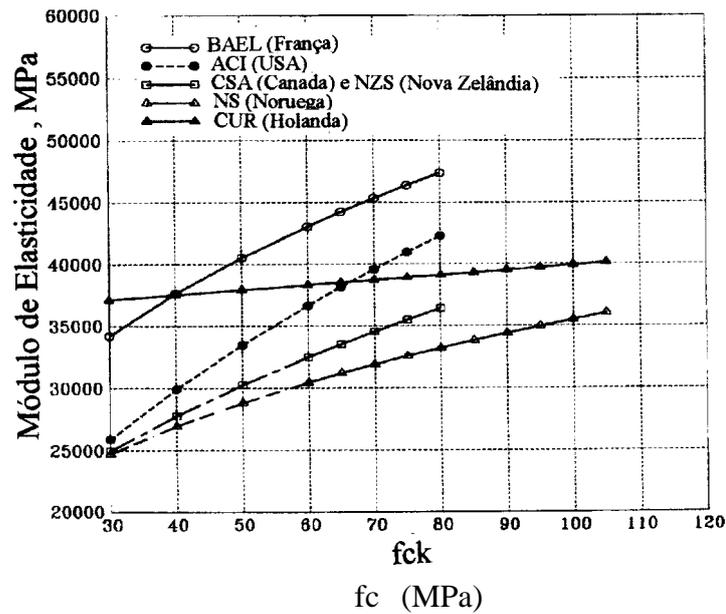


FIGURA 2.5 Variação do módulo de deformação conforme diferentes normas (PAULTRE e MITCHELL, 1998)

Para concretos com módulo de deformação de 21 até 47 GPa, BAALBAKI et al. (1992) estudam o efeito da redução do tamanho de corpos-de-prova cilíndricos de diâmetro 15x30 para 10x20 cm, nas idades de 28 a 91 dias, e observam um comportamento diferente ao da resistência à compressão pois os cilindros de 15cm de diâmetro apresentam maior módulo de deformação que os de 10 cm de diâmetro, achando a seguinte relação:

$$E'_{c150} = 1.05 E'_{c100} \quad (MPa)$$

3 A CINZA DE CASCA DE ARROZ NO CONCRETO

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS SOBRE A CINZA DE CASCA DE ARROZ

Conforme MEHTA (1992), arroz, trigo e milho são os cereais mais colhidos no mundo. As partes não-cereal destas colheitas, como as folhas, o talo e a casca, são geralmente consideradas um resíduo e seu grande volume apresenta sérios problemas de acúmulo e contribui para um dos maiores problemas deste milênio: a eliminação dos resíduos gerados pela indústria e pela agricultura. A maneira mais usual de reduzir a quantidade destes resíduos é com a queima a céu aberto, onde obtêm-se cinza que agride o ambiente através da poluição aérea, do solo ou de mananciais aquíferos; a queima a céu aberto é proibida em muitos países pois é prejudicial à saúde. Mas também, podem ser empregados como alimentação para animais, como fonte de geração de energia, ou podem ser depositados para que a degradação natural diminua seu volume.

Por uma variedade de razões, a casca de arroz (também conhecida como *rice husks* ou *rice hulls* na literatura), que é a carapaça produzida durante a operação de beneficiamento do arroz colhido, chamou mais a atenção dos pesquisadores de cimento que os outros resíduos de colheitas (MEHTA, 1992). Primeiramente, pela grande quantidade gerada deste resíduo; como observa-se na TABELA 3.1, de uma produção anual de 500 milhões de toneladas de arroz, tem-se 100 milhões de toneladas de casca de arroz. Como a casca de arroz não serve para a alimentação de animais, pois tem poucas propriedades nutritivas, e como possui uma superfície irregular e abrasiva, é muito resistente à degradação natural, apresentando sérios problemas de acúmulo. Quando é queimada, fornece muita quantidade de cinza. Em média, cada tonelada de arroz em casca produz ao redor de 200kg de casca, o que por combustão produz cerca de 40 kg de cinza. Na TABELA 3.2, pode-se observar que não há outro resíduo de colheita com maior quantidade de cinza quando é queimado. Terceiro, o emprego da cinza de casca de arroz como material cimentante suplementar é de grande interesse nos países onde tem-se muita produção de arroz pois a CCA é uma pozolana artificial capaz de substituir parte do cimento com custos menores (MASSAZZA, 1993).

Conforme SANTOS (1997), o uso da cinza de casca de arroz como material pozolânico é justificado por contribuir para a despoluição do meio ambiente, por melhorar as características de concretos e argamassas com ela confeccionados e por gerar economia de energia necessária à produção do clínquer de cimento Portland, quando na produção de

cimento este é substituído parcialmente pela pozolana, o qual demonstra as potencialidades deste produto.

TABELA 3.1 Produção mundial de arroz e casca de arroz no ano 1990 (MEHTA, 1992)
(milhão de toneladas)

PAIS	ARROZ EM CASCA	CASCA DE ARROZ
China	180	36
Índia	110	22
Indonésia	45	9
Bangladesh	27	5,4
Tailândia	20	4
Vietnã	18	3,6
Burma	13	2,6
Japon	13	2,6
Brasil	9	1,8
Corea	9	1,8
Filipinas	9	1,8
USA	7	1,4
Outros	40	8
TOTAL	500	100

TABELA 3.2 Conteúdos típicos de cinza dos maiores resíduos de colheitas (MEHTA, 1992)

Colheita	Parte da planta	Cinza (% em massa)
Milho	Folha	12
Arroz	Casca	20
Arroz	Palha	14
Sorgo	Folha	12
Cana de açúcar	Bagaço	15
Girassol	Folha e talo	11
Trigo	Folha	10

3.2 HISTÓRICO, PRODUÇÃO, FONTES e UTILIZAÇÃO

Conforme SALAS et al.(1986), a produção de bibliografia sobre utilização em construção da cinza de casca de arroz iniciou há muitas décadas, sendo MEHTA um dos autores que mais distingue-se no tema. A literatura sobre outras aplicações da casca de arroz datam de mais de um século, conforme HOUSTON (1972), que chega a classificar 262 referências bibliográficas sobre as propriedades e possíveis empregos da casca de arroz.

Aparentemente, conforme MEHTA (1992), até 1970 não era produzida cinza pozolânica através de condições controladas de combustão. A cinza produzida por combustão não controlada é geralmente cristalina e pouco pozolânica. Os produtos que contém este tipo de cinza adicionada ao cimento Portland requerem grandes tempos de cura para desenvolver resistências adequadas e nem sempre a desenvolvem.

COOK (1986) credita a MEHTA (1973) a publicação do primeiro trabalho que descreve um estudo do efeito dos parâmetros do processo de queima na atividade pozolânica da cinza de casca de arroz. Baseado nos estudos de MEHTA na Universidade de Califórnia, em Berkeley, PITT (1976) fez o desenho de um forno de leito fluidizado para controlar a combustão da casca de arroz. No processo Mehta-Pitt, o calor produzido pela combustão da casca de arroz pode ser utilizado para produzir vapor ou eletricidade, e um fechado controle dos parâmetros do tempo-temperatura no processo de combustão possibilita a produção de cinza altamente pozolânica. A idéia que energia e material cimentício suplementar de alta qualidade podem ser produzidos pela combustão de casca de arroz vem do ímpeto para pesquisa e desenvolvimento de cidades produtoras de arroz, particularmente no sul e sudeste da Ásia. Em 1974, uma planta piloto que produz cinza foi construída na área de Sacramento, na Califórnia, e subseqüentemente, em 1975, uma planta comercial maior foi instalada em Stuttgart, Arkanzas. A cinza obtida na mesma empregava-se para produzir cimento e outros produtos industriais. O diagrama de fluxo das plantas de combustão da casca de arroz, baseada no processo Mehta-Pitt, é apresentado na FIGURA 3.1. Os cimentos produzidos pelas unidades experimentais de Sacramento e Stuttgart foram empregados na construção de pavimentos de concreto utilizados em ambientes muito agressivos.

A partir de um trabalho realizado por MEHTA e PITT (1974) para produzir cinza altamente pozolânica, com incineração da casca através de parâmetros controlados de tempo e

temperatura de queima, iniciaram-se os primeiros testes relativos à utilização do material como adição para concretos e argamassas. Depois da publicação desse trabalho alguns cen-

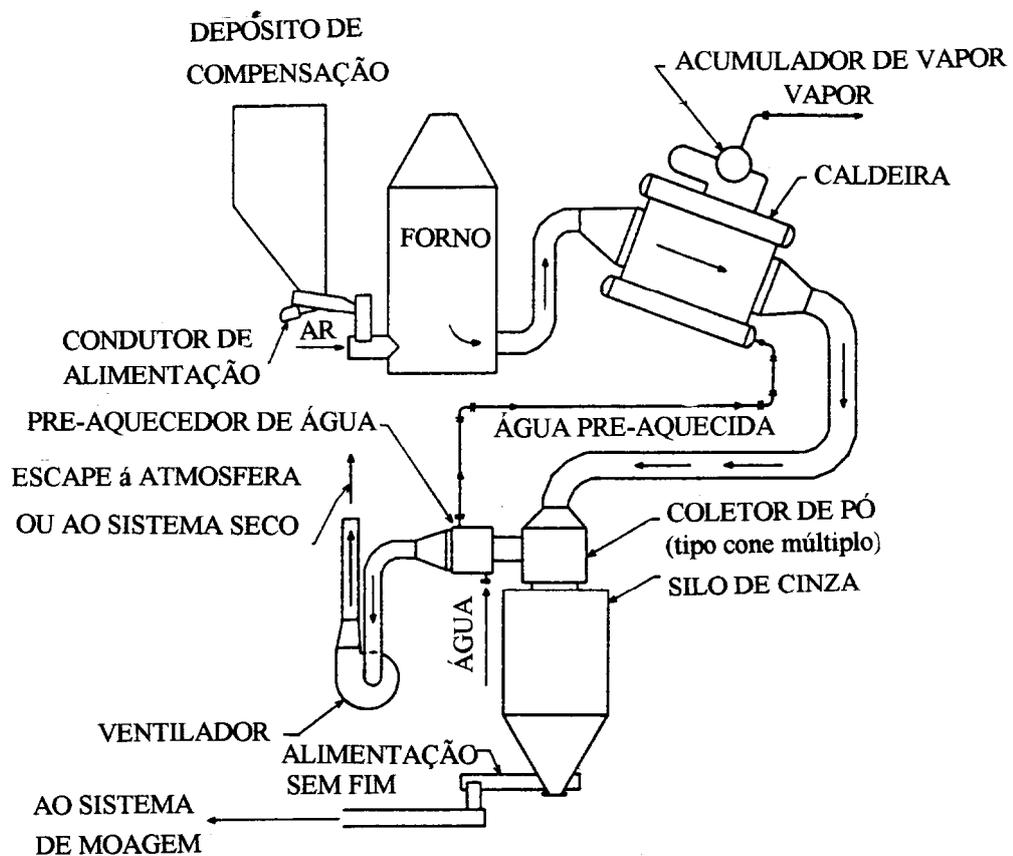


FIGURA 3.1 Esquema do diagrama de fluxo da planta para produzir cinza de casca de arroz e vapor (MEHTA e PITT, 1976)

tros de pesquisa como o Institute of Technology-Kampur (Índia), o Asian Institute of Technology-Bangkok (Tailândia), o Institute of Applied Science and Technology (Turkeyen, Guyana), onde se encontram as maiores produções de arroz, tem direcionado os seus trabalhos para o aproveitamento desse material como suplemento na fabricação de cimento e como matéria prima de outros materiais de construção, conforme relatado a seguir.

MEHTA e POLIVKA (1976) fazem o relato do emprego de CCA como adição pozolânica altamente ativa para reduzir a expansão devida à reação álcali-agregado. MEHTA e PIRTZ (1978) propõem a substituição de cimento Portland por cinza de casca de arroz em construções de concreto massa, com baixos consumos de cimento e proporções de cinza de casca de arroz elevadas (>30%).

COOK e seus associados (1976 e 1981) relataram os resultados dos estudos do Asian Institute of Technology - Bangkok, Tailândia, no uso de CCA como adição mineral em concreto de cimento Portland, onde pesquisaram fluência e retração dos concretos estudados.

Em 1974-1976, pesquisas no Indian Institute of Technology-Kanpur, Índia, direcionaram-se à produção de cimentos onde empregava-se cinza produzida pela combustão de casca de arroz usada como combustível no processo de parbolização do arroz. PRAKASH (1979) reporta o emprego deste tipo de cimento para trabalhos de alvenaria e fundações, mas aponta problemas devidos a deficiências no controle de qualidade do processo e às propriedades variáveis dos materiais empregados na fabricação do cimento.

No Cement Research Institute-Nova Delhi, Índia, CHOPRA (1979) confirmou, por análise de difração de raios-X, que a CCA obtida por combustão de duas horas, a 600°C, continha sílica na forma amorfa, permanecendo essencialmente amorfa para temperaturas de incineração de até 700°C. Os autores confirmam que com o aumento do tempo e temperatura de incineração, a sílica tende a virar cripto-cristalina (formas cristalinas), deste modo reduzindo a atividade pozolânica da cinza. Também apresentam estudos de moagem onde mostram que a cinza não cristalina foi muito mais fácil de pulverizar do que a cinza cristalina. Paralelamente com as pesquisas sobre a CCA altamente pozolânica, na Índia pesquisou-se a produção de tijolos com cal-CCA residual.

Para produzir uma cinza altamente pozolânica, KAPUR (1981) fez o desenho de um tubo queimador de casca de arroz com temperaturas de incineração entre 600 e 700°C, produzindo cinza não cristalina com área superficial de aproximadamente 60 m²/g, detectando-se cristobalita quando empregava-se temperatura de 800°C. Para aplicações específicas em cidades desenvolvidas, onde a casca de arroz ocasionalmente era empregada como fonte de combustível em cozinhas domésticas, MEHTA (1983) apresenta um estudo preliminar feito para o Indian Institute of Science-Bangalore, Índia. O objetivo deste estudo foi desenvolver um pequeno aparelho para fazer cozimento de alimentos, com capacidade de queima de aproximadamente 4 kg de casca de arroz, que poderia ser usado para fazer comida em nível familiar. Devido à pequena capacidade calorífica deste aparelho, a cinza obtida ficava não cristalina. No Sul da Índia, pelos preços em 1979, o conjunto de anel cilíndrico e tampa do aparelho (FIGURA 3.2), feito em argila cozida, tinha um custo de US\$ 0.50.

No Japão, YAMAMOTO e LAKHO (1982) apresentam os resultados das pesquisas da Universidade de Tsukuba na produção e emprego de cinza de casca de arroz ativa como material cimentício suplementar.

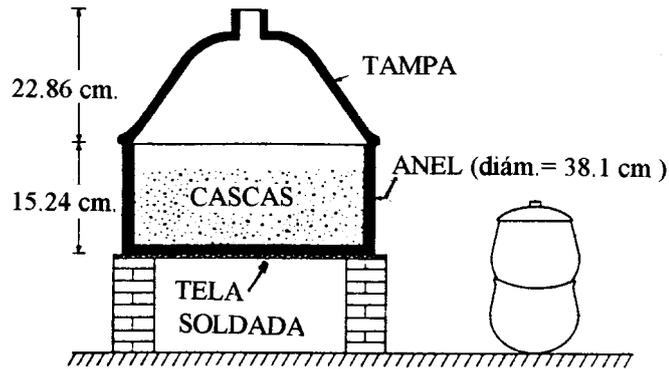


FIGURA 3.2 Aparelho para produzir cinza de casca de arroz, conjunto para emprego doméstico (MEHTA, 1983).

Baseados na Dissertação de Hana Yousif, da University of Technology-Bagdad, Iraq, AL-KHALAF e YOUSIF (1984) descreveram o efeito dos parâmetros da queima e moagem da cinza de casca de arroz no índice de atividade pozolânica e nas propriedades de argamassas, mostrando que com a substituição de até 40% de cimento por cinza de casca de arroz não são observadas diferenças significativas na resistência à compressão em relação às misturas de controle.

JAMES e RAO (1986) relataram os resultados de um estudo abrangente do Institute of Science-Bangalore, Índia, do efeito das condições de queima da casca de arroz sobre as características físicas e atividade química da cinza produzida; pesquisaram morfologia, tamanho de partículas, área específica, distribuição de poros e fases cristalográficas.

SALAS et al (1986 a) apresentaram os estudos feitos no Instituto Eduardo Torroja, Espanha, sobre as propriedades físico-químicas da cinza de casca de arroz obtida pela combustão controlada num forno piloto de 400 litros de capacidade, e o emprego como adição em argamassas, onde acharam que as resistências obtidas com CCA e cimento são superiores às obtidas com CCA e cal. SALAS et al (1986 b) estudaram a influência do tipo de cura e da quantidade de água em concretos com cinza de casca de arroz, mostrando que o tipo de cura é um fator decisivo na resistência à compressão quando tem-se dosagens com 33% ou 50% de substituição de cimento por CCA, e que com 33% de CCA e relação água/aglomerante = 0.77 acham-se resistências superiores às do concreto de controle.

O RILEM (1988) inclui a cinza de casca de arroz nas adições minerais usadas no cimento ou no concreto, e na TABELA 3.3 de classificação, composição e características das partículas de adições minerais usadas no cimento, ou no concreto, faz uma distinção entre

CCA produzida por combustão controlada, a qual é classificada como “Altamente Pozolânica”, e CCA queimada em campo, a qual está dentro de “Outras”, fornecendo também as diferenças de composição e características das partículas destas cinzas.

TABELA 3.3 Classificação, composição e características das partículas de adições minerais usadas no cimento ou no concreto (RILEM, 1988).

Classificação	Composição química e mineralógica	Característica das partículas
<i>Cimentantes</i> Escória granulada de alto Forno	Na maior parte silicatos vítreos contendo principalmente cálcio, magnésio, alumínio e sílica. Podem estar presentes, em pequena quantidade, compostos cristalinos do grupo melilita e merwinita.	O material não processado tem a dimensão da areia e contém 10 a 15% de umidade. Antes do emprego deve ser seco e moído até partículas menores do que $45 \mu\text{m}$, (comumente cerca de $500 \text{ m}^2/\text{kg}$ de finura Blaine). As partículas tem textura rugosa.
<i>Cimentantes e Pozolânicos</i> Cinza volante com alto teor de cálcio (>10% CaO)	Na maior parte silicatos vítreos contendo principalmente cálcio, magnésio, alumínio e álcalis. A pequena quantidade de matéria cristalina presente consiste geralmente de quartzo e C_3A ; podem estar presentes cal livre e periclásio; $\text{C}\bar{\text{S}}$ e $\text{C}_4\text{A}_3\bar{\text{S}}$ podem estar presentes em carvões de elevado teor de enxofre. O carbono não queimado é comumente inferior a 2%.	Pó com 10-15% de partículas maiores do que $45 \mu\text{m}$ (comumente $300\text{-}400 \text{ m}^2/\text{kg}$ de finura Blaine). Muitas partículas são esferas sólidas menores do que $20 \mu\text{m}$ de diâmetro. A superfície das partículas é geralmente lisa mas não tão limpa quanto as cinzas volantes de baixo teor de cálcio.
<i>Altamente Pozolânicas</i> (a) Sílica ativa (b) Cinza de casca de arroz produzida por combustão controlada	Essencialmente constituída de sílica pura na forma não cristalina Essencialmente constituída de sílica pura na forma não cristalina	Pó extremadamente fino, consistindo de esferas sólidas de diâmetro médio de $0,1 \mu\text{m}$ (área espec., por absorção de nitrogênio, de $20 \text{ m}^2/\text{g}$) As partículas são geralmente menores do que $45 \mu\text{m}$ mas são altamente celulares (área especif., por absorção de nitrogênio, de $60 \text{ m}^2/\text{g}$)
<i>Pozolanas Comuns</i> (a) Cinza volante de baixo teor de cálcio (<10% CaO) (b) Materiais naturais	Na maior parte silicatos vítreos contendo alumínio, ferro e álcalis. A pequena quantidade de matéria cristalina presente consiste geralmente de quartzo, mulita, silimanita, hematita e magnetita. As pozolanas naturais contêm quartzo, feldspato e mica, além de vidro de aluminossilicato.	Pó com 15-30% de partículas maiores do que $45 \mu\text{m}$ (comumente $250\text{-}350 \text{ m}^2/\text{kg}$ de finura Blaine). A maior parte das partículas são esferas sólidas com $20 \mu\text{m}$ de diâmetro médio. Podem estar presentes cenosferas e plerosferas. As partículas são moídas abaixo de $45 \mu\text{m}$, na maior parte, e tem textura rugosa.
<i>Outras:</i> Escoria granulada de alto-forno resfriada lenta-	Consiste essencialmente de silicatos cristalinos e somente uma pequena quantidade de matéria não cristalina.	Os materiais devem ser moídos a um pó muito fino para desenvolver uma certa atividade pozolânica. As partículas moídas tem textura

mente, cinza de grelha, esco- ria, CCA queimada em campo	rugosa.
---	---------

HWANG e WU (1989) apresentaram as pesquisas feitas no National Institute of Technology, Taiwan, sobre as características físico-químicas de cinzas produzidas com diferentes temperaturas, hidratação característica e microestrutura de pastas de cimento com diferentes relações água/cimento e CCA/cimento. Concluem que as condições da combustão afetam a qualidade da cinza, o calor de hidratação tem variação inversa à relação água/(cimento+CCA), e a cinza de casca de arroz acelera o desenvolvimento da resistência pois modifica o mecanismo da hidratação.

BOATENG e SKEETE (1990) apresentaram as pesquisas feitas no Institute of Applied Science and Technology, Turkeyen, Guyana, sobre a atividade pozolânica da cinza obtida com casca de arroz queimada a temperaturas de 800-900°C em um pequeno incinerador (capacidade aproximada de 50-60 kg de arroz). A cinza obtida foi amorfa e altamente reativa, e as argamassas produzidas aos 3 e 38 dias apresentaram resistências à compressão maiores de 8 a 31% que as de controle.

Os trabalhos mencionados acima são as publicações mais importantes da década de 70 e 80 no emprego da CCA como material cimentício suplementar. Conforme MEHTA (1992), na década de 80 o número de trabalhos publicados sobre o assunto diminui em relação à de 70, mas as várias formas de aproveitamento da casca de arroz e da cinza da casca de arroz são tema de conferências internacionais (UNIDO/Conference on Rice Processing, Madras-India, 1971; Rice By-Products Utilization, Valencia-Espanha, 1974; UNIDO/ESCAP/RCTT/ Workshop on Rice Husk Ash Cement, Peshawar-Pakistan, 1979; ESCAP/RCTT/Workshop on Rice Husk Ash Cement, New Delhi, 1981; WSJoint Symposium on the Use of Vegetable Plants and their Fibres as Building Material, Baghdad-India, 1986; Vegetable Plants and their Fibres as Building Materials, Salvador-Brasil, 1990), onde vários trabalhos aportam soluções para a utilização deste produto em alguns setores industriais e, principalmente, na indústria da construção.

Na década de 90, em nível internacional, MEHTA (1992) apresenta uma revisão das características físico-químicas da casca de arroz e dos efeitos das condições de combustão nas propriedades pozolânicas da cinza obtida, bem como os resultados de diversas investigações no emprego de cinza de casca de arroz (CCA) como material cimentício suplementar e uma revisão de estudos recentes nas propriedades de cimentos e concretos que contêm CCA. KAJORNCHAPPUNNGAM e STEWART (1992) estudam diferentes

aspectos do emprego de CCA em concreto compactado a rolo (*roller compacted concrete*). MALHOTRA (1993) faz uma revisão dos efeitos produzidos por diferentes pozolanas empregadas no concreto, e inclui neste trabalho a CCA. MEHTA (1994) obtem a patente número 3.346.548, nos Estados Unidos, relativa a produtos cimentícios altamente duráveis com cinzas silícias, onde emprega substituições de 5% até 30% de cimento por CCA, limita o tamanho médio de partículas em $6-8 \mu m$ e a superfície específica mínima em $20 m^2/g$; empregando cimento Portland estuda argamassas e concretos até a idade de 28 dias com relação à resistência à compressão e permeabilidade. MEHTA e FOLLIARD (1995) estudam aspectos da durabilidade de concretos com CCA; ZHANG, LASTRA e MALHOTRA (1996) apresentam os estudos feitos em pastas e concretos com adição de CCA sobre alguns aspectos da hidratação e microestrutura da zona de interface entre o agregado e a pasta; ZHANG e MALHOTRA (1996) estudam concretos de alto desempenho com CCA como material cimentício suplementar, apresentando resultados das propriedades do concreto fresco com relações água/(cimento + CCA) de 0,31, 0,4 e 0,5; para a primeira e última relação a/c estudam concreto com 10% de substituição de cimento por CCA, para a segunda estudam 0, 5, 8, 10 e 15% de substituição. Os autores também apresentam as propriedades do concreto no estado endurecido de concretos com relação água/(cimento + CCA) de 0,4 e 10% de substituição de cimento por CCA. SUGITA et al. (1997) estudam a resistência de concretos com CCA à carbonatação, ataque ácido e penetração de íons cloreto. CHATVEERA e NIMITYONGSKUL (1996) apresentam suas pesquisas feitas na Tailândia sobre o comportamento mecânico de concreto de alto desempenho com cinza de casca de arroz pré-misturada com água e um aditivo plastificante, com porcentuais de substituição de 0, 10, 20, 30, 40 e 50% de CCA por cimento Portland e três tipos de pré-mistura da CCA, variando teor de aditivo e tempo de mistura. Estudaram abatimentos iniciais, resistência à compressão a diferentes idades (3, 7, 28 e 56 dias) e resistência à tração na flexão a 28 dias de idade; os resultados mostram aumento da resistência à compressão com 30% de substituição e considerável redução da resistência à tração na flexão com 50% de substituição. STROEVEN e SABUNI (1996) apresentam um trabalho sobre o emprego de CCA como substituição de cimento Portland em construções rurais na Tanzânia, onde com 50% de CCA e 50% de cimento Portland obtêm os maiores valores de resistência à compressão em argamassas, os quais são de 13,6 MPa.

No Brasil, embora seja o 8º produtor mundial de arroz, como visto na TABELA 3.1, a obtenção da cinza de casca de arroz é apenas o resultado do processo de secagem dos grãos

utilizado pelas indústrias beneficiadoras, pois a casca de arroz é empregada como combustível no processo de beneficiamento. A utilização deste combustível gera um volume muito grande de cinza que, normalmente é lançada nos cursos de água, leva à poluição e contaminação de mananciais. PRUDÊNCIO Jr. et al.(1996) relatam que existem estados, como por exemplo o de Santa Catarina, onde a Fundação de Amparo e Tecnologia do Meio Ambiente -FATMA- exige a instalação, junto às beneficiadoras, de um sistema constituído de silo separador e decantação para reter a cinza, evitando que a mesma seja lançada nos rios; como não há emprego para a cinza recolhida, o material é lançado em terrenos baldios, ao longo de estradas vicinais ou, ainda, clandestinamente, nos rios. Devido a esses fatos e conforme pode ser constatado, o aproveitamento da CCA como material suplementar de cimentos e concretos tem despertado o interesse no assunto e várias pesquisas com cinza de casca de arroz foram publicadas nos últimos anos (CINCOTTO, 1988; GUEDERT, 1989; FARIAS, 1990; ISAIA, 1995; SILVEIRA, 1996; PRIETTO et al., 1996; SANTOS, 1997; RODRIGUEZ e DAL MOLIN (1998, 1999); PRUDÊNCIO Jr., SANTOS e GAVA (1999); ABREU et al. (1999); FERREIRA (1999); GAVA (1999); VAGHETTI, 1999; HASPARYK, 1999; entre outros).

3.3 CARACTERÍSTICAS DA CINZA DE CASCA DE ARROZ

Muitas pesquisas abordam as características da cinza de casca de arroz (HOUSTON, 1972; BARTHA e HUPPERTZ, 1974; MEHTA e PIT, 1974; COOK et al., 1976; HANAFI et al.,1980; DASS, 1983; AL-KHALAF e YOUSSEF, 1984; JAMES e RAO, 1986; HWANG e WU, 1989; CINCOTTO, 1990; GUEDERT, 1989; HARA et al., 1989; BOATENG e SKEETE, 1990; FARIAS e RECENA, 1990; MEHTA, 1992; SILVEIRA, 1996; SANTOS, 1997; FERREIRA, 1999; entre outros).

Conforme MALHOTRA e MEHTA (1996), a ação da CCA no concreto depende das características mineralógicas e granulométricas, não sendo tão importante a composição química.

Na TABELA 3.4 apresenta-se a composição química de diferentes CCA, empregadas por diferentes autores, onde observa-se que as variações dos elementos não são significativas, e os teores de sílica geralmente encontram-se entre 88 e 95% , os álcalis K_2O e Na_2O ocorrem como principais impurezas, o teor de K_2O encontra-se entre 1 e 5%, dependendo da quantidade de fertilizante utilizada na plantação de arroz, e pequenas quantidades de outras

impurezas, como CaO e MgO, ocorrem em teores não superiores a 2%, independentemente do tipo de queima ao qual foi submetida a casca.

TABELA 3.4 Composição química da cinza de casca de arroz, segundo diversos autores (versão original de MALHOTRA e MEHTA, 1996; ampliada em SILVEIRA, 1996, e complementada pela autora desta Tese)

Porcentagem em massa. Obs.: ND = não determinado

AUTOR (ANO) TEMPERATURA	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Na ₂ O	K ₂ O	Perda ao fogo
COOK (1976) 450°C	93,15	0,41	0,20	0,41	0,45	ND	0,08	2,31	2,77
SALAS (1986) 1000°C	91,26	0,94	0,37	2,15	0,88	ND	ND	ND	ND
CINCOTTO (1989) 500-600°C	94,7	0,09	1,46	0,99	0,95	0,21	0,04	1,75	7,29
GUEDERT (1989) sem controle	93,11	0,92	0,40	0,52	0,85	ND	0,12	1,12	ND
SANTOS (1997) Sem controle	90,32 95,12 93,50 95,64	1,36 1,42 1,90 1,40	0,85 1,01 0,98 0,95	1,67 1,58 1,17 1,30	0,50 0,37 0,63 0,43	0,04 0,00 0,03 0,00	0,00 0,00 0,00 0,00	0,73 0,44 0,60 0,47	11,35 9,87 4,44 9,18
SUGITA et al (1992) 600°C	90,00	0,10	0,40	0,40	0,3	ND	0,06	2,41	4,2
SILVEIRA(1996) 560°C	93,00	ND	0,05	0,59	1,90	ND	0,62	3,40	ND
HWANGe WU(1989) 400°C	88,05	ND	0,74	2,02	1,13	0,83	0,76	6,48	ND
HWANGe WU(1989) 600°C	88,67	ND	0,46	1,73	0,84	0,81	1,09	6,41	ND
HWANGe WU(1989) 700°C	92,15	ND	0,0	1,60	0,51	0,79	0,99	3,94	ND
HWANGe WU(1989) 1000°C	95,48	ND	0,43	1,16	0,59	0,09	0,73	1,28	ND

No relativo à composição mineralógica, HARA et al. (1989) analisando cinzas de casca de arroz provenientes de processos de queima diferentes, constataram variações nas suas características mineralógicas e físicas, conforme apresenta-se na FIGURA 3.3. Quando a CCA é obtida com controle de combustão e temperatura entre 400 e 500°C, compõe-se essencialmente de matéria não cristalina (sendo considerada uma cinza amorfa na FIGURA 3.3), podendo ser detetada a formação de quartzo acima de 600°C, enquanto que quando queimada sem esse controle apresentam-se fases cristalinas com a formação de tridimita e a temperaturas mais altas detecta-se cristobalita.

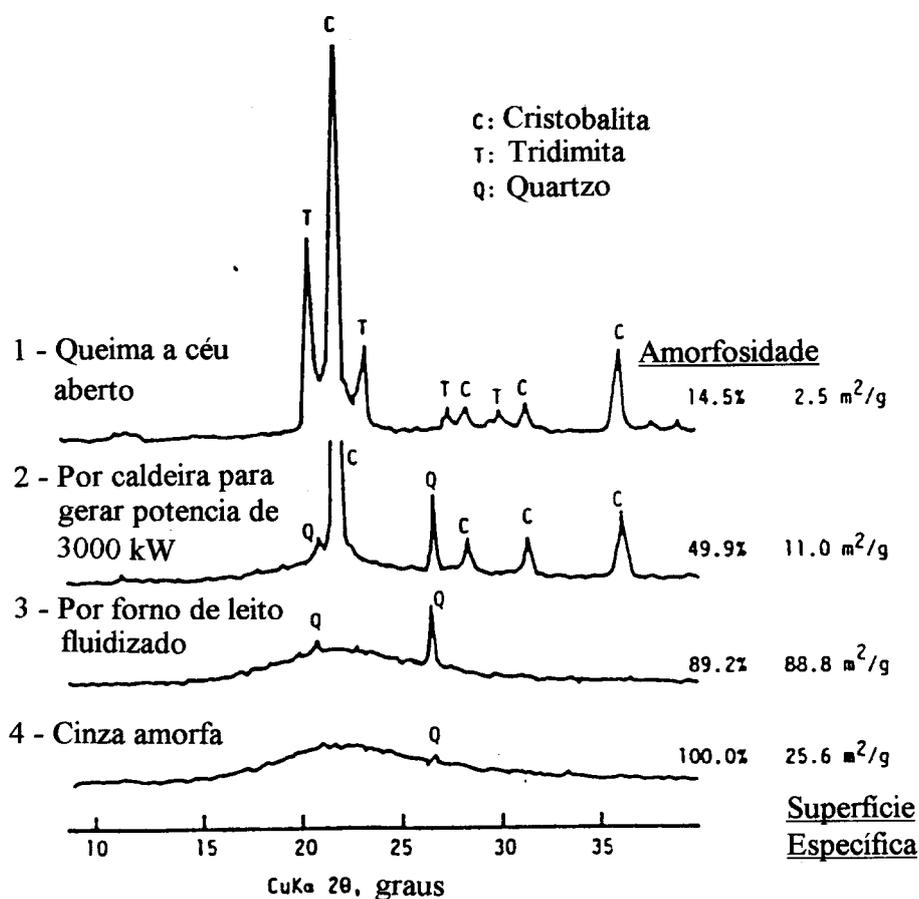


FIGURA 3.3 Variações nas características mineralógicas e físicas de cinzas de casca de arroz provenientes de processos de queima diferentes (HARA et al, 1989).

HANAFI et al (1980), analisando cinzas obtidas em temperaturas de queima que variaram de 500 a 1400°C, acharam que o desenvolvimento do caráter cristalino da sílica contida na cinza da casca de arroz era evidenciado nos difratogramas de raios-X a partir de

800°C , conforme FIGURA 3.4a; DASS (1983), analisando cinzas obtidas em temperaturas de queima que variaram de 500 a 1000°C detectou nas maiores temperaturas maior intensidade dos picos cristalinos, conforme mostram os difratogramas de raios-X da FIGURA 3.4b.

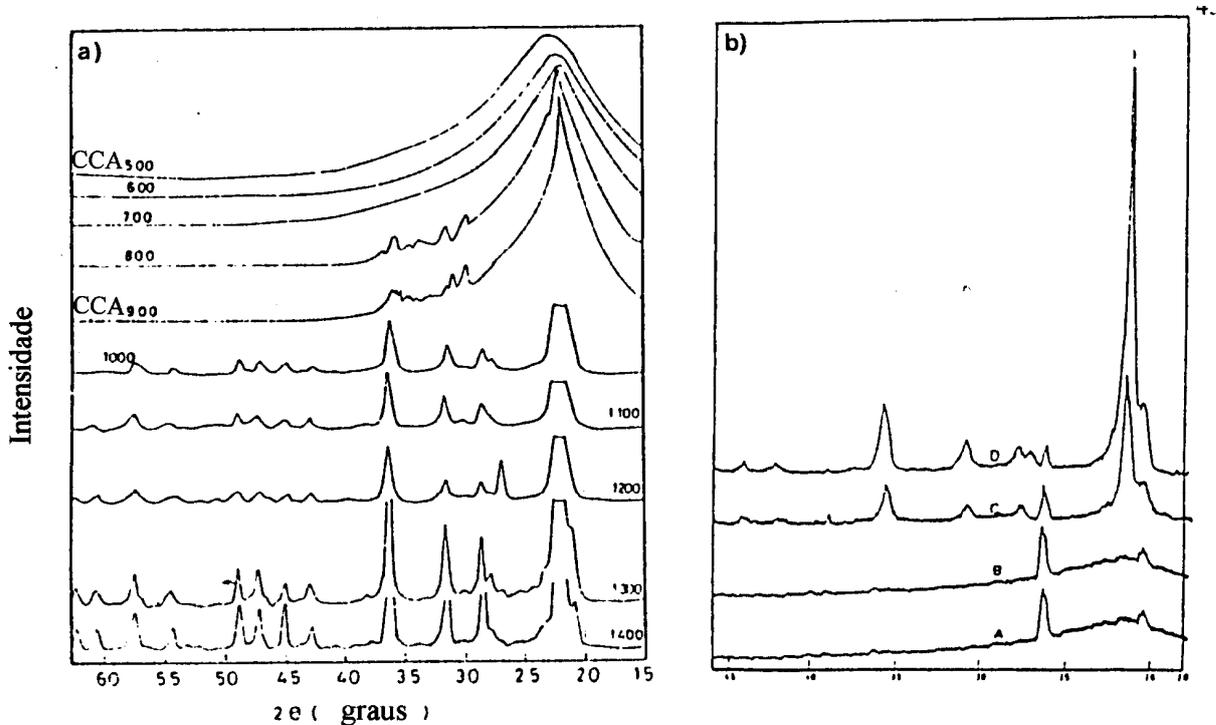


FIGURA 3.4 Difratogramas de raios-X de cinzas de casca de arroz queimadas a diferentes temperaturas; a) padrões obtidos por HANAFI et al (1980); b) obtidos por DASS(1983), sendo A=500°C, B=700°C, C=900°C, D=1000°C

JAMES e RAO (1986b) estudando as características da sílica na CCA acham que o tempo de exposição à temperatura é muito importante, pois quanto maior é o tempo de exposição maior é a intensidade das fases cristalinas da sílica nos difratogramas de raios-X da CCA; também acham que a variação da superfície específica, medida por absorção de nitrogênio, da cinza de casca de arroz é muito dependente de temperatura de queima e do tempo de exposição à temperatura, assim para temperaturas de 300 a 400°C e de 600 a 700°C a maior superfície específica obtem-se com 3 horas de exposição, enquanto que para temperaturas de queima de 400 a 600°C e de 700 a 900°C obtem-se com 1 hora de exposição à temperatura.

Estudos experimentais, feitos na Universidade de Califórnia apresentados por MEHTA (1992), mostram que quando a temperatura de queima da casca de arroz é baixa

(400 a 600°C) e o tempo de exposição à temperatura é pequeno, a sílica contida na cinza é amorfa. A cinza, nestas condições, apresenta forma angular, estrutura altamente celular e superfície específica elevada, de 40 a 110 m²/g medida por absorção, e diâmetro médio geralmente inferior a 45µm. Essas características lhe conferem atributos importantes para o seu uso como adição em concretos conforme MALHOTRA e MEHTA (1996).

As características da cinza de casca de arroz também dependem do origem do arroz. Estudos apresentados na patente de MEHTA (1994) mostram que cascas de arroz de diferentes origens queimadas com controle de combustão pelo mesmo método (U.S. Patent No. 4.105.459, MEHTA, 1978) fornecem cinzas de diferentes características (TABELA 3.5). Conforme o autor, embora o controle de combustão produza CCA do tipo altamente reativo com estrutura celular produzida pela alta superfície específica com sílica na maior parte no estado amorfo, dois fatores responsáveis pela alta pozolanicidade, a CCA No.3 não é completamente amorfa .

TABELA 3.5 Características de cinzas de casca de arroz de três origens diferentes (MEHTA, patente 1994)

	CCA No.1 (Louisiana)	CCA No. 2 (Texas)	CCA No. 3 (Arkansas)
<u>Composição química (%)</u>			
SiO ₂	91,3	93,0	62,5
Al ₂ O ₃	<0,1	<0,1	<0,1
Fe ₂ O ₃	<0,1	<0,1	<0,1
CaO	0,5	0,3	0,2
K ₂ O	2,6	0,5	1,0
Na ₂ O	0,5	0,4	0,3
Carbono (por perda ao fogo)	4,9	5,5	35,0
<u>Composição mineralógica da sílica</u>			
Cristobalita (%)	N*	1	10
Tridimita (%)	N*	N*	N*
Quartzo (%)	N*	N*	N*
Sílica amorfa (por diferença, %)	100	99	90
<u>Tamanho das partículas</u>			
Partículas > 75 µm ⁺ (%)	75	67	90
Superfície específica BET, por absorção de nitrogênio, m ² /g	24,3	53,0	99,2

N* não detetado na análise de difração de raios-X

⁺ % residuo na peneira 75µm

A TABELA 3.5 fornece a análise do tamanho das partículas das três CCA, onde 67 a 90% das partículas foi retida pela peneira de $75\mu\text{m}$; na mesma referência (MEHTA,1994) apresenta-se a curva granulométrica da CCA No.1 feita com analisador de tamanho de partículas a laser, onde observa-se que 89.3% das partículas tem tamanho menor do que $75\mu\text{m}$ e 9.7% tem tamanho menor de $10\mu\text{m}$, pelo que o autor aponta que aproximadamente 80% das partículas tem tamanho entre 10 e $75\mu\text{m}$ sendo necessária uma moagem posterior à queima. O autor conclue que as diferenças entre as características das CCA obtidas pelo mesmo método é devida às diferenças de origem do produto agrícola, pois o conteúdo de sílica das cascas de arroz empregadas foi diferente.

A cinza formada durante a queima a céu aberto ou pela combustão não controlada em fornos industriais geralmente contém uma grande proporção de minerais de sílica não reativos, tais como a cristobalita e a tridimita, e deve ser moída a tamanhos de partículas muito finas, de modo a desenvolver atividade pozolânica conforme observado na TABELA 3.3 (RILEM, 1988). FARIAS e RECENA (1990) estudaram a alteração na superfície específica de CCA residual em função do tempo de moagem; utilizando moinhos de anéis, CCA residual foi moída em diferentes tempos variando de 3 a 70 minutos, sendo após medida a superfície específica de cada amostra; os resultados indicaram que a superfície específica aumenta até o tempo de moagem de 30 minutos, posteriormente a este período há uma diminuição da superfície específica. Outro fator importante que influi nas características físicas da cinza de casca de arroz é o grau de moagem, pois altera os valores da superfície específica e também a finura da mesma. Os autores referenciados observaram que o aumento da finura da CCA melhora a trabalhabilidade e a retenção de água em argamassas.

AL-KHALAF e YOUSIFT (1984) estudando cinzas de casca de arroz obtidas com diferentes temperaturas (450 a 700°C), e com o tempo de exposição à temperatura fixo em 2 horas, acharam que a finura da cinza aumenta com o tempo de moagem e diminui com o aumento da temperatura de queima.

GUEDERT (1989) estudou a eficiência do processo de moagem, num moinho de bolas, para CCA queimada sem controle de temperatura. O estudo revelou o aumento da superfície específica com aumento de tempo de moagem estabelecido em 1, 2, 4 e 8 horas e maior pozolanicidade (conforme a NBR 5751, 1977) quanto maior foi o tempo de moagem.

SANTOS (1997), utilizando cinzas de casca de arroz residuais produzidas por diversos tipos de queima sem controle de temperatura e tempo de exposição, também constatou

variações nas características das CCA obtidas. Na mesma pesquisa, os diferentes tempos de moagem da CCA levaram a diferentes superfícies específicas do material, conforme apresentado na TABELA 3.6, concluindo que cada CCA produzida por um processo de queima possui seu tempo de moagem ótimo para atingir a maior pozolanicidade (IAP).

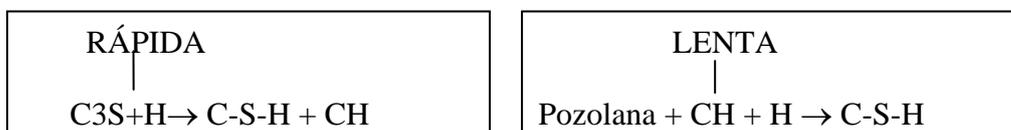
TABELA 3.6 Superfície específica e índice de atividade pozoânica com tempos de moagem diferentes da CCA do programa piloto (SANTOS, 1997)

Tempo de moagem	15m.	30m.	1 h	2 h	4 h	6 h	8 h	10h	20h
Sup.específica Blaine (m ² /kg)	827	1087	1376	1604	1614	1772	2275	2589	2899
IAP(%) NBR 5752 (1992)	62	83	106	113	126	123	119	118	115

3.4 FUNCIONAMENTO DA CINZA DE CASCA DE ARROZ NO CONCRETO

Em relação ao princípio de funcionamento da CCA no concreto, a cinza de casca de arroz, por ser uma adição mineral, melhora as propriedades mecânicas e a durabilidade do concreto, devido algumas vezes aos efeitos físicos associados ao tamanho das partículas e outras vezes às reações pozolânicas (MEHTA, 1984; MEHTA, 1992; MALHOTRA e MEHTA, 1996); neste item descreve-se, primeiramente, a reação pozolânica e os mecanismos pelos quais as propriedades do concreto são melhoradas pelo emprego de combinações cimento Portland - material pozolânico, o qual explica muitos dos efeitos das adições minerais no concreto; logo, sua influência na reação pozolânica quando emprega-se cinza de casca de arroz; e, finalmente, a ação física associada ao emprego da CCA no concreto.

Com relação à formação de C-S-H em concretos com adição de pozolana, esta ocorre em duas etapas, conforme apresenta-se a seguir:



Conforme MEHTA e MONTEIRO (1994), a reação entre a pozolana e o hidróxido de cálcio é chamada reação pozolânica e a importância técnica dos cimentos com adição de pozolanas é devida principalmente a três aspectos da reação:

- a reação é lenta, e conseqüentemente, a taxa de liberação de calor e de desenvolvimento da resistência serão lentas;

- a reação consome hidróxido de cálcio, o que contribui para o aumento da durabilidade da pasta endurecida de cimento frente a meios ácidos;
- a distribuição do tamanho dos poros do cimento-pozolana hidratado mostra que os produtos da reação são bastante eficientes no preenchimento dos espaços capilares grandes, melhorando assim a resistência e reduzindo a permeabilidade do sistema.

Uma representação gráfica do processo de refinamento dos poros associado à reação pozolânica é apresentada na FIGURA 3.5, onde “A” representa a agregação de partículas de C-S-H pouco cristalinas; “H” representa produtos cristalinos hexagonais, como CH, C_4ASH_{18} , C_4AH_{19} , que formam cristais grandes; “C” representa cavidades capilares ou vazios existentes que originalmente foram ocupados pela água e não foram preenchidos completamente pelos produtos da hidratação.

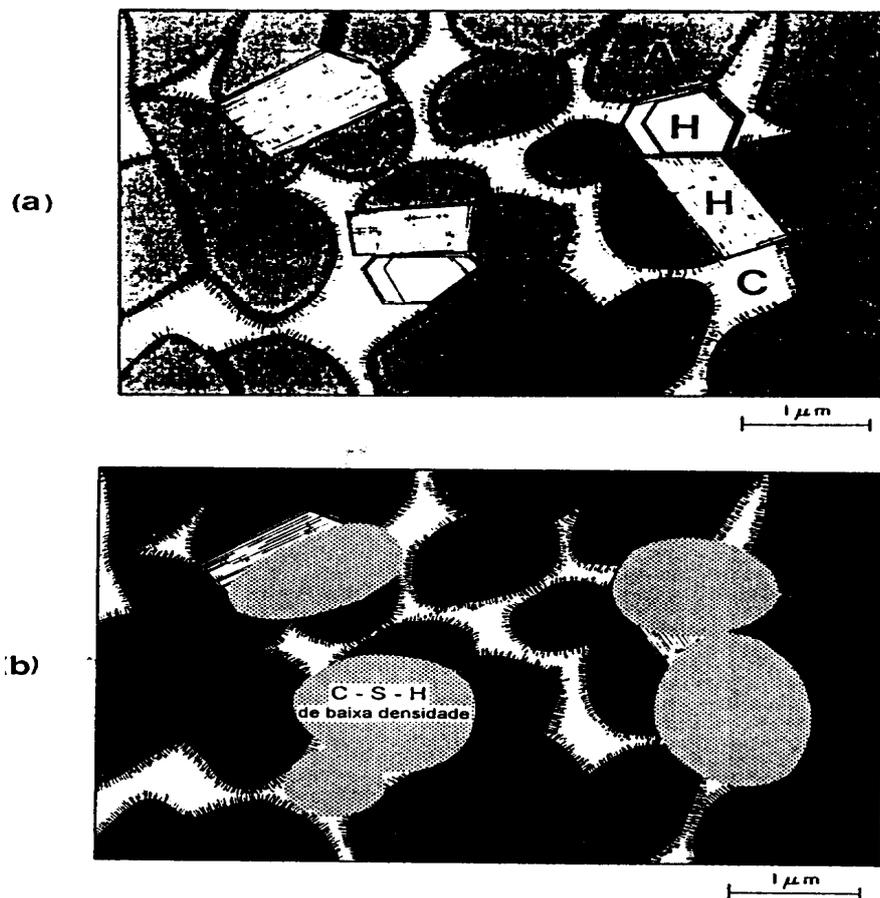


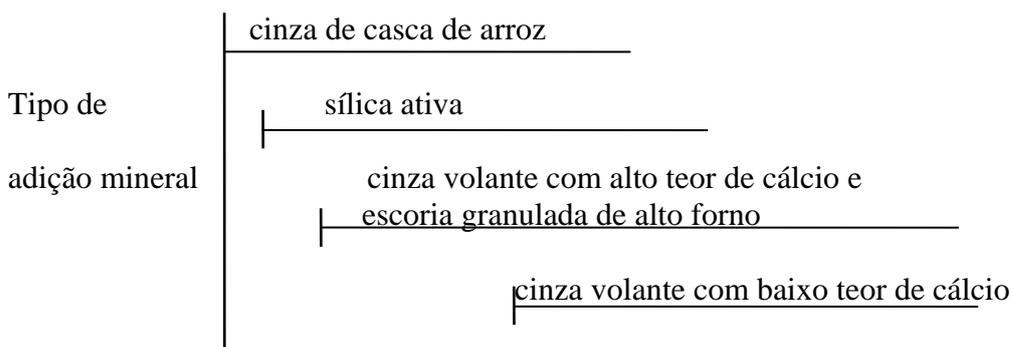
FIGURA 3.5 (a) Representação esquemática de uma pasta de cimento Portland bem hidratada; (b) representação esquemática de uma pasta de cimento Portland + pozolana bem hidratada (MEHTA, 1984; MEHTA e MONTEIRO, 1994).

Comparando uma pasta de cimento Portland bem hidratada FIGURA 3.5(a) com uma pasta de cimento Portland + pozolana bem hidratada FIGURA 3.5(b), MEHTA (1984) mostra que como resultado da reação pozolânica os vazios capilares foram eliminados ou reduzidos em tamanho, sendo os cristais densos de hidróxido de cálcio substituídos pelo C-S-H formado com densidade menor .

Conforme a TABELA 3.3, dada pelo RILEM (1988), a cinza de casca de arroz aparece como adição mineral altamente pozolânica quando é produzida por combustão controlada, mas quando é queimada em campo, ou seja, sem controle, classifica-se como “outros”, ou seja, pozolana pouco reativa, conforme a classificação de MEHTA e MONTEIRO (1994), apresentada na TABELA 2.5; então, relativamente aos três aspectos da reação pozolânica apresentados, quando emprega-se CCA vale a pena observar que:

- HWANG e WU (1989) estudando cinzas de casca de arroz queimadas com temperaturas, de 400 a 1200°C, com CCA queimada a 600°C obtiveram uma cinza bastante amorfa; aprofundando os estudos com CCA, na reação com o hidróxido de cálcio em pastas de cimento com relação água/aglomerante de 0.40 e 15% de CCA observaram que em só um dia todo o hidróxido de cálcio livre havia reagido com a CCA, pelo que confirmaram que esta CCA apresentava muita reatividade justificando assim a sua inclusão na classificação do RILEM (1988) como pozolana altamente reativa.

- MEHTA (1992) atribui a alta reatividade da CCA queimada controladamente as características das partículas de serem altamente porosas pelo que não necessita-se um longo período de indução para a ativação da superfície em médio alcalino e conseqüentemente para a reação com o hidróxido de cálcio, reagindo rapidamente e formando silicatos de cálcio hidratado (C-S-H), pelo que a reação não é lenta. Segundo o autor, quando a cinza da casca de arroz é altamente pozolânica, não são necessários longos períodos de cura para atingir às resistências desejadas (FIGURA 3.6).



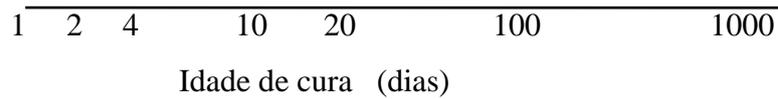


FIGURA 3.6 Período efetivo de contribuição na resistência (MEHTA,1992)

Segundo MALHOTRA e MEHTA (1996), as variações relativas ao tempo em que a reação pozolânica inicia-se são influenciadas pelas características físicas desta cinza, em particular pela sua finura, além das condições de formação da CCA e da quantidade de cinza e cal ou cimento.

- O emprego de cinza de casca de arroz produz refinamento de poros, conforme apresenta-se na FIGURA 3.7 (MANMOHAN e MEHTA, 1981). Os dados foram obtidos pela técnica de penetração de mercúrio nas idades de 28 dias e 1 ano. Este refinamento de poros causa um decréscimo importante na permeabilidade e conseqüentemente aumento na resistência, conforme MEHTA (1984), MEHTA (1992), MEHTA e MONTEIRO (1994), MALHOTRA e MEHTA (1996).

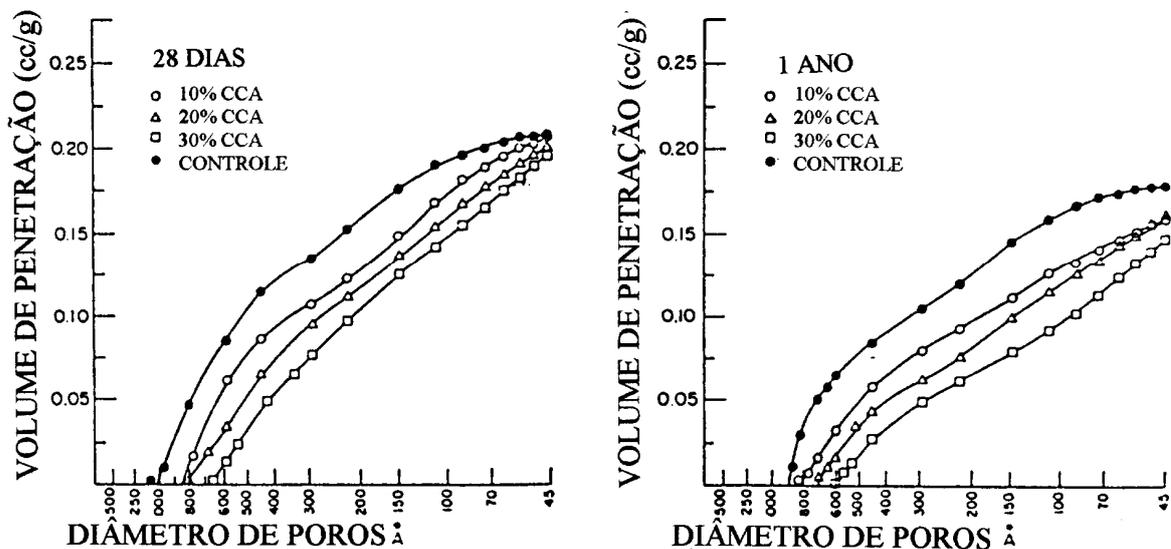


FIGURA 3.7 Refinamento da pasta de cimento hidratado contendo cinza de casca de arroz (MANMOHAN e MEHTA, 1981)

Já foi descrita a reação pozolânica, e as características desta reação quando emprega-se cinza de casca de arroz. Devido a que as diferentes adições minerais apresentam diferentes comportamentos, surgiu a necessidade de qualificar os materiais pozolânicos, sendo

introduzido o conceito de atividade pozolânica e o índice de atividade pozolânica (IAP) como um indicador da reatividade e eficácia de cada pozolana. Assim, os materiais mais reativos e mais adequados para ser empregados com o cimento Portland ou com a cal apresentam maior índice de atividade pozolânica (IAP). Há muitos métodos de ensaio para avaliar a atividade pozolânica. A correlação ou não entre a atividade pozolânica com a cal ou cimento, e o seu real desempenho em concretos e argamassas, tanto com relação à resistência mecânica quanto às outras propriedades, tem sido um questionamento constante no meio técnico, conforme MALHOTRA e MEHTA (1996).

SANTOS (1997) estudando a influência do processo de queima no índice de atividade pozolânica (IAP) de cinzas de casca de arroz residuais com o cimento, achou IAP superiores aos exigidos pela NBR 12653/92, tendo melhores resultados com aqueles processos onde o material foi recolhido via seca, superando os valores obtidos para a CCA produzida em forno de leito fluidizado. Na mesma pesquisa, conforme a TABELA 3.6, os diferentes tempos de moagem da CCA levaram a diferentes superfícies específicas do material e influenciaram de forma significativa na atividade pozolânica concluindo a autora que cada CCA produzida por um processo de queima possui seu tempo de moagem ótimo para atingir a sua atividade pozolânica máxima. Uma observação importante apresentada no trabalho é que a CCA que apresentou maior índice de atividade pozolânica com o cimento não apresentou o melhor desempenho em argamassa, isso foi atribuído à forma com que é realizado o ensaio de atividade pozolânica, que compara o desempenho de pozolanas permitindo a variação da relação água/aglomerante; assim, muitas vezes, as pozolanas mais finas por necessitarem de uma maior quantidade de água para atingir determinada consistência fixada pela norma apresentam elevada relação água/aglomerante e baixos índices de atividade pozolânica; além disso, estas pozolanas muito finas podem formar grumos e, para desenvolver todo o seu potencial, exigem agentes dispersantes nas argamassas e concretos, papel este hoje desempenhado pelos aditivos plastificantes e superplastificantes.

GAVA (1999) fez um estudo comparativo de diferentes metodologias para avaliação da atividade pozolânica; acha que as mesmas não apresentaram concordância com o real desempenho das pozolanas nas argamassas, por não considerarem uma série de fatores que influenciam a reação pozolânica, e que estas metodologias para a seleção e classificação de pozolanas inibem o uso de determinado tipo de pozolana ao classificá-la de forma errônea.

Com relação à CCA residual, GAVA (1999) observou que apresenta um desempenho muito próximo ao da sílica ativa, o que mostra a viabilidade de utilização deste resíduo

agrícola como material pozolânico. Na TABELA 3.7 apresentam-se os resultados obtidos na pesquisa estudando a influência do tipo de cimento (Votoran e Itambé) e da adição mineral (cinza de casca de arroz, sílica ativa e cinza volante) nas diferentes metodologias para determinação do IAP, onde observa-se que em todos os ensaios a ordem de classificação das pozolanas foi sempre a mesma. A cinza de casca de arroz (CCA) apresentou sempre os maiores valores de IAP enquanto que a cinza volante (CV) apresentou os menores. Vale a pena observar que, conforme a autora, os menores valores de IAP apresentados pela sílica ativa (SA) quando comparados aos índices da CCA são explicados pelas metodologias de ensaio que fixam a consistência e a controlam pela adição de água na mistura o que resulta numa relação água/aglomerante variável, isto justifica as constantes críticas a estas metodologias que prejudicam pozolanas altamente reativas como a sílica ativa.

TABELA 3.7 Resultados de IAP (%) obtidos por GAVA (1999) empregando diferentes cimentos, adições minerais e metodologias de determinação

Metodologia de determinação do IAP	CCA		SA		CV	
	Votoran	Itambé	Votoran	Itambé	Votoran	Itambé
NBR 5752 (1992)	111	104	101	93	76	70
ASTM C311a (1996)	113	111	97	110	85	105
ASTM C1240 (1993)	120	108	116	106		

A seguir apresentam-se algumas considerações relativas ao efeito físico (ou filler) que altera a estrutura dos poros da pasta de cimento devido ao bloqueio e obstrução dos poros e vazios pela ação das partículas pequenas (os grãos mais finos).

A incorporação de partículas mais finas que as do cimento, na maioria dos casos, mesmo que não sejam totalmente pozolânicas, causa a segmentação dos poros maiores e aumenta a quantidade de locais de nucleação para a precipitação dos produtos de hidratação da pasta de cimento, acelerando as reações e formando cristais menores de hidróxido de cálcio (MEHTA, 1984; MEHTA, 1987; MEHTA, 1992; MALHOTRA e MEHTA, 1996). A ação química, via reação pozolânica, reforça a ação física pela maior segmentação dos poros e refinamento dos grãos de CH, a medida que a idade avança (ISAIA, 1995). Poucos são os estudos atuais publicados na literatura que quantificam os efeitos destas duas ações que agem sobre a pasta de cimento quando parte do cimento é substituído por adições pozolânicas (DETWILER e MEHTA, 1989; MALE, 1989; GOLDMAN e BENTUR, 1993 a,b; ISAIA,

2000; entre outros). Para testar este efeito alguns pesquisadores realizaram experiências com fillers não pozolânicos e assim quantificam a ação da adição mineral no acréscimo da resistência do concreto. DETWEILER e MEHTA (1989), GOLDMAN e BENTUR (1993 a,b) pesquisaram a inclusão de negro de fumo (carbon black) como microfiller, com o objetivo de compará-lo com a sílica ativa no desempenho da resistência de concretos.

ISAIA (2000) quantifica os efeitos físicos e pozolânicos de CCA residual, em comparação com um filler calcário que é uma adição mineral que ele considera inerte para todos os fins práticos. O autor comenta que sendo notório que os efeitos físicos e pozolânicos que atuam em uma mistura cimentícia dependem fortemente não só da atividade pozolânica da pozolana empregada como da sua finura, sendo as finuras do cimento e das adições minerais empregadas bastante distintas, a utilização destes materiais com as características apresentadas na TABELA 3.8 foi devida à sua disponibilidade no estado em que se encontram no mercado comercial, visando a sua aplicação tecnológica sem aumentos de custos devidos a beneficiamentos onerosos. Na pesquisa foram realizadas diferentes misturas de concreto, sendo uma com cimento portland (referência), outras com 12,5% , 25% e 50% de substituição de cimento por cinza de casca de arroz e filler calcário, em duas idades (28 e 91 dias), com dois níveis de resistências (35 e 65 MPa), com o objetivo de quantificar esses efeitos em relação à quantidade de substituição de cimento por pozolana e do patamar da resistência, ou seja, de concreto convencional e de CAR. A resistência à compressão foi calculada em base unitária, isto é, MPa por kg de cimento. Também foram calculados os teores remanescentes de hidróxido de cálcio e de água combinada.

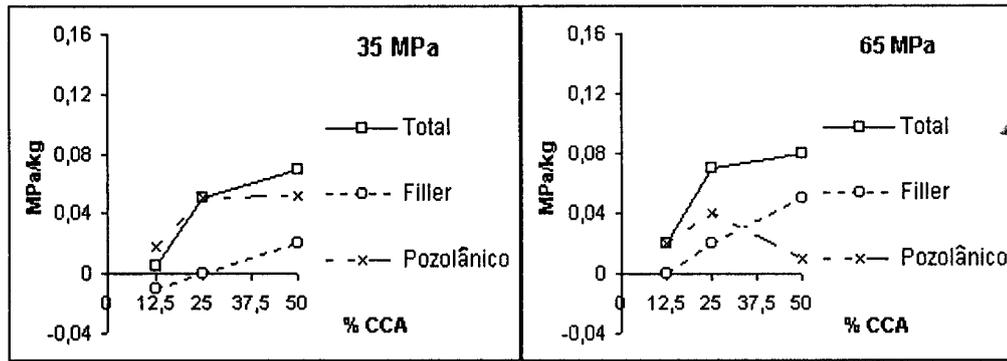
TABELA 3.8 Características físicas e químicas do cimento e adições minerais empregados para quantificar efeitos físicos e pozolânicos da CCA (ISAIA, 2000)

	Cimento	CCA	Filler calcário
<u>Ensaio físicos</u>			
Massa específica (kg/dm ³)	3,12	2,02	2,33
Finura BET (m ² /g)	1,8	40,1	5,3
Tamanho médio das partículas (µm)	8,3	10,8	3,6
<u>Ensaio químicos (%)</u>			
Perda ao fogo	2,1	9,1	38,6
SiO ₂	19,6	86,5	9,6
Al ₂ O ₃	4,8	0,3	2,0
FeO ₃	3,1	0,1	0,7
CaO	64,4	0,5	43,9
MgO	1,7	0,3	4,7
SO ₃	2,8	0,1	0,3

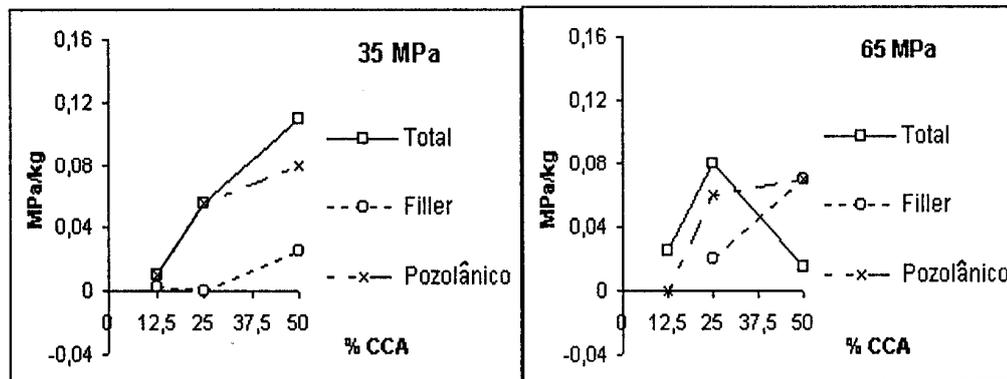
Na ₂ O	0,1	0,1	0,1
K ₂ O	1,0	1,6	0,2

Na investigação ISAIA (2000) tomou como paradigma de comparação a mistura de referência de cimento portland, cujos resultados unitários foram considerados decorrentes do efeito de hidratação (EH); conforme as diretrizes de GOLDMAN e BENTUR (1993), as diferenças entre a resistência unitária das misturas com CCA e o concreto de referência foram consideradas como efeito total (ET), ou seja, a soma dos efeitos físicos e químicos decorrentes da substituição parcial de cimento por pozolana; e, as diferenças entre a resistência unitária das misturas com filler calcário e o concreto de referência foram consideradas como decorrentes do efeito filler (EF).

Na FIGURA 3.8 apresenta-se os resultados obtidos por ISAIA (2000) mostrando separadamente os efeitos total, pozolânico e filler, sendo o efeito pozolânico (EP) calculado pela diferença entre o efeito total (ET) da mistura contendo a CCA e o efeito físico (EF) da respectiva mistura contendo filler calcário, isto é: $EP = ET - EF$; constatando-se que, em geral, o efeito filler foi mais baixo que todos, crescendo mais significativamente com o nível de resistência do que com a idade, e na medida que o teor de CCA aumentou de 12,5 para 50% os efeitos físicos também aumentaram. Conforme o autor as misturas com 50% de CCA apresentaram resultados anômalos provavelmente devido ao alto teor de aditivo que foi necessário empregar para se conseguir a consistência desejada.



(a) 28 dias



(b) 91 dias

FIGURA 3.8 Efeitos total, físico e pozolânico da resistência à compressão unitária das misturas com CCA para as idades de 28 dias e 91 dias (ISAIA, 2000)

Quando se substitui parte do cimento portland por CCA, a CCA atua de modo distinto de acordo com sua granulometria, atividade química ou física, em relação às suas interações com a pasta de cimento, mais ISAIA (2000) conclui que apesar de os valores do efeito pozolânico, quase sempre, serem superiores aos do efeito físico, as diferenças diminuem quando a idade aumenta de 28 para 91 dias, e quando o teor de CCA aumenta na mistura, sendo que em alguns casos, como das misturas contendo 50% de CCA o valor do efeito físico superou ao do efeito pozolânico.

De acordo com MEHTA e AITCIN (1990) e MALHOTRA e MEHTA (1996) através do efeito físico, os grãos finos proporcionam maior empacotamento com o cimento e diminuem o efeito parede na zona de transição entre a pasta e os agregados. Em consequência, há reforço desta zona mais fraca devido à maior aderência entre a pasta e os agregados, reforçando a microestrutura e as propriedades gerais do concreto. Pelo que outro

efeito causado pelo emprego de CCA no concreto é a interferência da cinza no desenvolvimento da zona de transição.

A densificação da microestrutura da zona de transição, devida à presença de CCA, foi pesquisada por NIELSEN, SANDBERG e FOLLIARD (1992) e ZHANG et al. (1996), tendo sido demonstrado que há decréscimo do CH na interface, proporcionando densificação e redução da espessura da mesma.

NIELSEN, SANDBERG e FOLLIARD (1992) empregando difração de raios-X observaram decréscimos relativos à concentração de Ca(OH)_2 na zona de transição quando se substitui cimento por CCA. Na FIGURA 3.9 apresentam-se os resultados de ZHANG et al. (1996) relativos à porosidade de pastas de cimento com 10% de substituição de cimento por CCA, 10% de substituição de cimento por sílica ativa (SA), e a pasta de cimento de controle, em função da distância à superfície do agregado aos 28 dias de idade; aos 20 μm da superfície do agregado, por exemplo, a porosidade para a pasta de controle, CCA e SA foi aproximadamente de 25, 18 e 10%; aos 33 μm a porosidade foi aproximadamente de 17, 9 e 7%, respectivamente, enquanto que aos 43 μm a porosidade foi aproximadamente de 11, 5 e 7%, respectivamente; os resultados obtidos indicam que a incorporação de CCA reduz a porosidade na zona de transição.

Conforme exposto, a redução da porosidade e do conteúdo de Ca(OH)_2 na zona de transição das misturas com CCA melhora o comportamento do concreto quando é empregada dita adição mineral.

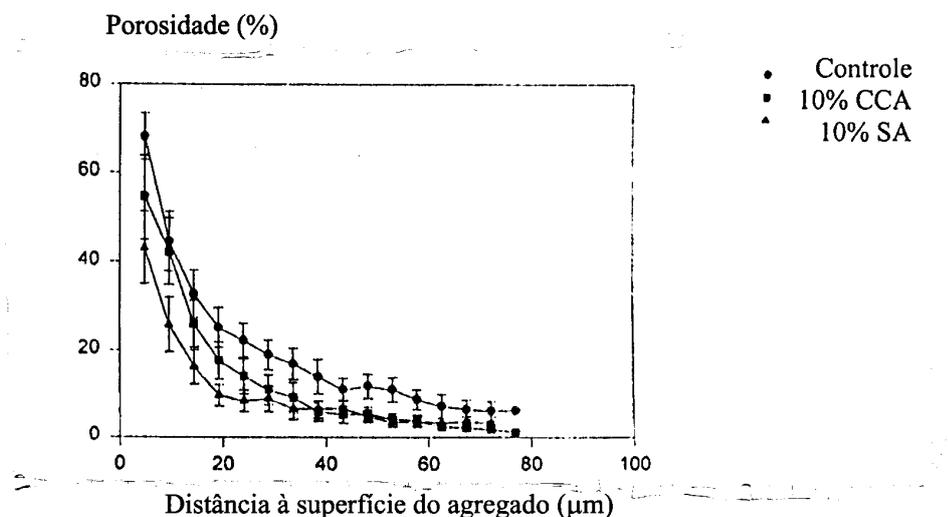


FIGURA 3.9 Porosidade da zona de transição entre agregado e pastas de cimento (ZHANG et al., 1996)

3.5 EFEITO DA CINZA DE CASCA DE ARROZ NOS CONCRETOS

O emprego de cinza de casca de arroz nos concretos pode afetar muitas de suas propriedades. A seguir apresentam-se alguns aspectos, considerados importantes, do concreto fresco e endurecido que são influenciados pela utilização de cinza de casca de arroz.

3.5.1 Concreto no estado fresco

3.5.1.1 Consumo de água.

Conforme MEHTA e MONTEIRO (1994), para uma dada consistência do concreto, o emprego de materiais de área específica muito elevada, tais como a cinza de casca de arroz, tende a aumentar o consumo de água. Este problema pode ser resolvido com a utilização de superplastificantes. O emprego de superplastificantes possui um papel importante por permitir um desenvolvimento adequado da resistência de concretos com pozolanas altamente reativas. Em geral, o uso de superplastificante, segundo os autores, é um pré-requisito com vistas a compensar a maior demanda de água pelas minúsculas partículas e utilizar totalmente o potencial físico-químico da adição pozolânica.

MALHOTRA e MEHTA (1996) comentam que estudos feitos por ZHANG e MALHOTRA (1996), em concretos com CCA amorfa, mostram que com teores superiores a 10% de substituição de cimento por cinza de casca de arroz há necessidade de usar superplastificante, devido à área específica muito elevada e à estrutura altamente celular da cinza.

3.5.1.2 Aspectos reológicos

Conforme MEHTA e MONTEIRO (1994), em concretos frescos que mostram uma tendência à exsudação e à segregação, a incorporação de partículas finamente divididas geralmente melhora a coesão por reduzir o tamanho e volume de vazios. Quanto mais fina a adição mineral, menor a quantidade que será necessária para aumentar a coesão e,

conseqüentemente, a trabalhabilidade de um concreto recentemente misturado. A diminuição na segregação e exsudação pelo emprego da adição mineral tem importância considerável quando o concreto é lançado por bombeamento.

Desta forma, os concretos com cinza de casca de arroz tendem a ser mais coesos, com redução considerável da tendência à segregação e exsudação, quando comparados a um concreto sem CCA. Conforme MALHOTRA e MEHTA (1996), ZHANG e MALHOTRA (1996), empregando uma relação água/aglomerante de 0.40 com 10% de substituição de cinza de casca de arroz, a exsudação do concreto tornou-se desprezível; HWANG e WU (1989), estudando as propriedades de pastas de cimento com cinza de casca de arroz, concluem que a exsudação é inversamente proporcional ao conteúdo de cinza na pasta.

3.5.1.3 Calor de hidratação

Conforme NEVILLE (1997), à semelhança de muitas reações químicas, a hidratação dos compostos do cimento é exotérmica. Como a condutividade do concreto é relativamente baixa, ele atua como um isolante e no interior de um grande volume de concreto a hidratação pode resultar em considerável aumento de temperatura. O calor de hidratação é a quantidade de calor, por grama de cimento não hidratado, que se desprende na hidratação completa a uma temperatura dada.

Conforme MEHTA e MONTEIRO (1994), o calor de hidratação total produzido pelas reações pozolânicas envolvendo adições minerais é considerado como a metade do valor médio produzido pela hidratação do cimento Portland. Segundo MALHOTRA (1993), está-se pesquisando o assunto.

Conforme MEHTA (1989), os concretos com cinza de casca de arroz desenvolvem maiores resistências e menor calor de hidratação a 7 e 28 dias que os concretos sem adição.

HWANG e WU (1989), estudando as propriedades de pastas de cimento com cinza de casca de arroz, apresentam (FIGURA 3.10) que a evolução da curva de calor de pastas com cinza de casca de arroz é similar à das sem CCA, sendo o pico primeiro maior que o segundo; com teores altos de cinza de casca de arroz a quantidade de calor de hidratação fica diluída pelo efeito da água, e concluem que o calor de hidratação é inversamente proporcional à relação água/cimento sendo que para a mesma relação água/cimento diminui o calor de hidratação com o aumento do teor de CCA.

Previendo este fato, MEHTA e PIRTZ (1978) propõem a substituição de cimento Portland por cinza de casca de arroz em construções de concreto massa, com baixos consumos de cimento e proporções de cinza de casca de arroz elevadas (>30%).

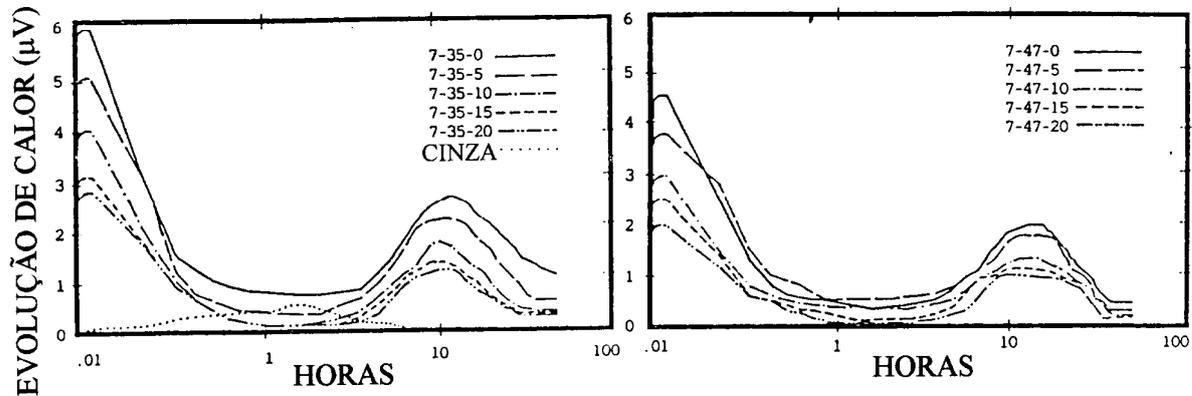


FIGURA 3.10 Evolução do calor em pastas de cimento com cinza de casca de arroz, conforme HWANG e WU (1989), sendo na legenda idade–relação a/c(%)–teor de CCA (%)

3.5.1.4 Fissuração por dessecação superficial ou retração plástica

Sempre que não for realizada uma cura adequada do concreto e a velocidade de evaporação da água da superfície do mesmo for maior que a taxa de reposição da água pelo fenômeno de exsudação, podem ocorrer fissuras por dessecação superficial ou retração plástica (DAL MOLIN, 1995).

Uma vez que a cinza de casca de arroz causa uma redução significativa na exsudação do concreto, dificultando a subida de água até a superfície, existe um risco potencial de fissuração, principalmente quando a taxa de evaporação é elevada (temperatura ambiental alta, baixa umidade relativa do ar, velocidade elevada do vento, etc...); tal comportamento é relatado por SALAS et al. (1986). Para evitar este problema, deve-se proteger a superfície do concreto fresco da perda de água mediante a utilização de um método eficaz de cura. Estes métodos encontram-se descritos em inúmeras publicações (MONTEIRO e MEHTA, 1994; NEVILLE, 1997; e outras).

3.5.2 Concreto no estado endurecido

Embora existam diversas alterações proporcionadas pelo uso de cinza de casca de arroz nas propriedades do concreto no estado endurecido, como cor, resistência à compressão e à

tração, módulo de deformação, coeficiente de Poisson, aderência e fluência (creep) e durabilidade (permeabilidade, carbonatação, resistência a sulfatos e ácidos); serão discutidas apenas as propriedades mecânicas do concreto endurecido relacionadas com o programa experimental desta Tese.

3.5.2.1 Resistência à compressão

O emprego de cinza de casca de arroz afeta significativamente as propriedades mecânicas do concreto. Conforme MALHOTRA e MEHTA (1996), o emprego de cinza de casca de arroz aumenta a resistência à compressão dos concretos até idades de 180 dias. A substituição de 10% de cimento por cinza de casca de arroz para a relação a/aglomerante=0,40 fornece, aos 28 e 180 dias, resistências à compressão de 38,6 e 48,2 MPa, respectivamente; sendo as correspondentes resistências à compressão dos concretos de controle de 36,4 e 44,2 MPa (TABELA 3.9). Os concretos com cinza de casca de arroz apresentam maiores ganhos de resistência com o tempo quando comparados com os concretos de controle, desenvolvendo menores ganhos de resistência a baixas idades (MALHOTRA e MEHTA, 1996; ZHANG e MALHOTRA, 1996).

TABELA 3.9 Propriedades mecânicas de concretos com cinza de casca de arroz no estado endurecido (MALHOTRA e MEHTA,1996; ZHANG e MALHOTRA, 1996)

CCA (%)	a/agl.	Resist. à compr. (MPa)						Ft,F(MPa) 28d	Ft,D(MPa) 28d.	Ec (GPa) 28d.
		1d	3d	7d	28d	90d	180d			
0	0,4	20,9	25,5	28,9	36,4	42,5	44,2	6,3	2,7	29,6
10	0,4	22,1	26,2	31,1	38,6	47,0	48,3	6,8	3,5	29,6

Resistência à compressão - corpos de prova: cilindros de 102x203 mm.

Resistência à tração na flexão Ft,F - corpos de prova: prismas de 102x76x406 mm.

Resistência à tração na compressão diametral Ft,D - corpos de prova: cilindros de 102x203 mm.

Módulo de deformação Ec - corpos de prova: cilindros de 152x305 mm.

Os resultados de resistência à compressão de concretos de alta resistência com diferentes teores de substituição de cimento Portland por CCA (0%, 10%, 15% e 20%) a diferentes idades (28 e 360 dias) apresentados por MEHTA (1994) constam na TABELA 3.10, onde observa-se que o emprego de cinza de casca de arroz aumenta a resistência à compressão .

TABELA 3.10 Resistência à compressão (MPa) em concretos com CCA (MEHTA, 1994)

Á/agl.	Cimento (kg/m ³)	CCA (kg/m ³)	fc 28 dias (MPa)	fc 360 dias (MPa)
0,30	428	-	70	81
	356	72	80	92
0,31	410	-	66	80
	356	54	80	92
0,33	392	-	65	80
	356	36	77	86

ZHANG et al. (1996) apresentam os resultados de resistência à compressão de concretos de alta resistência (TABELA 3.11) com 10% de substituição de cimento Portland por CCA e concluem que a utilização de cinza de casca de arroz aumenta a resistência à compressão dos concretos até idades de 180 dias.

TABELA 3.11 Resist. à compressão (MPa) em concretos com CCA (ZHANG et al., 1996)

á/agl.	Cimento (kg/m ³)	CCA (kg/m ³)	Abatim. (mm)	fc 1 dia	fc 7 dias	fc 28 dias	fc 90 dias	fc 180 dias
0,30	447,8	-	150	41,4	52,1	61,0	70,6	76,5
0,30	403,2	44,8	120	41,4	57,9	70,8	78,9	81,7

Na TABELA 3.12 apresentam-se os resultados de ISAIA (1996) relativos à resistência à compressão de concretos com relação água/aglomerante de 0,30, 0,40 e 0,50 na idade de 91 dias, com teores de substituição de 0%, 10%, 20% e 30% de CCA por cimento em massa. A cinza empregada foi obtida 50% sem controle de combustão e 50% queimada em laboratório a 650°C, achando que, de modo geral, quanto maior é o teor de CCA empregada, maior é o desempenho da pozolana frente à propriedade estudada.

TABELA 3.12 Resistência à compressão (MPa) em concretos com CCA (ISAIA, 1996)

Água/aglomerante	% CCA	91 dias
0.30	0	73,3
	10	76,2
	20	78,9
	30	99,9

0.40	0	58,9
	10	67,4
	20	70,8
	30	81,0
0.50	0	48,5
	10	55,8
	20	58,8
	30	73,2

Na TABELA 3.13 apresentam-se os resultados de SILVEIRA (1996) relativos à resistência à compressão de concretos aos 28 e 148 dias de idade com teores de adição de 0%, 5% e 10% de CCA. A cinza empregada foi obtida em forno de leito fluidizado com temperatura de 560°C; na resistência à compressão a autora conclui que foram identificados aumentos médios acima de 10% para adições de 10% de CCA.

TABELA 3.13 Resistência à compressão (MPa) em concretos com CCA (SILVEIRA, 1996)

Água/aglomerante	% CCA	28 dias	148 dias
0,42	0	51,6	65,2
	5	46,2	58,5
	10	54,5	63,1
0,51	0	35,7	40,9
	5	42,9	43,6
	10	44,3	50,6
0,60	0	33,6	35,0
	5	33,9	34,0
	10	38,9	40,3

Na TABELA 3.14 apresentam-se os resultados de resistência à compressão a diferentes idades (3, 7, 28 e 56 dias) apresentados por CHATVEERA e NIMITYONGSKUL (1996) de concreto de alto desempenho com cinza de casca de arroz, com porcentuais de substituição de 0, 10, 20, 30, 40 e 50% de cimento Portland por CCA e três tipos de modificação da CCA, a qual era feita com água e um aditivo plastificante; a CCA tipo I tinha

TABELA 3.14 Resistência à compressão (MPa) em concretos com diferentes tipos e teores de CCA (CHATVEERA e NIMITYONGSKUL, 1996)

Tipo de CCA	% CCA	3 dias	7 dias	28 dias	56 dias
	0	52	53	61	

I	10	35	41		75
	20	35	38	41	65
	30	30	33	35	65
	40	45	58	62	65
	50	25	26	30	45
	60	20	25	35	42
II	0	52	53	61	
	10	32	35	46	62
	20	40	41	43	73
	30	52	63	68	72
	40	50	65	73	76
	50	25	30	42	53
60	18	20	35	43	
III	0	52	53	61	
	10	25	49	70	75
	20	50	52	70	78
	30	52	63	72	83
	40	40	55	59	63
	50	38	46	55	
60	25	40	72	75	

0,2% de aditivo plastificante em relação à massa da CCA-água misturada 1 minuto; a CCA tipo II tinha a mesma quantidade de aditivo misturado 2 minutos com a cinza e a água, enquanto a CCA tipo III tinha 0,3% de aditivo em relação à massa CCA-água misturada 2 minutos. O tamanho máximo de agregado graúdo empregado foi de 10mm, e o cimento Portland comum; não são apresentados dados relativos à dosagem dos concretos, nem da relação água/cimento empregada; só é relatado que foi empregado um teor de aditivo superplastificantes constante de 2,4% em relação à massa de material cimentício, e que o abatimento foi mantido em 20 ± 2 cm. Na TABELA 3.14 observa-se que aos 3 dias de idade a resistência à compressão obtida com CCA não é maior que a do concreto de controle, a CCA tipo III é a pozolana mais efetiva, e o teor de substituição ótimo é variável para cada tipo de cinza, sendo 10% para a CCA tipo I, e 30% para as CCA tipo II e III.

Na TABELA 3.15 apresentam-se os resultados de resistência à compressão apresentados por SANTOS (1997) aos 3, 7, 28 e 90 dias de idade de corpos-de prova de concreto com teores de substituição de 0%, 15% e 40% de cimento Portland por CCA; a cinza empregada foi obtida por um sistema de produção semi-industrializado via seca, o cimento Portland CP-I-S 32, o agregado miúdo de origem quartzosa e o agregado graúdo de origem granítica com dimensão máxima característica de 12,5 mm; a substituição do cimento por pozolana foi feita em volume absoluto de cimento. Em cada uma das relações água/aglomerante mostra-se a evolução da resistência à compressão para as quatro idades.

TABELA 3.15 Resistência à compressão (MPa) em concretos com CCA (SANTOS, 1997)

Relação a/agl	% CCA	3 dias	7 dias	28 dias	90 dias
0.4	0	34,7	39,7	45,5	55,3
	15	36,2	41,7	55,7	63,7
	40	26,7	39,7	43,2	56,6
0.5	0	28,3	32,7	38,2	43,2
	15	26,7	34,0	44,8	49,6
	40	18,1	28,6	39,4	46,4
0.6	0	21,0	24,8	30,5	37,5
	15	17,8	25,1	35,6	59,3
	40	12,7	19,7	28,6	36,2

Os resultados de resistência à compressão de concretos com relação água/(c+CCA)=0.50, em diferentes idades, com teores de substituição de 0%, 10% e 20% de cimento Portland por CCA, apresentados por RODRIGUEZ e DAL MOLIN (1999), constam na TABELA 3.16; a cinza empregada foi obtida em forno de leito fluidizado a 850°C, o cimento Portland empregado foi de alta resistência inicial CPV-ARI, o agregado miúdo areia normal brasileira e o agregado graúdo de origem basáltica com dimensão máxima característica de 19mm. Verifica-se que o fator idade é significativo, não sendo significativo o efeito da incorporação de cinza de casca de arroz em cada uma das idades estudadas.

TABELA 3.16 Resistência à compressão (MPa) em concretos com relação água/(c+CCA)=0.50, em diferentes idades (RODRIGUEZ e DAL MOLIN, 1999)

IDADE (dias)	0% CCA	10% CCA	20% CCA
1	20,2	17,8	17,0
2	26,9	26,2	23,0
3	29,3	29,4	25,8
7	31,5	33,5	32,3
14	35,5	36,9	34,5
28	41,9	40,9	40,6
90	44,3	43,5	44,8

ABREU et al. (1999), trabalhando com cinza de casca de arroz obtida em forno de leito fluidizado a 700°C, cimento CPV-ARI, agregado graúdo de origem basáltica com dimensão máxima característica de 19mm, agregado miúdo com módulo de finura de 2.66, estudaram concretos com relação água/aglomerante de 0,50 , 0,65 e 0,80 e adição de CCA em

teores de 0%, 6% e 12% em relação à massa de cimento, e constataram que a adição de CCA não foi estatisticamente significativa para a resistência à compressão aos 28 dias de idade. Os resultados apresentam-se na TABELA 3.17. A cinza empregada tinha uma superfície específica de 25,16 m²/g medida por absorção de nitrogênio.

TABELA 3.17 Resistência à compressão (MPa), aos 28 dias de idade, de concretos com adição de CCA (ABREU et al., 1999)

Água/aglomerante	0% CCA	6% CCA	12% CCA
0,50	42,3	43,7	43,4
0,65	26,6	26,2	25,6
0,80	19,5	18,6	18,5

SUGITA et al. (1997) com relação água/aglomerante de 0,65 , 0,75 e 0,80 e teores de adição de CCA de 0%, 10%, 20%, 30% e 50% em relação à massa de cimento, acharam que a adição de CCA aumenta a resistência à compressão aos 28 dias de idade, sendo que com 20% de adição obtém os maiores valores de resistência à compressão. A cinza empregada tinha uma superfície específica de 40m²/g medida por absorção de nitrogênio.

Na TABELA 3.18 apresentam-se os resultados de resistência à compressão aos 28 e 180 dias de idade obtidos por FERREIRA (1999) em concretos com adição de CCA em diferentes teores; a CCA empregada foi obtida em forno de leito fluidizado a 850°C, o cimento CP-V ARI, e o projeto de experimento foi fracionado. Aos 28 dias de idade conclui que nas baixas relações água/aglomerante quanto maior for o teor de adição maior é o valor de resistência à compressão, enquanto nas altas relações água/aglomerante (0,80) ocorre o oposto; aos 180 dias de idade não constatou efeito significativo do teor de CCA assim como da interação entre a relação água/aglomerante e o teor de adição na resistência à compressão.

TABELA 3.18 Resistência à compressão (MPa) em concretos com CCA (FERREIRA, 1999)

Água/aglomerante	% CCA	28 dias		180 dias	
0,30	0	52,8	59,6	71,6	68,0

	10	63,2	64,4	65,6	66,4
	20	70,4	67,2	69,6	79,2
0,35	5	56,8	52,0	66,4	65,6
	15	57,2	50,0	64,0	55,2
0,45	0	44,8	41,2	46,8	49,2
	10	45,2	41,2	43,6	48,4
	20	41,2	47,2	45,2	42,4
0,60	5	34,4	31,2	36,0	36,8
	15	31,2	28,4	36,8	35,2
0,80	0	20,8	18,8	18,0	24,8
	10	17,6	18,8	23,9	25,6
	20	20,8	18,8	21,6	21,6

Na TABELA 3.19 apresentam-se os resultados de GASTALDINI et al. (1999) relativos à resistência à compressão de concretos com relação água/aglomerante de 0,40 , 0,50 e 0,60 aos 28 e 91 dias de idade com teores de substituição de 0% e 50% de CCA por cimento em massa . A cinza empregada não teve controle de combustão.

TABELA 3.19 Resistência à compressão (MPa) em concretos com CCA (GASTALDINI et al, 1999)

Água/aglomerante	% CCA	28 dias	91 dias
0.40	0	62,3	72,0
	50	53,1	65,4
0.50	0	50,6	63,5
	50	48,0	58,9
0.60	0	38,8	45,8
	50	36,2	48,9

Na TABELA 3.20 apresentam-se os resultados de VAGHETTI (1999) relativos à resistência à compressão de concretos com relação água/aglomerante de 0.35, 0.45 e 0.55 nas idades de 7, 28, 91 e 182 dias com teores de substituição de 0%, 25% e 50% de CCA por cimento em massa . A cinza empregada foi residual, o cimento CP-V ARI .

TABELA 3.20 Resistência à compressão (MPa) em concretos com CCA (VAGHETTI, 1999)

Relação á/agl	% CCA	7 dias	28 dias	91 dias	182 dias
	0	62,8	68,6	79,6	74,3

0.35	25	61,4	74,1	67,9	84,9
	50	52,6	60,6	74,3	78,9
0.45	0	54,8	60,8	66,9	70,3
	25	45,8	58,8	51,4	64,4
	50	36,5	49,9	62,5	65,3
0.55	0	37,1	45,9	50,0	55,1
	25	32,4	50,0	42,1	49,3
	50	26,5	37,7	44,0	47,2

Os resultados de resistência à compressão de concretos com CCA de pesquisas feitas por diferentes autores foram apresentados neste item, nas TABELAS 3.9 a 3.20; os concretos foram fabricados com CCA de diferentes origens e características, diferentes conteúdos de cimento e teores de CCA, assim como diversas relações água/aglomerante, pelo que não pode ser feita uma conclusão geral, mas pode-se observar a evolução da resistência com a idade; quando a CCA é obtida com controle de combustão (TABELAS 3.9 a 3.11) observa-se um melhor comportamento dos concretos com CCA em relação aos concretos de controle, enquanto com cinzas parcialmente cristalinas e residuais os comportamentos não são homogêneos.

3.5.2.2 Resistência à tração

Na literatura há poucos dados sobre o comportamento de concretos com cinza de casca de arroz quando submetidos à tração. Resultados disponíveis (MALHOTRA e MEHTA, 1996; ZHANG e MALHOTRA, 1996) estão apresentados na TABELA 3.9, onde observa-se que a resistência à tração de concretos com cinza de casca de arroz, na idade de 28 dias, é mais alta do que a de concretos de referência.

Resultados fornecidos por CHATVEERA e NIMITYONGSKUL (1996) de resistência à tração na flexão, a 28 dias de idade, de concretos de alto desempenho com cinza de casca de arroz acham-se na TABELA 3.21 onde os autores concluem que há considerável redução da resistência à tração na flexão com 60% e 50% de substituição.

TABELA 3.21 Resistência à tração na flexão (MPa) a 28 dias de idade de concretos com diferentes tipos de CCA modificada (CHATVEERA e NIMITYONGSKUL, 1996)

% CCA	CCA tipo I	CCA tipo II	CCA tipo III
-------	------------	-------------	--------------

0	6,1	6,1	6,1
10	6,9	6,5	6,5
20	6,9	6,6	7,0
30	6,2	6,2	6,2
40	6,1	6,9	6,0
50	5,5	5,8	5,2
60	5,3	5,0	ND

Resultados de resistência à tração na flexão de concretos com adição cinza de casca de arroz, aos 28 e 148 dias de idade, obtidos por SILVEIRA (1996) apresentam-se na TABELA 3.22; para a resistência à tração conclui que foram identificados ganhos da ordem de 17% para adições de 10% de CCA.

TABELA 3.22 Resistência à tração na flexão (MPa) em concretos (SILVEIRA, 1996)

Água/aglomerante	% CCA	28 dias	148 dias
0.42	0	5,92	7,30
	5	5,71	6,26
	10	5,64	8,84
0.51	0	4,61	6,12
	5	4,51	5,73
	10	5,23	7,60
0.60	0	4,35	5,26
	5	4,58	5,23
	10	4,83	6,26

3.5.2.3 Módulo de deformação

Limitada quantidade de dados estão disponíveis na literatura sobre módulo de deformação de concretos com cinza de casca de arroz, alguns dos quais são apresentados na TABELA 3.9, onde observa-se que os valores atingidos pelos concretos com cinza de casca de arroz e sem CCA são similares.

4 PESQUISA EXPERIMENTAL

Para a obtenção de parâmetros que caracterizem o concreto de alta resistência com adição de cinza de casca de arroz proceder-se á à realização dos seguintes ensaios mecânicos:

- resistência à compressão (f_c)
- resistência à tração por compressão diametral (f_t , D)
- resistência à tração na flexão (f_t , F)
- módulo de deformação (E_c)

Para auxiliar no entendimento das mudanças nas propriedades mecânicas dos concretos investigados e pesquisar sobre a influência do efeito pozolânico e do tipo de cinza de casca de arroz, será feita uma análise da microestrutura com a utilização de microscópio eletrônico de varredura e difração de raios-X.

A seguir descreve-se o planejamento, os procedimentos e materiais a serem utilizados nesta fase da pesquisa.

4.1 PLANEJAMENTO DOS ENSAIOS

Como quase sempre os experimentos com materiais de construção envolvem muitos fatores, sendo necessário estudar o efeito interligado destes fatores ou variáveis sobre a resposta do experimento, normalmente é feito um estudo de todas as combinações possíveis entre as variáveis envolvidas. Na medida em que o número de fatores ou variáveis do projeto aumenta, o número de combinações de tratamentos cresce muito rapidamente, motivo pelo qual em um determinado momento é necessário limitar as variáveis, seja por questões econômicas, de tempo ou trabalho envolvido; então o fracionamento de projetos surge como uma alternativa onde apenas uma fração das combinações é ensaiada (MONTGOMERY, 1976; NANNI e RIBEIRO, 1992). DAL MOLIN (1995), após realizar a parte experimental de sua pesquisa de forma integral, verificou que a técnica estatística de fracionamento de projeto poderia ser utilizada sem prejuízo das conclusões e modelagem do comportamento dos concretos ensaiados. Desta forma, foi realizado o fracionamento do projeto.

4.1.1 Ensaios mecânicos

Foram definidas as seguintes variáveis:

a) Relação água/(cimento+cinza de casca de arroz) ou $a/(c+CCA)$: 0,25; 0,28; 0,32; 0,40; e 0,50. Estes valores, na sua maioria, foram os utilizados por DAL MOLIN (1995). Eles foram adotados considerando que a Lei de Abrams é uma função exponencial decrescente, onde pequenas variações nos termos próximos ao ramo descendente da curva (baixas relações a/c), provocam mudanças consideráveis na resistência do concreto. Assim, de forma de abranger uma faixa razoável de resistência à compressão, chegando a concretos de média e baixa resistência, os valores adotados de a/c variaram de 0,25 a 0,50, tendo sido estabelecida uma progressão aritmética de razão igual a 0,025 da seguinte forma:

a = primeiro termo da progressão aritmética = 0,25

b = razão da progressão aritmética = 0,025

$a+b = 0,25 + 0,025 = 0,275 \Rightarrow$ por aproximação resulta o valor 0,28

$0,275+2b = 0,275+2(0,025) = 0,275+0,05 = 0,325 \Rightarrow$ por aproximação resulta o valor 0,32

$0,325+3b = 0,325+3(0,025) = 0,325 + 0,075 = 0,40$

$0,40+4b = 0,40+4(0,025) = 0,40+0,10 = 0,50$

b) idade: 1, 7, 28, 63 e 91 dias. As idades para realização dos ensaios foram estabelecidas procurando-se adotar idades comumente utilizadas em análise do comportamento do concreto (MALHOTRA e MEHTA, 1996; DAL MOLIN, 1995).

c) Adições: 0, 5%, 10%, 15% e 20% de cinza de casca de arroz, adotando-se teores utilizados comumente na bibliografia (MEHTA, 1992).

A TABELA 4.1 mostra, de forma esquemática, todas as variáveis envolvidas no programa experimental, considerando 3 exemplares por variável analisada.

TABELA 4.1 Variáveis analisadas no programa experimental - ensaios mecânicos

Adição de CCA (%)	Relação $a/(c+CCA)$	Idade (dias)	Ensaio a realizar	No. de corpos-de-prova com projeto completo
0	0,25	1	- Compressão Simples	375
5	0,28	7	- Tração por Compr.Diam.	375
10	0,32	28	- Tração por Flexão	375
15	0,40	63	- Módulo de deformação	375
20	0,50	91		
TOTAL: 5	5	5	4	1500

Para fracionar o projeto completo, procedeu-se da forma indicada na TABELA 4.2, que apresenta os pontos escolhidos para os quais realizaram-se ensaios laboratoriais; os demais avaliaram-se estatisticamente.

TABELA 4.2 Pontos a ensaiar em laboratório

0% de CCA	0,25	0,28	0,32	0,40	0,50
1d.	X		X		X
7d.					
28d.	X		X		X
63d.					
91d.	X		X		X
5% de CCA	0,25	0,28	0,32	0,40	0,50
1d.					
7d.		X		X	
28d.					
63d.		X		X	
91d.					
10% de CCA	0,25	0,28	0,32	0,40	0,50
1d.	X		X		X
7d.					
28d.	X		X		X
63d.					
91d.	X		X		X
15% de CCA	0,25	0,28	0,32	0,40	0,50
1d.					
7d.		X		X	
28d.					
63d.		X		X	
91d.					
20% de CCA	0,25	0,28	0,32	0,40	0,50
1d.	X		X		X
7d.					
28d.	X		X		X
63d.					
91d.	X		X		X

O número de ensaios, que com um projeto completo era de 375 para cada propriedade mecânica analisada, considerando 3 repetições, passou a ser de 105, que mostra as vantagens obtidas pelo fracionamento. Então o número total de corpos-de-prova a ensaiar com o projeto fracionado passou a ser de 420 . Vale a pena observar que na tração por flexão devido ao

tamanho dos corpos-de prova empregados (15cm x 15cm x 60cm) só estudou-se a idade de 28 dias, pelo que o número total de corpos-de-prova a ensaiar foi de 354.

Para estudar a importância do tipo de cinza de casca de arroz empregada foram feitos ensaios, só à compressão simples, com uma cinza cristalina, na idade de 28 dias, considerando três relações água/(cimento +CCA) 0,25; 0,32 e 0,50 com dois percentuais de adição: 10% e 20%, os resultados obtidos compararam-se com os correspondentes resultados obtidos com cinza altamente reativa; o número de ensaios realizados foi de 18 com cinza de casca de arroz cristalina ; então o número total de ensaios feitos passou a ser de 372.

Com todos os parâmetros estabelecidos, passou-se à execução dos experimentos.

4.1.2 Ensaios da microestrutura

Como o número de variáveis controladas é muito grande para um estudo através da microestrutura, selecionaram-se as misturas com relação água/(cimento+CCA) de 0,32 e 0,50 para caracterizar o concreto de alta resistência e o convencional, moldados com cinza de casca de arroz altamente pozolânica, com cinza de casca de arroz cristalina e sem cinza de casca de arroz, avaliadas em duas idades distintas, 1 e 28 dias, com exceção da cinza de casca de arroz cristalina que estudou-se só na idade de 28 dias. A TABELA 4.3 mostra, de forma esquemática, a programação dos ensaios para os dois tipos de CCA .

TABELA 4.3 Variáveis analisadas no programa experimental - ensaios da microestrutura

Adição de CCA (%)	Relação a/(c+CCA)	Idade (dias)	Ensaio realizados	Mistura
0				
10	0,32	1	MEV com elétrons sec.	Concreto
20	0,50	28	Difração de raios-X	Pasta

4.2 METODOLOGIA PARA EXECUÇÃO DOS ENSAIOS MECÂNICOS

A execução dos ensaios foi programada para cada propriedade mecânica (f_c ; f_t ; D ; f_t , F ; E_c), considerando as três variáveis analisadas ($a/(c+CCA)$, % CCA e idade) e optando-se por distribuí-las aleatoriamente durante a confecção dos corpos-de-prova a fim de garantir a

representatividade dos resultados e minimizar a influência de variáveis que não poderiam ser controladas, tais como a temperatura, umidade relativa do ar, etc.

Os métodos de ensaios adotados para a determinação das propriedades mecânicas são apresentados na TABELA 4.4; pode-se observar que foram utilizados procedimentos de ensaio baseados nas Normas Mercosul (NM), exceto para a determinação do módulo de deformação onde empregou-se o Anteprojeto de Norma Mercosul na sua segunda versão de fevereiro de 1999, sendo a última que tem-se até agora do ensaio respectivo.

TABELA 4.4 Métodos de ensaios para determinação das propriedades mecânicas

DETERMINAÇÃO	MÉTODO DE ENSAIO
Resistência à compressão	NM 101-97
Resistência à tração por compres. diam.- ft, D	NM 08-96
Resistência à tração por flexão - ft, F	NM 55-96
Módulo de deformação. - Ec	ANM 05:03-0124 - 1999

Os materiais e procedimentos utilizados para o desenvolvimento do programa experimental estão descritos a seguir.

4.2.1 Seleção e caracterização dos materiais

4.2.1.1 Cimento

Foi utilizado um Cimento Portland comum CP-I uruguaio; a escolha deste tipo de cimento deve-se ao fato de que não apresenta adições minerais, sendo o único existente e disponível no Uruguai. Para a confecção de todas as misturas foi empregado o mesmo cimento, oriundo da mesma partida, cujas características químicas, físicas e mecânicas estão apresentadas na TABELA 4.5, vale a pena observar que a resistência à compressão a 1 dia de idade é muito baixa.

4.2.1.2 Agregados

O agregado miúdo utilizado para os concretos foi areia de origem quartzosa do rio Santa Lucia/URUGUAI, com módulo de finura igual a 2,71, cujas características constam na TABELA 4.6; foi selecionado a partir de 6 tipos de areia disponíveis no mercado local, buscando aquele que se adequasse para produção de concreto de alto desempenho. O agregado graúdo utilizado foi uma brita de origem granítica, com dimensão máxima

característica de 12.5 mm e massa específica aparente de 2,65 g/cm³, cujas características constam na TABELA 4.7 Todo o agregado foi lavado e seco em estufa.

TABELA 4.5 Caracterização do cimento e das cinzas de casca de arroz utilizadas na confecção dos concretos

	Cimento	CCA amorfa	CCA cristalina
<u>Propriedades físicas</u>			
Massa específica absoluta, kg/m ³	3140 *	2160	2060
Finura, Blaine, m ² /g	0,32 *	-	-
Finura, absorção por nitrogênio, m ² /g	-	24,3	38,9
Água da pasta de consistência normal, %	22,4	-	-
Início de pega, h:min	4:43	-	-
Fim de pega, h:min	7:15	-	-
<u>Análise química, %</u>			
Óxidos de silício (SiO ₂)	24,7 *	88	87,2
Óxido de alumínio (Al ₂ O ₃)	2,9 *	-	0,15
Óxido de ferro (Fe ₂ O ₃)	1,2 *	0,1	0,16
Óxido de cálcio Total (CaO)	64,4 *	0,8	0,55
Óxido de magnésio (MgO)	3,5 *	0,2	0,35
Óxido de manganês (MnO)	-	0,2	-
Óxido de sódio (Na ₂ O)	0,17 *	0,7	1,12
Óxido de potássio (K ₂ O)	0,12 *	2,2	3,60
Óxido de enxofre (SO ₃)	1,9 *	-	0,32
Óxido de fósforo (P ₂ O ₅)	-	0,2	-
Óxido de cal livre (CaO)	0,0 *	-	-
Perda ao fogo	1,4 *	8,1	6,55
Resíduo insolúvel	0,57 *	-	-
<u>Composição Potencial, %</u>			
Silicato tricálcico (C ₃ S)	47,8 *	-	-
Silicato Dicálcico (C ₂ S)	34,7 *	-	-
Aluminato tricálcico (C ₃ A)	5,7 *	-	-
Ferroaluminato tetracálcico (C ₄ AF)	3,6 *	-	-
<u>Propriedades Mecânicas, MPa</u>			
Resistência à compressão			
1 dia	7,16	-	-
3 dias	17,47	-	-
7 dias	25,51	-	-
28 dias	41,71	-	-
Resistência à flexão			
1 dia	2,03	-	-
3 dias	3,74	-	-
7 dias	4,92	-	-
28 dias	6,71	-	-

* fornecido pelo fabricante

TABELA 4.6 Caracterização do agregado miúdo

Distribuição granulométrica			
PENEIRA (NM-ISO 565:97) Abertura	Retido parcial (g)	Retido total acumulado (g)	Retido total acumulado (%)
4,75 mm	5,8	5,8	1,16
3,35 mm	12	17,8	3,56
2,36 mm	19,7	37,5	7,50
1,70 mm	33,2	70,7	14,14
1,18 mm	53,2	123,9	24,78
850 µm	69,9	193,8	38,76
600 µm	88,3	282,1	56,42
425 µm	64,2	346,3	69,26
300 µm	70,2	416,5	83,30
212 µm	42,4	458,9	91,78
150 µm	32,0	490,9	98,18
106 µm	1,8	492,7	98,54
75 µm	3,1	495,8	99,16
< 75 µm	4,2	500,0	100,00
Massa específica		2,63 g/cm ³	
Módulo de finura		2,71	

TABELA 4.7 Caracterização do agregado graúdo

Distribuição granulométrica			
PENEIRA (NM-ISO 565:97) Abertura (mm)	Retido parcial (g)	Retido total acumulado (g)	Retido total acumulado (%)
19	0,0	0,0	0,00
12,5	74,6	74,6	2,99
9,5	1227,5	1302,1	52,23
6,3	959,2	2261,3	90,71
4,75	206,9	2468,2	99,00
<4,75	24,7	2492,9	100
Dimensão máxima característica		12,5 mm	
Índice de forma		2,01	
Massa específica		2,65 g/cm ³	

4.2.1.3 Água

Utilizou-se água proveniente da rede de abastecimento local.

4.2.1.4 Aditivo superplastificante

Utilizou-se aditivo superplastificante à base de naftaleno sulfonado. Conforme diversos pesquisadores (SILVEIRA, 1996; ZHANG e MALHOTRA, 1996; entre outros) este tipo de aditivo apresenta melhor desempenho em ensaios de compatibilidade com o cimento e a cinza de casca de arroz.

O aditivo superplastificante empregado apresenta densidade de 1,20 e teor de sólidos de 42%. A dosagem recomendada pelo fabricante varia de 0,8 a 2% da massa do cimento.

4.2.1.5 Cinza de casca de arroz

Foi empregada cinza de casca de arroz produzida por combustão controlada, proveniente dos Estados Unidos (USA), na maior parte dos concretos pois no Brazil planejava-se fazer a montagem de duas plantas de produção conforme a Patente estadounidense. Suas características físicas e químicas estão descritas na TABELA 4.5, sendo o tamanho médio de suas partículas de $49 \mu\text{m}$, determinado com analisador de tamanho de partículas (a laser). O espectro da difração de raios X desta cinza, conforme visualiza-se na FIGURA 4.1(a), corresponde ao espectro de uma CCA amorfa, sobre o qual sobrepõem-se três pequenos picos referentes a fases cristalinas de cristobalita e silvita, motivo pelo qual, nesta pesquisa, esta cinza denomina-se CCA amorfa ou USA.

Em menor quantidade, para efeitos comparativos, também empregou-se cinza de casca de arroz residual produzida sem controle de temperatura ou de tempo de exposição, do único produtor do material no Uruguai. Esta cinza é produzida por um processo automatizado. No processo de queima da casca para a geração de calor para a parboilização dos grãos de arroz não há um controle da temperatura de queima, mas controla-se a pressão do vapor gerado em função desta queima; assim, a injeção da casca nos fornos para ser queimada depende da quantidade de pressão necessária para o beneficiamento do arroz. A cinza não é coletada no estado seco, pois uma corrente de água leva a cinza através de canais até lagoas, onde depois de estar depositada um tempo é retirada, tendo uma secagem ao ar. As características desta cinza, previamente seca em estufa, constam na TABELA 4.5, sendo o tamanho médio de suas partículas de $64 \mu\text{m}$. O espectro de difração de raios X desta cinza, apresentado na FIGURA 4.1(b), corresponde ao espectro de uma CCA cristalina, motivo pelo qual, nesta pesquisa, denomina-se CCA cristalina ou UI.

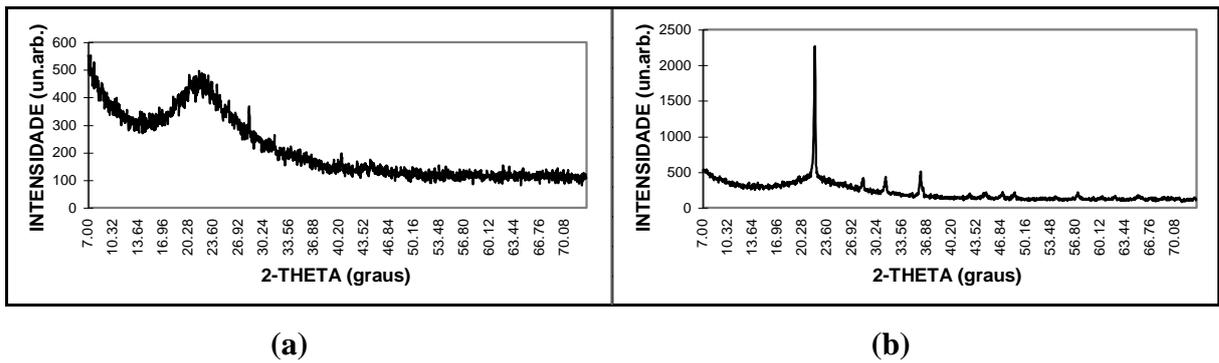


FIGURA 4.1 Difratoograma de raios X das cinzas de casca de arroz empregadas:

(a) cinza proveniente dos Estados Unidos ; (b) cinza proveniente do Uruguai.

A CCA do Uruguai, devido ao processo de sua obtenção, possui muita umidade, motivo pelo qual foi previamente seca em estufa. As duas cinzas sofreram um processo de moagem, onde utilizou-se um moinho de bolas carregado com 2kg de CCA de cada vez. O tempo de moagem para cada cinza foi definido em função dos resultados de determinações de tamanho médio de partículas a laser, objetivando alcançar $7-8 \mu\text{m}$ (tamanho desejável conforme MEHTA, 1994). A TABELA 4.8 apresenta os tamanhos médios obtidos com as duas cinzas, nos diferentes tempos de moagem. Assim, o tempo de moagem adotado foi de 2 horas e 15 minutos para a CCA dos Estados Unidos e de 3 horas e 30 minutos para a CCA do Uruguai, moendo-se 2kg de amostra de cada vez; as superfícies específicas das CCA moídas com estos tempos de moagem resultaram em $46,78 \text{ m}^2/\text{g}$ e $41,02 \text{ m}^2/\text{g}$ por absorção de nitrogênio, respectivamente, sendo a superfície específica da CCA proveniente dos Estados Unidos maior que a do Uruguai quando moída.

TABELA 4.8 Tamanho médio de partículas (μm) das CCA obtidos com diferentes tempos de moagem

Tempo de moagem (minutos)	CCA USA	CCA UI
0	49,31	64,31
30	23,41	25,35
45	19,84	21,69
60	12,11	18,60
90	10,17	
120	8,24	15,30
135	7,8	
180		8,45
210		7,42

A FIGURA 4.2 ilustra as curvas granulométricas das duas cinzas, obtidas através de ensaios de composição granulométrica feitos em analisador de tamanho de partículas a laser.

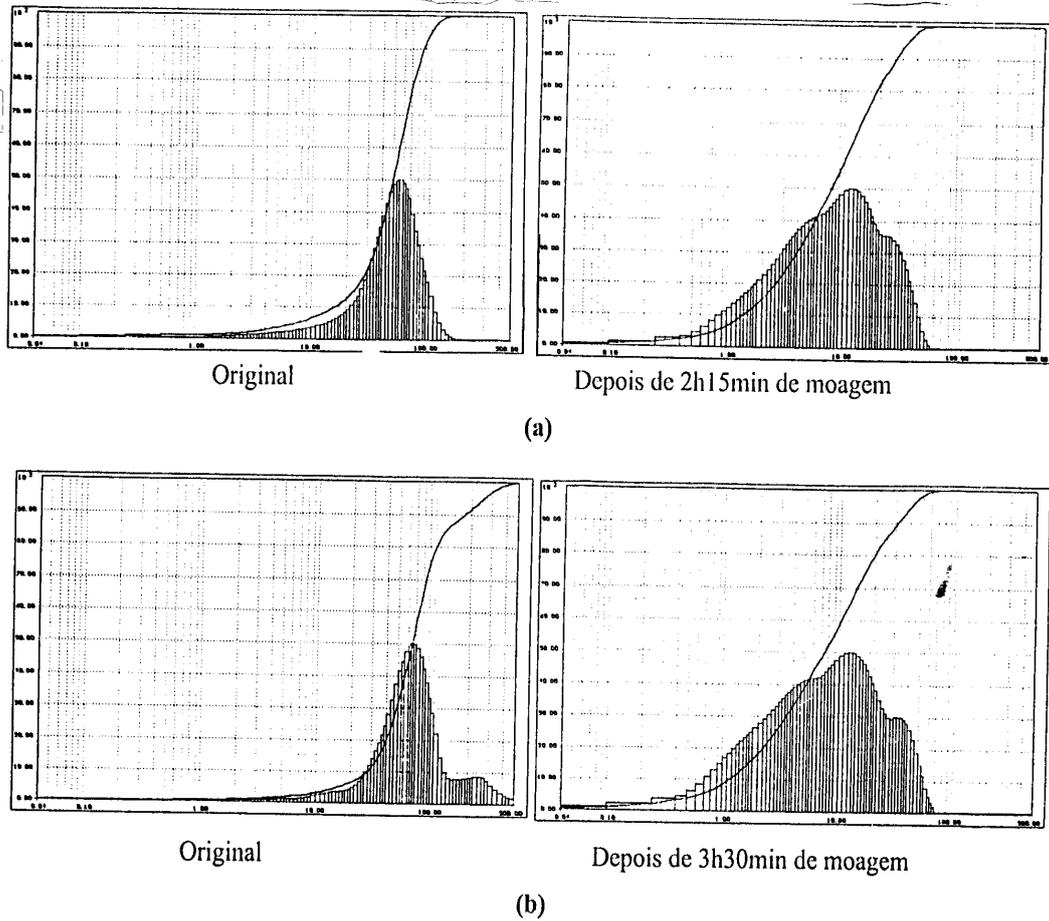


FIGURA 4.2 Curva granulométrica das CCA empregadas:

(a) cinza proveniente dos Estados Unidos ; (b) cinza proveniente do Uruguai

4.2.2 Proporcionamento dos materiais

O proporcionamento dos materiais para execução do concreto foi determinado levando em conta a relação água/aglomerante e o teor de cinza. Utilizou-se a metodologia apresentada por MEHTA e AITCIN (1990), que conforme FIGUEIREDO (2000) tem fácil desenvolvimento e execução, sendo bastante prática para ser executada em obra.

Conforme a metodologia, primeiramente se fez o proporcionamento teórico das misturas para as diferentes relações água/cimento.

Com o proporcionamento teórico sem CCA, ajustando a quantidade de água para obter as relações a/c fixadas no programa experimental, calculou-se o proporcionamento teórico com os diferentes teores de substituição de cimento por CCA, para cada relação água/aglomerante. Com o objetivo de contrabalançar o aumento do volume de pasta à medida que se aumentou o teor de CCA, a substituição do cimento por CCA foi realizada em volume absoluto de cimento, como sugere SANTOS (1997), .

Após, determinou-se experimentalmente, para os fatores $a/(c+CCA)$ desejados, a proporção exata de materiais para obter um abatimento do tronco de cone estabelecido em 60 ± 20 mm para efeitos comparativos com trabalhos semelhantes feitos (DAL MOLIN, 1995), aumentando o agregado miúdo e diminuindo o agregado graúdo quando o abatimento superava o estabelecido. O teor de aditivo foi definido em função dos ajustes finais da consistência até obter o abatimento desejado. A TABELA 4.9 fornece a quantidade de materiais por m³ de concreto utilizados para confecção dos corpos-de-prova e os traços, em massa, resultantes da dosagem na forma de proporções aglomerante:agregado conforme apresentam ISAIA (1995) e SANTOS (1997). A quantidade de água foi ajustada descontando-se a quantidade de água contida no aditivo (58%) no momento da mistura, levando em consideração o fato de que o aditivo contém 42% de sólidos, sendo que aproximadamente 58% da quantidade do aditivo utilizado é constituído de água. O teor de aditivo empregado para os diferentes concretos apresenta-se na TABELA 4.10, sendo dado em porcentagem sobre a massa do cimento.

TABELA 4.9 Proporcionamento dos materiais para confecção dos concretos

água (c+CCA)	CCA (%)	Água (kg/m ³)	Cimento (kg/m ³)	CCA (kg/m ³)	Agregado Miúdo (kg/m ³)	Agregado Graúdo (kg/m ³)	Massa Total (kg/m ³)	Traço Final Agl: Agr
0.25	0	149	597	-	650	1090	2477	1:2,91
	10	144	537	39,14	650	1090	2456	1:3,02
	20	140	477	78,28	650	1090	2435	1:3,13
0.28	5	156	537	18,6	670	1070	2446	1:3,13
	15	150	480	55,6	670	1070	2426	1:3,25
0.32	0	171	534	-	690	1050	2434	1:3,25
	10	165	481	35	690	1050	2416	1:3,37
	20	160	427	70	690	1050	2397	1:3,50
0.40	5	185	447,5	15,5	723	1018	2389	1:3,76
	15	180	400	46,35	723	1018	2368	1:3,90
0.50	0	204	408	-	758	983	2353	1:4,27
	10	197	367	27	758	983	2332	1:4,42
	20	187	327	47	758	983	2302	1:4,66

TABELA 4.10 Teor de aditivo empregado e abatimentos obtidos

a/(c+CCA)	Teor de substituição (%)	Teor de aditivo (%)		Abatimento (mm)	
		USA	UI	USA	UI
0.25	0	1,75		42	
	10	1,9	0,7	41	46
	20	3,15	1,11	44	42
0.28	5	1,05		58	
	15	1,27		58	
0.32	0	0,40		47	
	10	0,68	0,14	56	45
	20	0,85	0,18	63	48
0.40	5	0,27		56	
	15	0,40		65	
0.50	0	-		61	
	10	0,30	-	79	94
	20	0,40	-	53	67

O aumento da quantidade de aditivo com o teor de CCA pode ser atribuído à elevação do teor de finos, à medida se que incrementou o teor de CCA no material cimentante. Nos concretos feitos com CCA proveniente do Uruguai o teor de aditivo foi menor que nos concretos feitos com CCA proveniente dos Estados Unidos, devido a que a superfície específica da CCA moída proveniente do Uruguai é menor que a superfície específica da CCA moída proveniente dos Estados Unidos, motivo pelo qual sua demanda de água também é menor.

4.2.3 Produção e preparo dos corpos-de-prova

A mistura dos materiais foi feita em betoneira de eixo inclinado. A ordem de colocação dos materiais na betoneira em movimento foi mantida constante para todas as misturas:

- 100% de agregado graúdo mais 2 0% de água;
- 100% de cimento mais 30% de água;
- 100% de cinza de casca de arroz;
- 50% de água;
- 100% de areia;
- aditivo (permitindo ajustes finais do traço até obter um abatimento de 60 ± 20 mm).

Transcorrido o período de mistura (3 minutos) foi medido o abatimento de tronco de cone segundo a NM 67-96. Os valores obtidos encontram-se resumidos na TABELA 4.10.

Para cada variável analisada foram moldados três corpos-de-prova. Para a determinação da resistência à compressão e da resistência à tração por compressão diametral foram moldados corpos-de-prova cilíndricos, em formas plásticas descartáveis de 10,3 x 20,6 cm. Para a determinação da resistência à tração na flexão foram moldados corpos-de-prova prismáticos, em formas metálicas de 15 x 15 x 60 cm devido às dimensões do útil de carga empregado para fazer o ensaio. Para a determinação do módulo de deformação (E_c) foram moldados corpos-de-prova cilíndricos, em formas metálicas de 15 x 30 cm, devido às dimensões do equipamento disponível para determinar o módulo.

O processo de adensamento adotado foi manual seguindo as prescrições da norma NBR 5738 (1994).

Após a moldagem, os corpos-de-prova foram cobertos e mantidos no ambiente de laboratório por aproximadamente 24 horas. Vale a pena observar que os corpos-de-prova correspondentes à relação $a/(c+CCA) = 0.25$ estiveram 48 horas em ambiente de laboratório uma vez que após as 24 horas estabelecidas não haviam adquirido a resistência necessária para desforma, possivelmente devido ao excesso de aditivo colocado (superior ao recomendado pelo fabricante); nessa mesma relação $a/(c+CCA)$, com 20% de CCA, foram necessárias 72 horas para desforma.

Passado esse período, procedia-se à desmoldagem e os corpos-de-prova eram colocados em câmara úmida com umidade relativa superior a 95 por cento e temperatura de $23 \pm 2^\circ\text{C}$, até a data de ruptura, sendo retirados da câmara úmida uma hora antes do ensaio.

Para a determinação da resistência à compressão dos corpos-de-prova cilíndricos de um dia de idade foi utilizado o capeamento convencional de enxofre. Para as outras idades, optou-se pelo emprego de neoprene de dureza 60 para as relações a/c de 0,5 e 0,4 e de dureza 70 para as demais, pois os capeamentos tradicionais não são recomendados para se trabalhar com concretos de alta resistência.

4.3 METODOLOGIA PARA EXECUÇÃO DOS ENSAIOS DE MICROESTRUTURA

Para a análise por microscopia eletrônica de varredura (MEV), com elétrons secundários, as amostras foram obtidas por fratura, mais plana possível, de pedaços de

corpos-de-prova de concreto. Após sua obtenção, as amostras foram imersas em acetona com a finalidade de extrair toda a água e paralisar a hidratação. A seguir, foram mantidas em vácuo num dessecador até a data do ensaio. Antes da análise no microscópio eletrônico, as amostras foram revestidas com uma fina película de prata a fim de evitar a geração de cargas eletrostáticas danosas à qualidade da imagem e permitir a dissipação do calor produzido pelo bombardeamento de elétrons durante a análise no microscópio eletrônico.

Para a análise por difração de raios-X foram moldadas pastas e curadas em câmara úmida. Nas idades estabelecidas, as amostras foram preparadas, sendo moídas e peneiradas até quando os passantes foram de $75\ \mu\text{m}$, no mesmo dia do ensaio.

5 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios executados no programa experimental descrito no Capítulo 4.

5.2 ENSAIOS MECÂNICOS

Os resultados obtidos nos ensaios mecânicos dos concretos sem e com CCA proveniente dos Estados Unidos estão apresentados nas TABELAS 5.1 a 5.4.

Com os dados obtidos foram traçados gráficos que constam nas FIGURAS 5.1 a 5.7 para permitir uma melhor visualização dos resultados, onde cada ponto plotado representa a média dos valores observados em três corpos-de-prova após realização da análise de valores espúrios.

Os resultados obtidos aos 28 dias de idade nos ensaios de resistência à compressão (f_c) dos concretos com CCA provenientes dos Estados Unidos e do Uruguai, juntamente com os parâmetros estatísticos básicos relativos, constam na TABELA 5.5, e os gráficos respectivos estão apresentados na FIGURA 5.8.

5.3 ENSAIOS DA MICROESTRUTURA

Os resultados dos ensaios da microestrutura utilizados nesta pesquisa:

- microscopia eletrônica de varredura: estão apresentados no decorrer da análise dos mesmos, para concretos com e sem cinza de casca de arroz proveniente dos Estados Unidos nas FIGURAS 6.14 a 6.19, e para CCA proveniente do Uruguai nas FIGURAS 6.20 e 6.21.
- difração de raios X: estão apresentados no decorrer da análise dos mesmos, nas FIGURAS 6.22 a 6.28.

TABELA 5.1 Resultados dos ensaios de resistência à compressão (MPa)

Resistência à compressão (MPa)							
a/(c+CCA)	% cinza USA	1 dia	7dias	28 dias	63 dias	91 dias	
0,5	0	6,44		29,61		31,8	
		6,44		28,12		33,9	
		6,54		28,85		32,9	
	10	4,31		26,96		36,37	
		4,36		26,6		37,67	
		4,36		28,84		36,96	
	20	1,53		32,14		47,85	
		1,47		33,62		46,81	
		1,59		34,25		46,32	
0,4	5		26,47		55,73		
			24,54		56,61		
			27,49		55,33		
	15		28,32		57,61		
			29,77		58,21		
			26,4		57,29		
0,32	0	22,25		60,45		64,27	
		19,84		58,35		65,41	
		22,18		59,96		65,18	
	10	9,56		60,92		70,51	
		8,92		62,73		71,32	
		9,00		64,43		72,17	
	20	1,66		65,83		70,53	
		1,92		66,72		74,12	
		1,80		67,31		78,45	
	0,28	5		56,67		82,4	
				58,01		80,53	
				57,17		81,23	
15			57,37		83,03		
			58,81		81,41		
			56,73		80,83		
0,25	0	41,77		65,75		73,95	
		40,92		64,13		71,89	
		41,17		64,21		74,81	
	10	16,31		63,4		73,69	
		16,89		62,39		71,41	
		15,97		63,75		72,01	
	20	1,67		64,81		73,87	
		1,62		62,07		72,84	
		1,66		63,57		72,11	

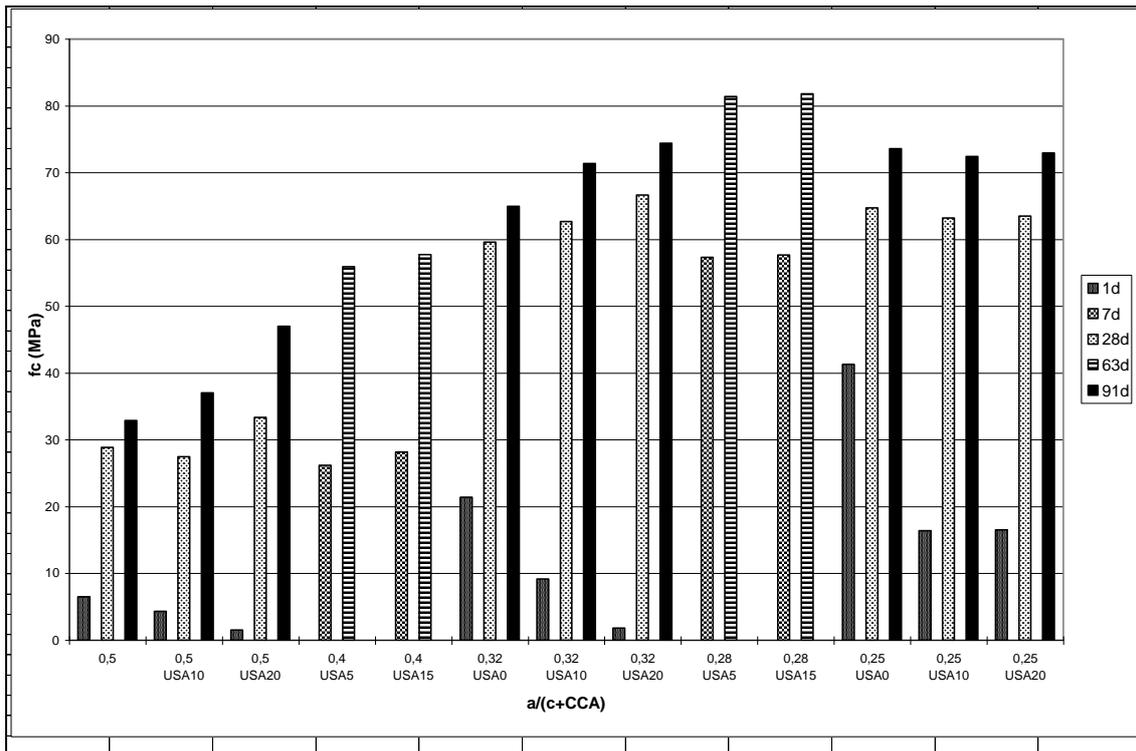


FIGURA 5.1 Relação entre a resistência à compressão e a relação água/(cimento+CCA), para as diversas idades ensaiadas

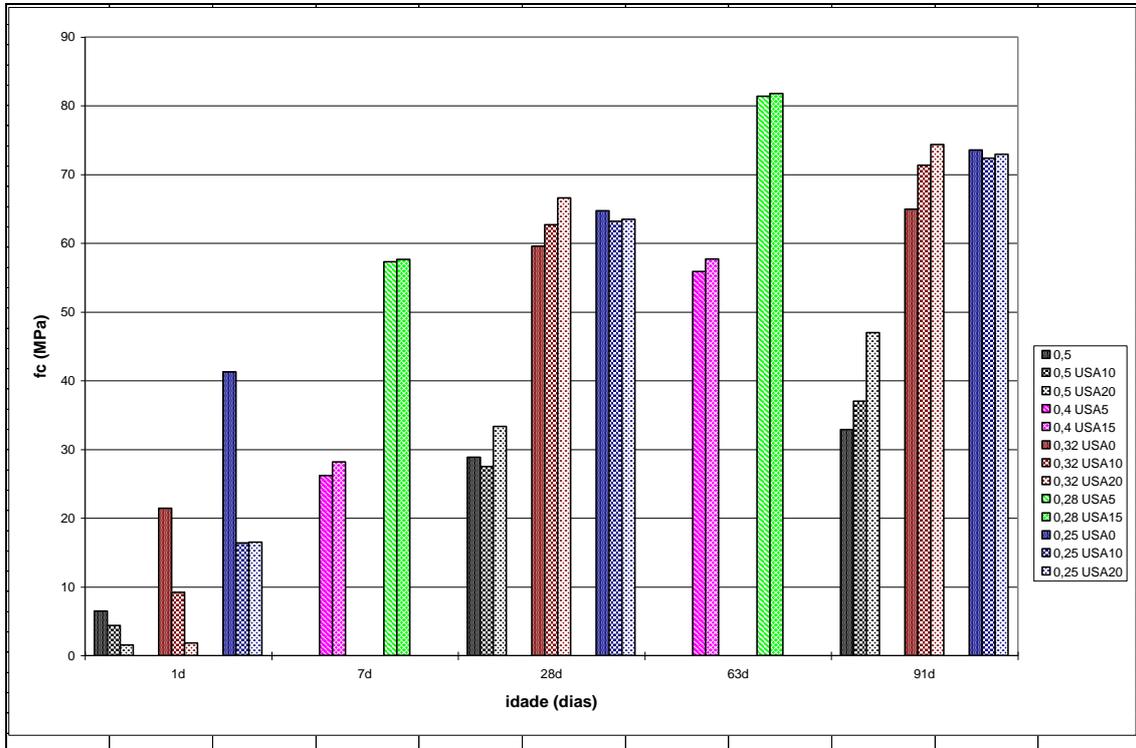


FIGURA 5.2 Relação entre a resistência à compressão (MPa) e a idade (dias), para as diversas relações água/(cimento+CCA) ensaiadas

TABELA 5.2 Resultados dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral

Tração por compressão diametral (MPa)						
a/(c+CCA)	% cinza USA	1 dia	7 dias	28 dias	63 dias	91 dias
0,5	0	0,60		2,88		3,36
		0,63		2,70		3,07
		0,64		3,09		3,40
	10	0,43		2,91		3,46
		0,41		2,82		3,21
		0,42		2,66		3,45
	20	0,15		3,38		4,15
		0,16		3,25		4,08
		0,18		3,55		4,19
0,4	5		2,46		3,86	
				2,63		3,87
				2,72		4,02
	15			2,58		4,21
				2,90		3,98
				2,71		3,99
0,32	0	1,67		4,22		4,89
		1,71		4,11		4,78
		1,71		3,88		4,99
	10	1,06		4,16		4,58
		1,04		4,18		4,74
		1,06		3,84		4,49
	20	0,17		3,99		4,73
		0,19		4,44		4,77
		0,16		4,60		4,90
0,28	5		3,15		4,53	
				3,10		4,42
				3,16		4,04
	15			4,05		5,39
				3,61		4,84
				3,78		5,09
0,25	0	2,89		4,55		5,46
		2,77		4,37		4,88
		2,78		4,31		5,02
	10	1,75		4,09		5,04
		2,09		4,21		5,23
		1,93		3,84		4,95
	20	0,19		4,75		5,45
		0,20		4,97		4,95
		0,19		4,88		5,22

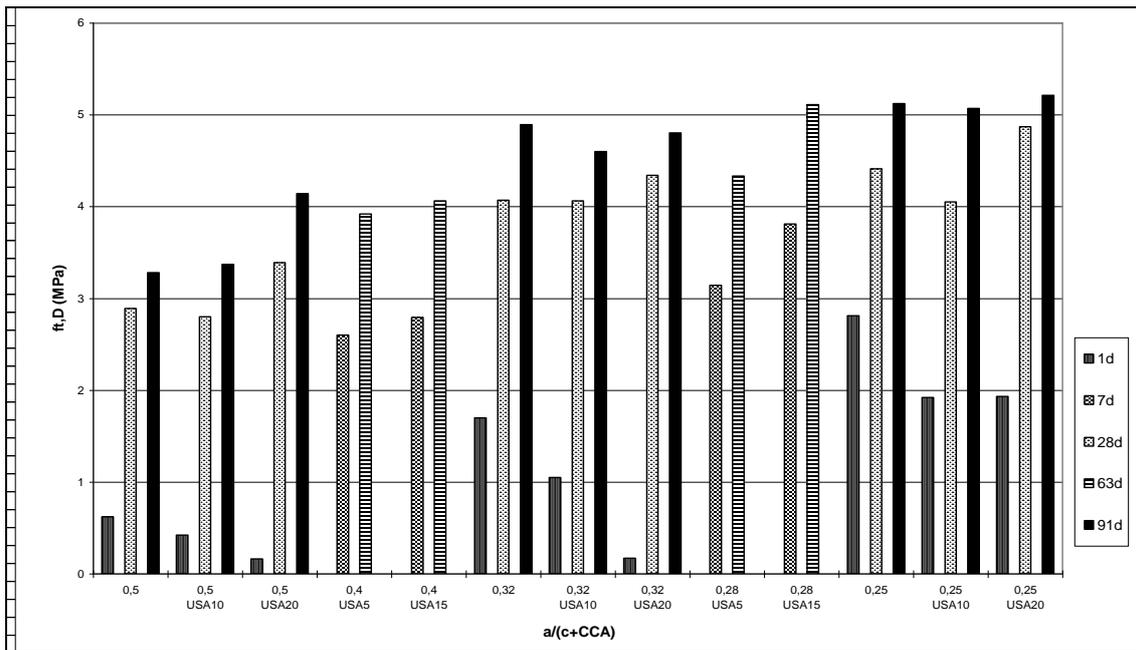


FIGURA 5.3 Relação entre a resistência à tração por compressão diametral (MPa) e a relação água/(cimento+CCA), para as diversas idades ensaiadas

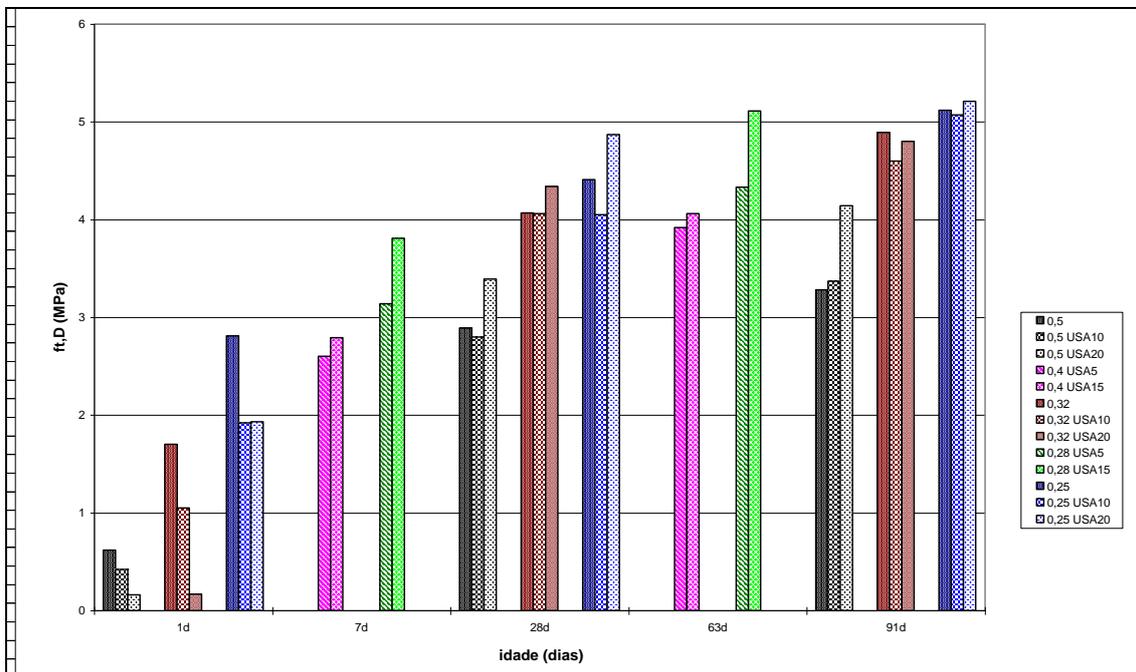


FIGURA 5.4 Relação entre a resistência à tração por compressão diametral (ft, D) e a idade, para as diversas relações água/(cimento+CCA) ensaiadas

TABELA 5.3 - Resultados da resistência à tração na flexão (MPa) aos 28 dias de idade

a/(c+CCA)	USA 0%	USA 5%	USA 10%	USA 15%	USA 20%
	4,02		4,39		4,62
0,5	4,53		4,31		3,99
	4,29		4,04		4,38
		4,72		5,14	
0,4		4,61		4,86	
		4,81		5,03	
	6,11		6,69		5,38
0,32	6,12		6,61		5,92
	6,14		6,69		5,67
		5,58		6,3	
0,28		5,68		6,45	
		5,67		6,38	
	7,16		7,37		7,68
0,25	6,78		7,12		7,44
	6,93		7,19		7,67

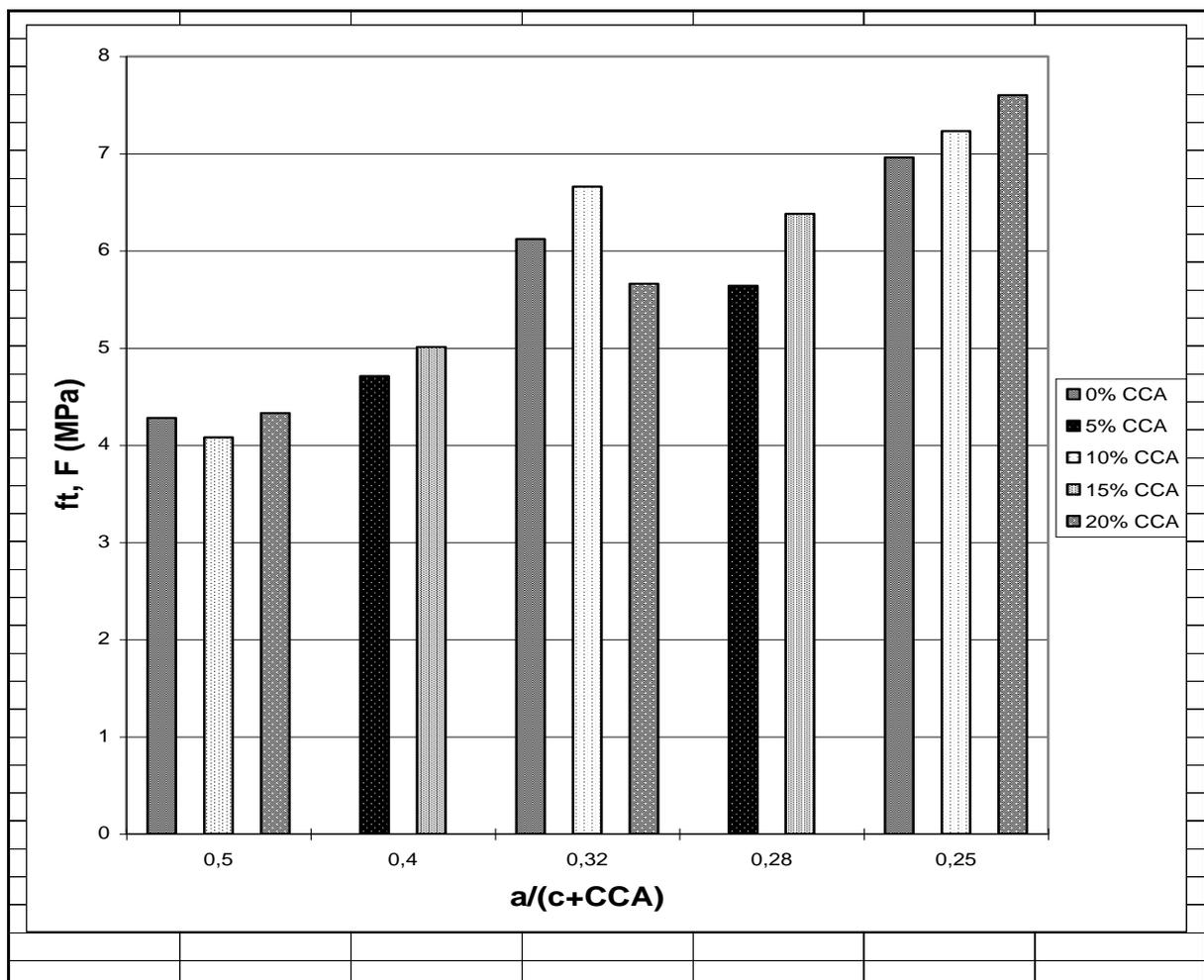
FIGURA 5.5 Relação entre a resistência à tração na flexão (MPa) e a relação $a/(c+CCA)$, para os diferentes % de substituição de CCA proveniente de USA.

TABELA 5.4 Resultados dos ensaios de módulo de deformação (GPa)

Módulo de deformação (GPa)							
a/(c+CCA)	% cinza USA	1 dia	7dias	28 dias	63 dias	91 dias	
0,5	0	17,90		25,15		24,94	
		19,80		25,09		26,15	
		20,20		24,37		27,06	
	10	18,86		23,80		25,45	
		18,54		23,03		24,95	
		18,44		26,34		30,87	
	20	18,20		27,22		31,96	
		17,11		26,35		27,56	
		19,59		25,15		29,43	
0,4	5		23,68		26,8		
				25,88		29,69	
				21,39		31,92	
	15			23,45		30,75	
				21,42		28,13	
				26,59		30,37	
0,32	0	23,33		28,94		33,55	
		23,57		29,75		32,36	
		20,18		31,28		27,66	
	10,00	20,63		30,51		33,95	
		18,07		29,02		33,13	
		20,94		32,51		30,03	
	20,00	19,61		30,85		33,75	
		17,13		29,57		32,24	
		18,40		34,44		33,22	
	0,28	5,00		29,30		33,30	
					28,50		38,07
					30,80		31,50
15,00				28,87		34,29	
				30,42		33,30	
				29,57		35,49	
0,25	0,00	27,27		31,88		33,56	
		26,36		31,66		34,79	
		31,66		29,40		30,38	
	10,00	20,48		28,41		31,91	
		20,38		29,94		33,70	
		23,25		33,93		32,40	
	20,00	21,70		28,81		31,71	
		20,20		29,66		33,60	
		24,19		33,90		33,33	

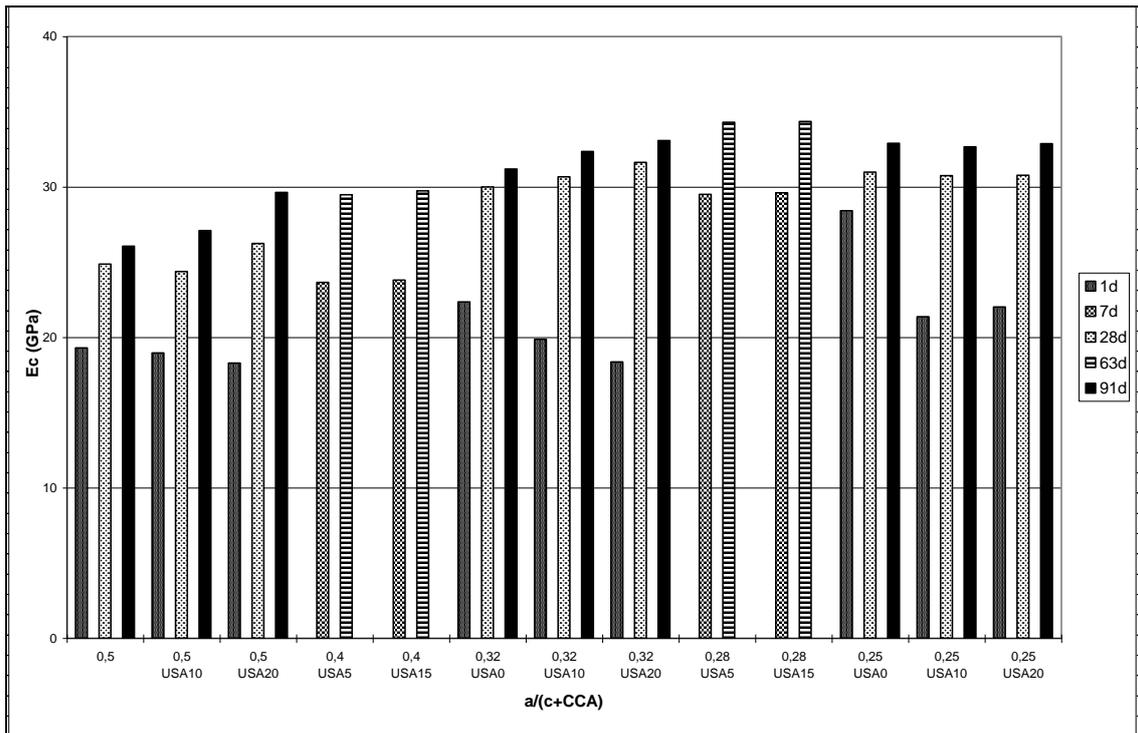


FIGURA 5.6 Relação entre o módulo de deformação e a relação água/(cimento+CCA), para as diversas idades ensaiadas

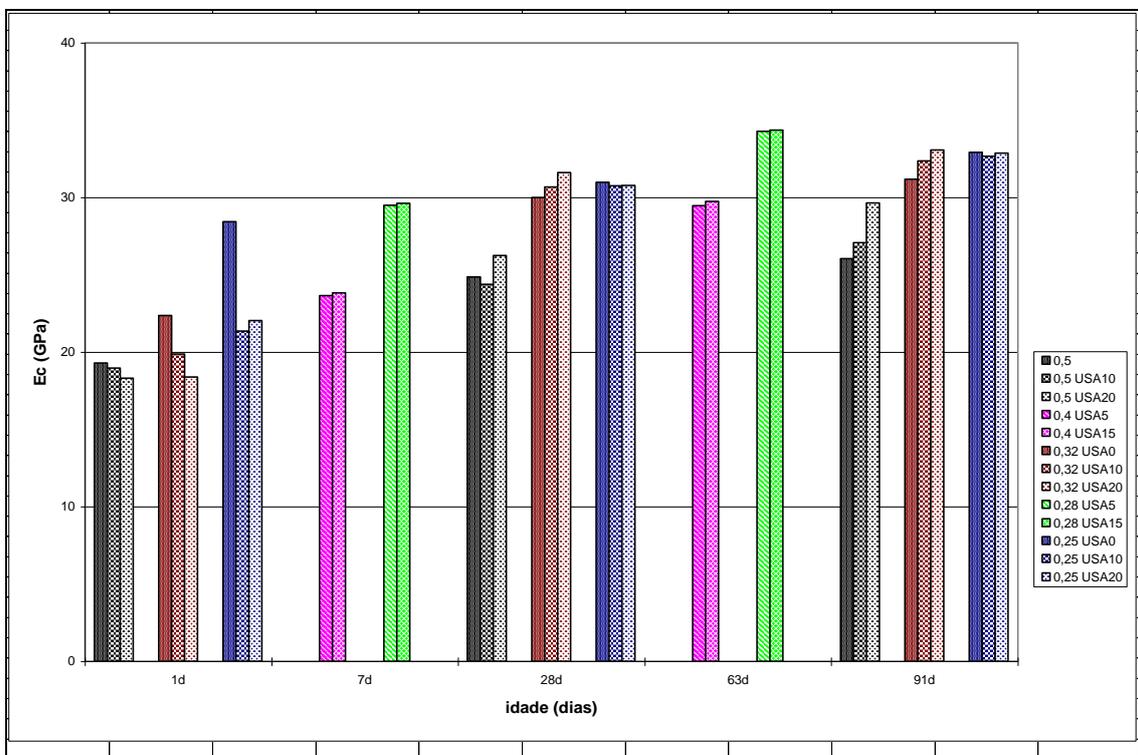


FIGURA 5.7 Relação entre o módulo de deformação e idade, para as diversas relações água/(cimento+CCA) ensaiadas

TABELA 5.5 Resultados dos ensaios de resistência à compressão (MPa) para as diferentes CCA estudadas, aos 28 dias de idade

a/(c+CCA)	CCA 0	USA10	UY10	USA20	UY20
	29,61	26,96	31,2	32,14	28,2
0,5	28,12	26,6	33,01	33,62	30,61
	28,85	28,84	32,16	34,25	29,71
	60,45	60,92	64,74	65,83	58,05
0,32	58,35	62,73	65,13	66,72	56,51
	59,96	64,43	64,69	67,31	57,27
	65,75	63,4	60,74	64,81	58,81
0,25	64,13	62,39	61,81	62,07	58,74
	64,21	63,75	60,04	63,57	58,81

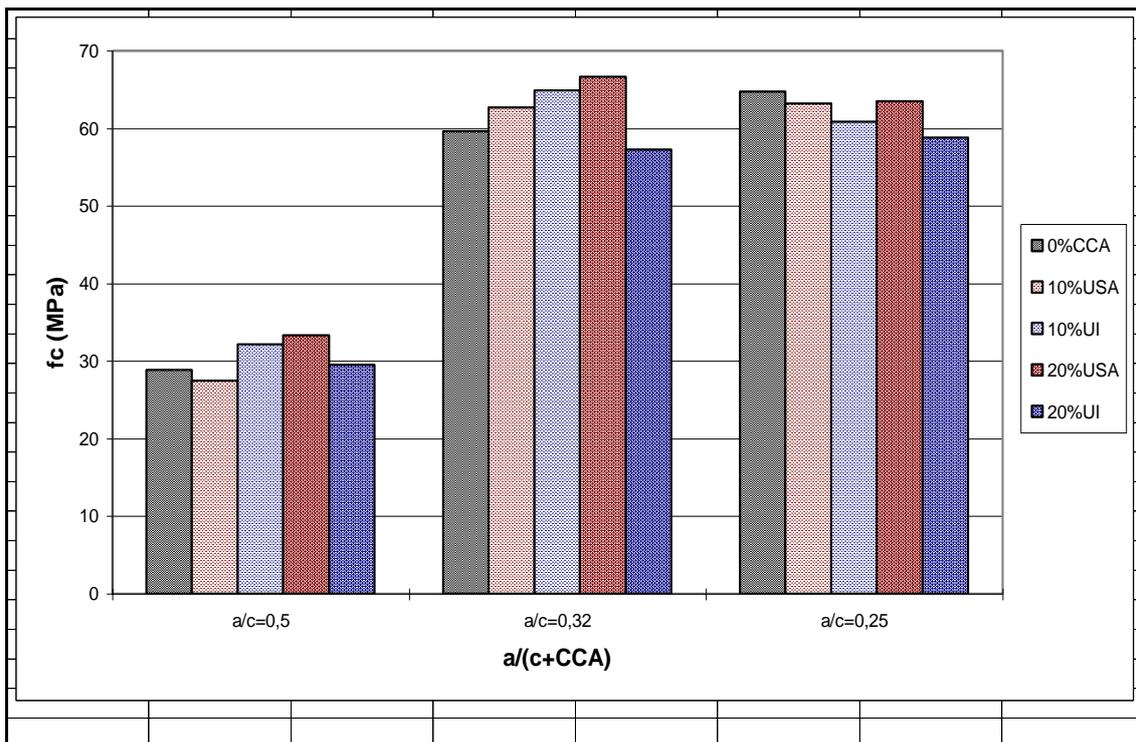


FIGURA 5.8 Relação entre a resistência à compressão e a relação água/(cimento+CCA), para as diferentes CCA estudadas, aos 28 dias de idade

FIGURA 5.10 - Difratoograma de raios X para pastas com 1 dia de idade:

(a) relação a/c de 0.50 ; (b) relação a/c de 0.32

FIGURA 5.11 - Difratoograma de raios X para pastas com 10% de CCA proveniente de USA, com 1 dia de idade: (a) relação $a/(c+CCA)$ de 0.50 ; (b) relação $a/(c+CCA)$ de 0.32

FIGURA 5.12 - Difratoograma de raios X para pastas com 20% de CCA proveniente de USA, com 1 dia de idade: (a) relação $a/(c+CCA)$ de 0.50 ; (b) relação $a/(c+CCA)$ de 0.32

FIGURA 5.13 - Difratoograma de raios X para pastas aos 28 dias de idade:

(a) relação a/c de 0.50 ; (b) relação a/c de 0.32

FIGURA 5.14 - Difratoograma de raios X para pastas com 10% de CCA proveniente de USA, aos 28 dias de idade: (a) relação $a/(c+CCA)$ de 0.50 ; (b) relação $a/(c+CCA)$ de 0.32

FIGURA 5.15 - Difratoograma de raios X para pastas com 20% de CCA proveniente de USA, aos 28 dias de idade: (a) relação $a/(c+CCA)$ de 0.50 ; (b) relação $a/(c+CCA)$ de 0.32

FIGURA 5.16 - Difratoograma de raios X para pastas com 10% de CCA proveniente de Uruguai, aos 28 dias de idade: (a) relação $a/(c+CCA)$ de 0.50; (b) relação $a/(c+CCA)$ de 0.32

FIGURA 5.17 - Difratoograma de raios X para pastas com 20% de CCA proveniente de Uruguai, aos 28 dias de idade: (a) relação $a/(c+CCA)$ de 0.50; (b) relação $a/(c+CCA)$ de 0.32

r ifsrafigura 5.3figuraTA

- resistência à tração por compressão diametral (ft, D)
- resistência à tração na flexão (ft, F)
- módulo de deformação (E_c)

6 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentadas a análise, interpretação e discussão dos resultados obtidos nos ensaios executados no programa experimental, descritos nos Capítulos 4 e 5. As análises foram realizadas com o auxílio de pacotes estatísticos e estão descritas para cada experimento executado.

6.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

A TABELA 6.1 resume os resultados obtidos para a resistência à compressão uniaxial dos concretos sem e com CCA proveniente de USA (TABELA 5.1), onde cada valor apresentado representa a média (MPa), desvio padrão (MPa) e o coeficiente de variação (%) de três observações experimentais.

Pela observação dos valores da TABELA 6.1 e das FIGURAS 5.1 e 5.2, percebe-se, de uma forma geral, que todas as misturas apresentaram elevações dos valores médios obtidos ao aumentar-se a idade e diminuir a relação $a/(c+CCA)$, exceto para a relação 0,25, onde surgiram dois problemas:

- o primeiro ocorreu com o adensamento que foi manual e os corpos-de-prova não ficaram bem preenchidos, o qual nota-se nos resultados dos concretos com CCA; com 10% de cinza proveniente dos Estados Unidos fizeram-se três corpos-de-prova que adensaram-se com vibrador os quais, aos 28 dias de idade, apresentaram resistência à compressão uniaxial média de 77,40 MPa, comprovando o fato de que na relação $a/(c+CCA) = 0,25$ o adensamento manual não foi correto
- o segundo problema ocorrido nessa relação 0,25 foi que os corpos-de-prova não puderam ser retirados das formas com 1 dia de idade devido ao excesso de aditivo (ver TABELA 4.10), então os corpos-de-prova dos concretos com 0% e 10% de CCA foram retirados das formas aos 2 dias, entanto que com 20% de CCA devido também ao alto percentual de aditivo (> 3%) os corpos-de-prova recém aos 5 dias de idade foram retirados das formas.

Então, na relação 0,25, com os valores obtidos de resistência à compressão nestas primeiras idades considerando a expressão recomendada pelo Comitê 209 do ACI (1986) para concretos submetidos à cura úmida:

TABELA 6.1 Resistência à compressão - Parâmetros estatísticos básicos: média (MPa), desvio padrão (MPa) e o coeficiente de variação (%)

a/agl	%CCA	1 dia	7 dias	28 dias	63 dias	91 dias
0,5	0	média 6,47		média 28,86		média 32,87
		desvio 0,06		desvio 0,74		desvio 1,05
		cvar 0,89		cvar 2,58		cvar 3,19
	10	média 4,34		média 27,47		média 37
		desvio 0,03		desvio 1,20		desvio 0,65
		cvar 0,66		cvar 4,38		cvar 1,76
20	média 1,53		média 33,34		média 46,99	
	desvio 0,06		desvio 1,08		desvio 0,78	
	cvar 3,92		cvar 3,24		cvar 1,66	
0,4	5		média 26,17		média 55,89	
			desvio 1,50		desvio 0,65	
		cvar 5,72		cvar 1,17		
	15		média 28,16		média 57,7	
		desvio 1,69		desvio 0,46		
		cvar 6,00		cvar 0,81		
0,32	0	média 21,42		média 59,59		média 64,95
		desvio 1,37		desvio 1,10		desvio 0,60
		cvar 6,40		cvar 1,84		cvar 0,93
	10	média 9,16		média 62,69		média 71,33
		desvio 0,35		desvio 1,75		desvio 0,83
		cvar 3,80		cvar 2,80		cvar 1,16
20	média 1,79		média 66,62		média 74,37	
	desvio 0,13		desvio 0,74		desvio 3,97	
	cvar 7,26		cvar 1,12		cvar 5,33	
0,28	5		média 57,28		média 81,39	
			desvio 0,68		desvio 0,94	
		cvar 1,18		cvar 1,16		
	15		média 57,64		média 81,76	
		desvio 1,06		desvio 1,14		
		cvar 1,84		cvar 1,39		
0,25	0	média 41,29		média 64,7		média 73,55
		desvio 0,44		desvio 0,91		desvio 1,50
		cvar 1,06		cvar 1,41		cvar 2,04
	10	média 16,39		média 63,18		média 72,37
		desvio 0,46		desvio 0,71		desvio 1,18
		cvar 2,84		cvar 1,12		cvar 1,63
20	média 1,65		média 63,48		média 72,94	
	desvio 0,03		desvio 1,37		desvio 0,88	
	cvar 1,60		cvar 2,16		cvar 1,21	

$$fcm(t) = \left(\frac{t}{a + \beta t} \right) fc_{28} \quad (6.1)$$

onde:

$fcm(t)$ = resistência média à compressão do concreto aos t dias de idade

fc_{28} = resistência média à compressão do concreto aos 28 dias de idade

a e β = constantes, sendo:

$a = 4$ para cimento ASTM Tipo I e 2,3 para cimento ASTM tipo III

$\beta = 0.85$ para cimento ASTM Tipo I e 0,92 para cimento ASTM tipo III

levando em consideração que o cimento Portland comum corresponde ao cimento ASTM Tipo I, e que o cimento uruguaio segue este comportamento calcularam-se os valores a 1 dia de idade que ficaram na TABELA 5.1 da seguinte forma:

$$fc_{28} = fcm(t) \left(\frac{a + \beta t}{t} \right) \Rightarrow fcm(1dia) = \left(\frac{1}{4 + 0,85} \right) fc_{28} \quad (6.2)$$

sendo:

$t = 2$ dias para $a/(c+CCA) = 0,25$ com 0% e 10% CCA, e

$t = 5$ dias para 20% CCA

Considerando que o projeto do experimento foi fracionado, foi necessário definir um modelo de regressão múltipla que representasse um bom ajuste aos dados experimentais. Conforme NANNI e RIBEIRO (1992), o modelo geral de regressão linear múltipla é:

$$\mu_{y/x} = \beta_0 + \beta_1 x_1 + \dots + \beta_k x_k \quad (6.3)$$

onde $\mu_{y/x}$ representa o valor esperado de y para valores das variáveis independentes x_1, x_2, \dots, x_k

consideradas como não aleatorias, e $\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_k$ são os parâmetros a serem estimados.

Os modelos de regressão múltipla para os dados obtidos experimentalmente foram desenvolvidos utilizando o software statgraphics, onde também avaliou-se a significância de cada parâmetro usando os valores-p (p-value).

Para criação de modelos de regressão, as variáveis relação $a/(c+CCA)$, %CCA e idade foram codificadas para que os níveis ficassem entre -1 e 1, conforme apresenta-se na TABELA 6.2

TABELA 6.2 Codificação das variáveis

Agcim (rel. $a/(c+CCA)$)		CCA (proven de USA)		Idade (em dias)	
Original	Codificado	Original	Codificado	Original	Codificado
0,25	-1	0	-1	1	-1
0,28	-0,76	5	-0,5	7	-0,8667
0,32	-0,44	10	0	28	-0,4
0,4	0,2	15	0,5	63	0,3776
0,5	1	20	1	91	1

A expressão resultante para o modelo de ajuste foi:

$$fc = \beta_0 + \beta_1 \cdot \frac{1}{(Agc)^{0,5}} + \beta_2 \cdot \frac{1}{(Id)^2} + \beta_3 \cdot Agcim \cdot CCA + \beta_4 \cdot CCA \cdot Idade \quad (6.4)$$

onde as variáveis que ficaram no denominador não puderam ser codificadas entre -1 e +1 pois em um ponto ficaria zero o denominador, sendo então codificadas entre 0,5 e 1,5, conforme TABELA 6.3.

TABELA 6.3 Codificação das variáveis no denominador

Agc (rel. $a/(c+CCA)$)		Id (em dias)	
Original	Codificado	Original	Codificado
0,25	0,5	1	0,5
0,28	0,62	7	0,5667
0,32	0,78	28	0,8
0,4	1,1	63	1,188
0,5	1,5	91	1,5

Com as variáveis codificadas, os valores obtidos das constantes estimadas a partir dos resultados do programa experimental e os valores-p nas variáveis independentes, foram estimados os parâmetros para o modelo de ajuste que apresentam-se na TABELA 6.4

TABELA 6.4 Parâmetros para o modelo de ajuste da resistência à compressão

Parâmetro	Valor estimado	Valor-p
β_0	15,0025	0,0051
β_1	51,1447	0,000
β_2	-13,8527	0,000
β_3	3,90339	0,0167
β_4	5,80785	0,004

No modelo desenvolvido foram mantidos os termos cuja significância estava comprovada, apresentando valor-p no teste t menor que 0,10. Vale a pena observar que os valores-p são muito pequenos, o valor maior nas variáveis independentes é 0.0167, correspondente a $Agc_{im.CCA}$. Como o valor-p é menor que 0,05, este termo é estatisticamente significativo a um nível de confiança de 95%. Consequentemente não se pode retirar nenhuma das variáveis adotadas no modelo.

A expressão final do modelo de ajuste foi:

$$fc = 15,0025 + 51,1447 \cdot \frac{1}{(Agc)^{0,5}} - 13,8527 \cdot \frac{1}{(Id)^2} + 3,90339 \cdot Agc_{im} \cdot CCA + 35,80785 \cdot CCA \cdot Idade \quad (6.5)$$

onde:

Agc = relação $a/(c+CCA)$, codificada conforme TABELA 6.3

Id = idade (em dias), codificada conforme TABELA 6.3

Agc_{im} = relação $a/(c+CCA)$, codificada conforme TABELA 6.2

CCA = teor de cinza de casca de arroz (em %), codificada conforme TABELA 6.2

$Idade$ = idade (em dias), codificada conforme TABELA 6.2

A análise de variância (ANOVA) do modelo de ajuste apresenta-se na TABELA 6.5, onde observa-se que o alto valor obtido de F rejeita a hipótese nula que o modelo é ruim, o zero do valor-p indica que o modelo é significativo, ou seja, que existe uma relação estatisticamente significativa entre as variáveis no intervalo de confiança.

O coeficiente de determinação obtido foi de 0,8439, indicando que o modelo representa 84,39% da variabilidade na resistência à compressão .

TABELA 6.5 Análise de variância do modelo de ajuste para resistência à compressão

	Soma dos quadrados	Graus de Liberdade	Média dos quadrados	F	Valor-p
Modelo	57342,1	4	14335,5	135,15	0,0000
Residual	10606,8	100	106,068		
Total	67948,8	104			

O erro padrão da estimativa é de 10,2989 e indica o desvio padrão dos resíduos, o qual pode ser empregado para predizer limites de observações novas.

O teste estatístico de Durbin-Watson, que indica a existência de correlação significativa baseado na ordem de ocorrência dos dados experimentais para o modelo de ajuste, resultou em $DW=0,262772 < 1,4$, indicando uma boa correlação, ou seja, que o modelo proposto ajusta-se bem aos dados experimentais.

Dentro dos dados experimentais para os quais o modelo foi ajustado a regressão da equação (6.5) é válida e fornece uma boa estimativa do comportamento, conforme observa-se nas FIGURAS 6.1, 6.2 e 6.3 onde fixaram-se %CCA=10%, idade=28 dias e relação água/(cimento+CCA)=0,32, respectivamente, e foram montadas as curvas apresentadas para estudar o efeito de dois fatores na resistência à compressão.

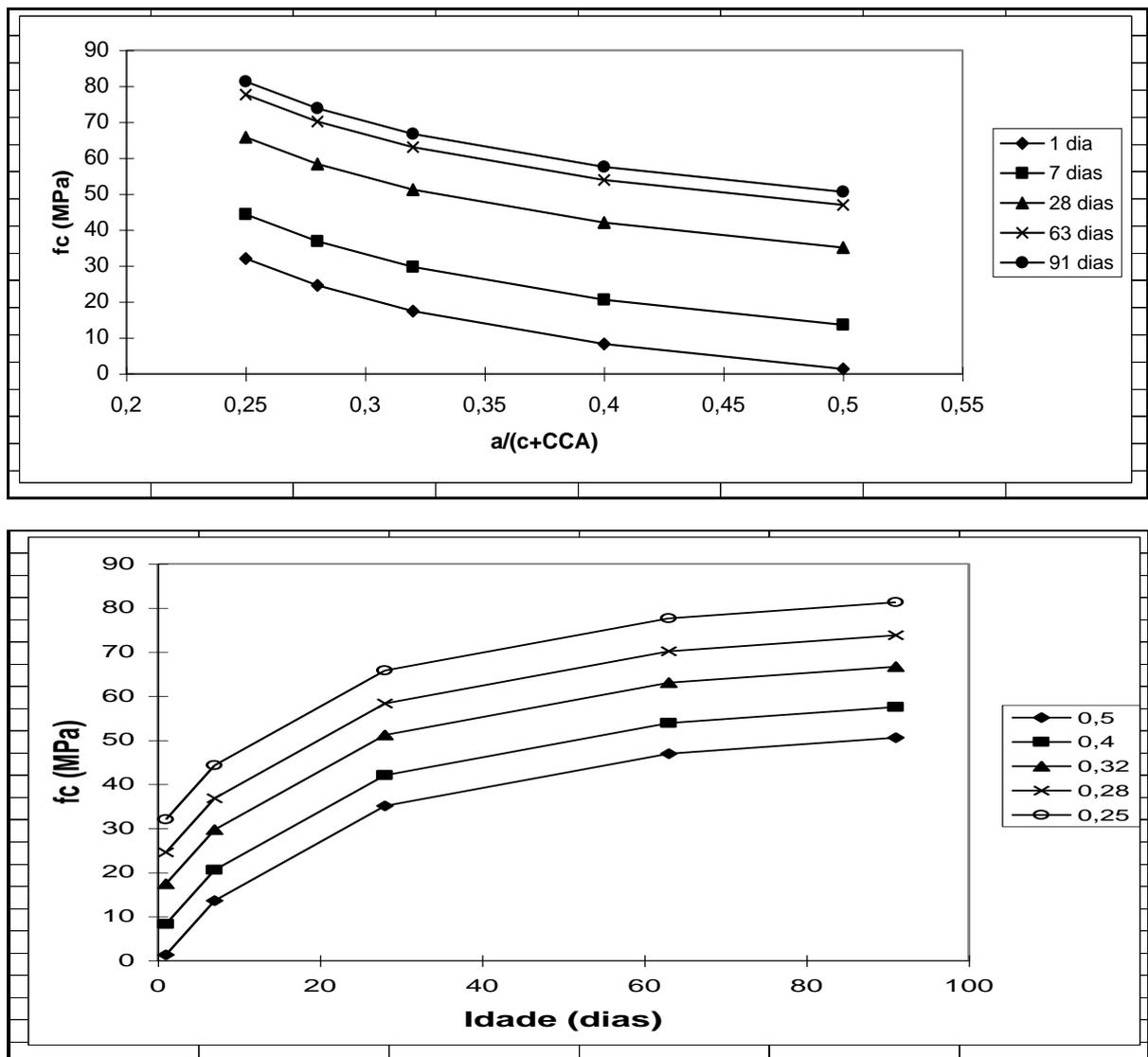


FIGURA 6.1 Resistência à compressão em função da interação entre a relação água/(c+CCA) e a idade, para 10% CCA

Na FIGURA 6.1 apresenta-se a interação entre a idade e a relação $a/(c+CCA)$, que embora estatisticamente não seja significativa, permite que se estime a variação da taxa de crescimento da resistência à compressão com a idade (grau de hidratação), para as diferentes relações $a/(c+CCA)$ estudadas, ocorre de forma similar, sendo o crescimento mais rápido nas primeiras idades, continuando o processo de hidratação após os 28 dias, sendo o crescimento dos 63 aos 91 dias muito pequeno.

A interação idade- $a/(c+CCA)$ não é significativa, conforme o modelo (6.5), o que significa dizer que, tanto para concretos com alta como com baixa relação $a/(c+CCA)$, o crescimento da resistência à compressão é igual o que não está de acordo com as colocações de CARRASQUILLO e DAL MOLIN, pois CARRASQUILLO et al.(1981) para concretos de alta, média e baixa resistência sem adições minerais, observam a maior velocidade de ganho de resistência nas primeiras idades para o CAR, com o passar do tempo, as diferenças entre os três tipos de concretos não são significativas conforme DAL MOLIN (1995). Isto deve-se possivelmente à presença da CCA cuja reação mais lenta justifica o comportamento como observa-se posteriormente na FIGURA 6.3.

A TABELA 6.6 apresenta os resultados fornecidos pelo modelo em comparação com os resultados de MALHOTRA e MEHTA (1996), ZHANG e MALHOTRA (1996) para cimento ASTM Tipo I, $a/c=0,40$ com 0 e 10% de CCA, sendo a cinza de casca de arroz empregada obtida com controle de combustão.

TABELA 6.6 Resistência à compressão - valores obtidos por MALHOTRA e MEHTA (1996), ZHANG e MALHOTRA (1996) e do modelo de ajuste

Idade (dias)	fc (MPa)	fc/fc ₂₈ (%)	1		7		28		91	
			MPa	%	MPa	%	MPa	%	MPa	%
Malhotra e Mehta(1996)										
Zhang e Malhotra (1996) 10% CCA			22,1	57,3	31,1	80,6	38,6	100	47,0	121,8
Modelo proposto		10% CCA	8,3	19,9	20,6	49,0	42,1	100	57,6	136,8
Malhotra e Mehta(1996)										
Zhang e Malhotra (1996) 0% CCA			20,9	57,4	28,9	79,4	36,4	100	42,5	116,8
Modelo proposto		0% CCA	13,3	30,6	24,8	56,9	43,6	100	50,9	116,9

Os valores da TABELA 6.6 levam a pressupor que a cinza empregada na literatura citada possui ação química como material pozolânico de alta reatividade, capaz de combinar

rapidamente com o hidróxido de cálcio para formar silicato de cálcio adicional, que é o principal produto responsável pela resistência, enquanto que a cinza empregada nesta pesquisa possui reação mais lenta, retardando o crescimento da resistência das misturas em que é adicionada. Vale a pena observar que o cimento empregado na pesquisa tem reatividade muito diferente ao cimento ASTM tipo I pelo que as diferenças achadas também devem-se ao cimento.

Aos 28 dias de idade e nas idades superiores as resistências obtidas nesta pesquisa são maiores que as fornecidas pela literatura o qual deve-se às características do concreto feito, pois o mesmo observa-se nos concretos sem cinza nessas idades; sendo isto consequência do cimento empregado que nesta pesquisa aos 28 dias de idade tem resistência à compressão mais alta, tem-se maior quantidade de agregado miúdo e menor quantidade de agregado graúdo que a dosagem apresentada em MALHOTRA e MEHTA (1996) e ZHANG e MALHOTRA (1996), também a que a dimensão máxima do agregado graúdo empregada nesta pesquisa (12,5mm) é menor que a empregada na literatura referenciada (19mm). Na TABELA 6.6 observa-se que nesta pesquisa, aos 91 dias de idade, com 10% de cinza de casca de arroz obtém-se valores 13 por cento maiores que sem cinza, sendo isto comparável aos resultados fornecidos pela literatura referenciada onde nesta idade, com CCA, tem-se valores 11 por cento maiores que sem cinza.

Na FIGURA 6.2 pode-se verificar a influência do teor de CCA na resistência à compressão para cada relação $a/(c+CCA)$. Para concretos de alta resistência, ou seja de baixa relação $a/(c+CCA)$, observa-se uma diminuição da resistência com o aumento do teor de CCA. Para concretos com relações $a/(c+CCA)$ maiores que 0,45, observa-se um aumento da resistência à compressão com o aumento do teor de CCA. Este comportamento pode ser justificado, em parte, pela coesão crescente que apresentam os concretos à medida em que aumenta-se o teor de CCA e se reduz a relação $a/(c+CCA)$, dificultando o processo de adensamento, que foi realizado manualmente; também pode ter sido por excesso de aditivo.

Vale a pena observar que as curvas da FIGURA 6.2 foram feitas para a idade média de 28 dias, pelo que o comportamento a maior idade pode ser diferente, como apresenta-se no estudo da interação entre o teor de substituição de cinza de casca de arroz e a idade.

Com cinza de casca de arroz obtida com controle de combustão só tem-se os dados disponíveis na TABELA 3.10 que possibilitam estabelecer uma correlação com os dados desta pesquisa na interação existente entre o teor de CCA e a relação $a/(c+CCA)$. Na TABELA 6.7 apresenta-se a comparação entre os resultados

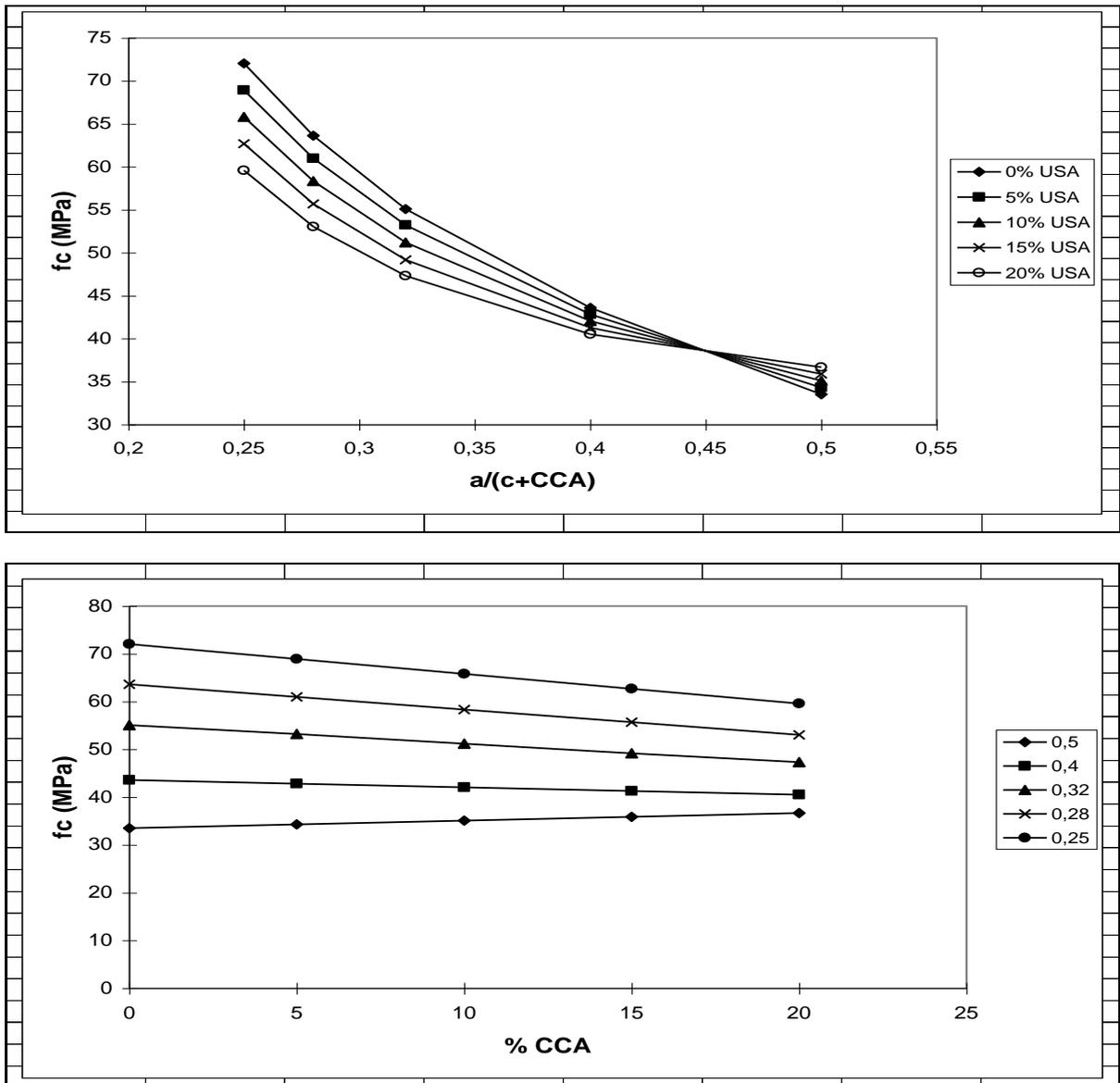


FIGURA 6.2 Resistência à compressão aos 28 dias de idade, em função da interação entre a relação água/(c+CCA) e o teor de substituição de cinza de casca de arroz

TABELA 6.7 Resistência à compressão - valores obtidos por MEHTA (1994) e do modelo de ajuste aos 28 dias de idade- $f_c \%CCA/f_c 0\%CCA$ (%)

% CCA		0	10	15	20
Mehta(1994)	$a/agl=0,33$	100	118		
	$a/agl=0,31$	100		121	
	$a/agl=0,30$	100			114
Modelo proposto	$a/agl=0,32$	100	95	91	86

Os valores da TABELA 6.7 mostram que a cinza empregada por MEHTA (1994) atuando como material pozolânico de alta reatividade, aos 28 dias de idade, é responsável pelo

aumento da resistência à compressão com o aumento do teor de CCA, enquanto que a cinza empregada nesta pesquisa devido a que possui reação mais lenta é responsável pela diminuição da resistência com o aumento do teor de CCA aos 28 dias de idade, ocorrendo o contrário nas idades maiores (63 e 91 dias) como observa-se posteriormente na FIGURA 6.3.

A interação existente entre o teor de CCA e a idade pode ser visualizada na FIGURA 6.3, onde observa-se o comportamento diferenciado da ação da CCA nas diferentes idades estudadas. Ressalta-se a importância da interação %CCA e idade por ser significativa da seguinte maneira: nos primeiros dias, quanto maior é o teor de CCA, menor é a resistência à compressão, porém, em um período maior de dias, a quantidade de CCA não influencia assim no resultado de resistência.

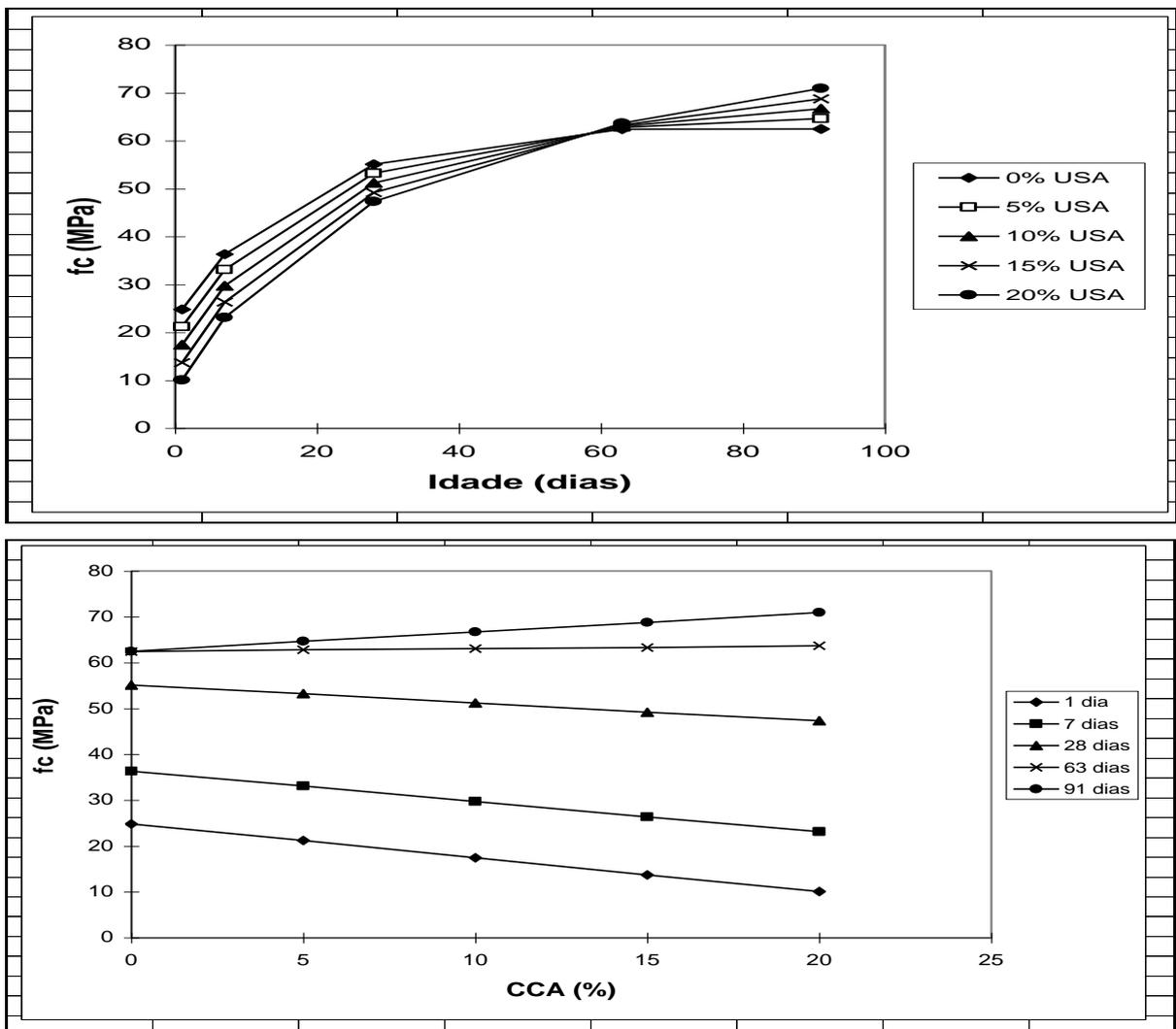


FIGURA 6.3 Resistência à compressão em função da interação entre o teor de substituição de cinza de casca de arroz e a idade

Observa-se que os valores de resistência à compressão por volta dos 60 dias de idade não são praticamente alterados com o teor de CCA; a partir deste ponto, o crescimento da resistência nos concretos com CCA é maior que sem cinza.

A cinza de casca de arroz apresenta uma estrutura celular, com superfície microporosa. Quando é altamente pozolânica, reage rapidamente no ambiente alcalino resultante da hidratação do cimento Portland e iniciam as reações pozolânicas a partir de 1 dia de idade (MEHTA e MALHOTRA, 1996), FIGURA 3.6 (MEHTA, 1992), TABELA 3.11 (ZHANG et al., 1996). Por outro lado, quando a CCA não é altamente reativa é necessário um período de indução para ativar a superfície no ambiente alcalino resultante da hidratação do cimento Portland. Considerando que o ponto em que o crescimento da resistência nos concretos com CCA é maior que sem cinza fica perto da idade de 60 dias, os resultados corroboram que a CCA obtida por combustão controlada empregada nesta pesquisa não é uma pozolana altamente reativa como a empregada por ZHANG et al. (1996), MEHTA (1994), MALHOTRA e MEHTA (1996), ZHANG e MALHOTRA (1996).

Vale a pena observar também que devido a que foi feita substituição de cimento por cinza de casca de arroz provavelmente foi reduzida a quantidade de clínquer, então as reações produzidas pela hidratação do cimento Portland e o início das reações pozolânicas foram alteradas o qual pode também ser a justificativa da idade de ocorrência do ponto indicado.

Nos valores apresentados por SANTOS (1997) para as relações $a/(c+CCA)=0,40$ e $0,50$ houve uma reação similar à apresentada pelos valores da presente pesquisa. Na TABELA 3.15 observa-se que nessas relações todos os concretos com CCA, na idade de 90 dias, apresentaram maiores resistências que os sem cinza. Os resultados apresentados por ISAIA (1996), na TABELA 3.12, também apresentam aos 91 dias maior resistência à compressão quanto maior é o teor de CCA, validando os obtidos nesta pesquisa.

6.2 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO

O valor de resistência à tração foi obtido através de dois ensaios diferentes; a TABELA 6.8 resume os resultados obtidos para resistência à tração por compressão diametral (ft.D) e para resistência à tração por flexão (ft.F). Cada valor apresentado representa a média de três observações experimentais (TABELAS 5.2 e 5.3).

TABELA 6.8 Resistência à tração - Parâmetros estatísticos básicos: média (MPa), desvio padrão (MPa) e o coeficiente de variação (%)

a/agl	CCA (%)	ft,D					ft,F				
		1 dia	7 dias	28 dias	63 dias	91 dias	28 dias				
0,5	0	média	0,62		média	2,89		média	3,28	média	4,28
		desvio	0,02		desvio	0,19		desvio	0,18	desvio	0,26
		cvar	3,34		cvar	6,75		cvar	5,5	cvar	5,96
	10	média	0,42		média	2,8		média	3,37	média	4,25
		desvio	0,01		desvio	0,13		desvio	0,14	desvio	0,18
		cvar	2,38		cvar	4,53		cvar	4,2	cvar	4,32
20	média	0,16		média	3,39		média	4,14	média	4,33	
	desvio	0,01		desvio	0,15		desvio	0,05	desvio	0,32	
	cvar	9,35		cvar	4,43		cvar	1,34	cvar	7,34	
0,4	5		média	2,6		média	3,91		média	4,71	
			desvio	0,13		desvio	0,09		desvio	0,1	
		cvar	5,07		cvar	2,29		cvar	2,13		
	15		média	2,73		média	4,06		média	5,01	
	desvio	0,16		desvio	0,13		desvio	0,14	desvio	0,14	
	cvar	5,89		cvar	3,2		cvar	2,82	cvar	2,82	
0,32	0	média	1,7		média	4,07		média	4,89	média	6,12
		desvio	0,02		desvio	0,17		desvio	0,1	desvio	0,02
		cvar	1,36		cvar	4,26		cvar	2,15	cvar	0,25
	10	média	1,05		média	4,06		média	4,6	média	6,66
		desvio	0,01		desvio	0,19		desvio	0,13	desvio	0,05
		cvar	1,1		cvar	4,7		cvar	2,75	cvar	0,69
20	média	0,17		média	4,34		média	4,8	média	5,66	
	desvio	0,01		desvio	0,32		desvio	0,09	desvio	0,27	
	cvar	8,81		cvar	7,28		cvar	1,85	cvar	4,78	
0,28	5		média	3,14		média	4,33		média	5,64	
			desvio	0,03		desvio	0,26		desvio	0,06	
		cvar	1,02		cvar	5,94		cvar	0,98		
	15		média	3,81		média	5,11		média	6,38	
	desvio	0,22		desvio	0,27		desvio	0,08	desvio	0,08	
	cvar	5,82		cvar	5,39		cvar	1,18	cvar	1,18	
0,25	0	média	2,81		média	4,41		média	5,12	média	6,96
		desvio	0,06		desvio	0,12		desvio	0,3	desvio	0,19
		cvar	2,37		cvar	2,83		cvar	5,91	cvar	2,75
	10	média	1,92		média	40,5		média	5,07	média	7,27
		desvio	0,17		desvio	0,19		desvio	0,14	desvio	0,13
		cvar	8,84		cvar	4,66		cvar	2,82	cvar	1,79
20	média	0,19		média	4,87		média	5,21	média	7,6	
	desvio	0,006		desvio	0,11		desvio	0,25	desvio	1,36	
	cvar	2,98		cvar	2,273		cvar	4,81	cvar	1,79	

Pela observação dos valores da TABELA 6.8 e das FIGURAS 5.3, 5.4 e 5.5, percebe-se, de uma forma geral, que todas as misturas apresentaram elevações dos valores médios obtidos ao aumentar-se a idade e diminuir a relação $a/(c+CCA)$, conforme esperado. Na resistência à tração por flexão, devido ao tamanho dos corpos-de-prova empregados, só avaliou-se a idade de 28 dias.

Considerando que o projeto de experimento foi fracionado, definiu-se um modelo de regressão múltipla que representasse um bom ajuste aos dados experimentais, como foi apresentado no item 6.1, com as variáveis codificadas de acordo com as TABELAS 6.2 e 6.3. Os valores obtidos das constantes estimadas a partir dos resultados do programa experimental e os valores-p nas variáveis independentes do modelo de ajuste para resistência à tração por compressão diametral apresentam-se na TABELA 6.9 e para resistência à tração por flexão na TABELA 6.10.

TABELA 6.9 Parâmetros para o modelo de ajuste da resistência à tração por compressão diametral

Parâmetro	Valor estimado	Valor-p
β_0	2,49691	0,0000
β_1	2,34362	0,0000
β_2	-0,937178	0,0000
β_3	0,209043	0,0200
β_4	0,338815	0,0002

TABELA 6.10 Parâmetros para o modelo de ajuste da resistência à tração por flexão

Parâmetro	Valor estimado	Valor-p
β_0	0,392579	0,2526
β_1	4,79639	0,0000
β_3	-0,134938	0,2241

Vale a pena observar que os valores-p são muito pequenos para resistência à tração por compressão diametral, sendo o valor maior nas variáveis independentes de 0,02, correspondente a $Agcim.CCA$. Como o valor-p é menor que 0,05, este termo é estatisticamente significativo a um nível de confiança de 95%. Conseqüentemente, não se pode retirar nenhuma das variáveis adotadas no modelo. Percebe-se que no modelo desenvolvido para resistência à tração por flexão estão presentes termos cujo valor-p (no teste t) ultrapassa os usuais 0,10. Considerou-se importante mantê-los pois eles são significativos para as demais variáveis.

A expressão final do modelo de ajuste para resistência à tração por compressão diametral foi:

$$f_{t,D} = 2,49691 + 2,34362 \cdot \frac{1}{(Agc)^{0,5}} - 0,937178 \cdot \frac{1}{(Id)^2} + 0,209043 \cdot Agcim \cdot CCA + 0,338815 \cdot CCA \cdot Idade \quad (6.6)$$

e para resistência à tração por flexão:

$$f_{t,F} = 0,392579 + 4,79639 \cdot \frac{1}{(Agc)^{0,5}} - 0,134938 \cdot Agcim \cdot CCA \quad (6.7)$$

onde:

Agc = relação $a/(c+CCA)$, codificada conforme TABELA 6.3

Id = idade (em dias), codificada conforme TABELA 6.3

$Agcim$ = relação $a/(c+CCA)$, codificada conforme TABELA 6.2

CCA = teor de cinza de casca de arroz (em %), codificada conforme TABELA 6.2

$Idade$ = idade (em dias), codificada conforme TABELA 6.2

A análise de variância (ANOVA) dos modelos de ajuste (6.6) e (6.7) apresentam-se na TABELA 6.11, onde observa-se que o alto valor obtido de F rejeita a hipótese nula que o modelo é ruim, o zero do valor-p indica que o modelo é significativo, ou seja, que existe uma relação estatisticamente significativa entre as variáveis no intervalo de confiança.

Os coeficientes de determinação obtidos para a resistência à tração por compressão diametral e para a tração por flexão são de 0,8743 e 0,8799 respectivamente, indicando que os modelos representam 87,43% e 87,99% da variabilidade nas resistências respectivas. Os erros padrões da estimativa são de 0,5682 e 0,4094, respectivamente.

O teste estatístico de Durbin-Watson, que indica a existência de correlação significativa baseado na ordem de ocorrência dos dados experimentais para o modelo de ajuste de resistência à tração por compressão diametral e de resistência à tração por flexão,

TABELA 6.11 Análise de variância do modelo de ajuste para resistência à tração por compressão diametral ($f_{t,D}$) e na flexão ($f_{t,F}$)

ft,D	Soma dos Quadrados	Graus de Liberdade	Média dos quadrados	F	Valor-p
Modelo	224,471	4	56,1178	173,82	0,0000
Residual	32,2849	100	0,322849		
Total	256,756	104			
ft,F	Soma dos quadrados	Graus de Liberdade	Média dos quadrados	F	Valor-p
Modelo	44,2133	2	22,1066	131,88	0,0000
Residual	6,03471	36	0,167631		
Total	50,248	38			

resultou em $DW=0,685 < 1,4$ e $DW=1,182 < 1,4$ indicando uma boa correlação, ou seja, que os modelos propostos ajustam-se bem aos dados experimentais.

Dentro dos dados experimentais para os quais o modelo foi ajustado as regressões das equações (6.6) e (6.7) são válidas e fornecem uma boa estimativa do comportamento, conforme observa-se a seguir.

Na FIGURA 6.4 fixou-se $CCA=10\%$ e idade=28 dias para observar a lei de comportamento geral com respeito ao efeito da relação água/aglomerante sobre a resistência à tração na compressão diametral e na flexão, sendo possível observar que para resistência à

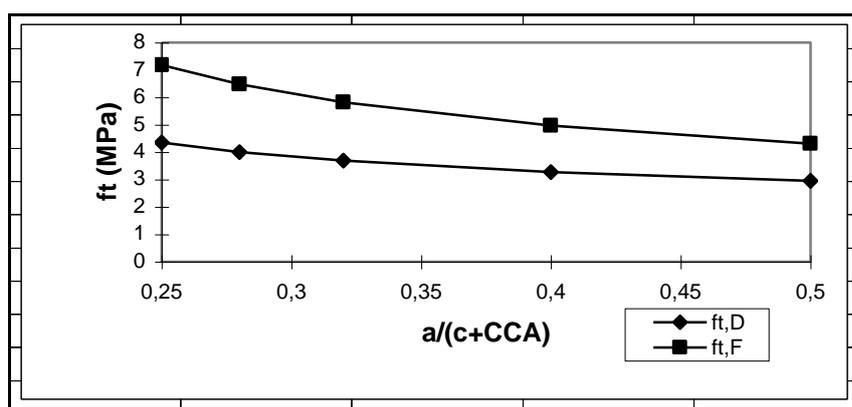


FIGURA 6.4 Lei de comportamento geral com respeito ao efeito isolado da relação $a/(c+CCA)$ sobre a resistência à tração por compressão diametral ($f_{t,D}$) e por flexão ($f_{t,F}$) tração na flexão os valores são superiores aos obtidos para resistência à tração na compressão diametral, fato já estabelecido pela maior parte da bibliografia (DAL MOLIN, 1995; MALHOTRA e MEHTA (1996); ZHANG e MALHOTRA (1996); NEVILLE, 1998; e outros),

e motivado pelas diferenças entre os dois tipos de ensaio, pois na tração por compressão diametral a tensão de compressão produz uma tensão transversal uniforme ao longo do diâmetro vertical, enquanto por tração na flexão somente um pequeno volume de concreto próximo à base da amostra é submetido a tensões de tração elevadas. Nota-se, também, que o crescimento percentual da resistência com a redução da relação água/(c+CCA) de 0,50 a 0,25 é maior para os concretos ensaiados na flexão do que os ensaiados por compressão diametral, resultados coerentes com os obtidos por DAL MOLIN (1995) para concretos com sílica ativa.

A interação entre a relação água/(c+CCA) e a idade apresenta-se na FIGURA 6.5, onde observa-se que:

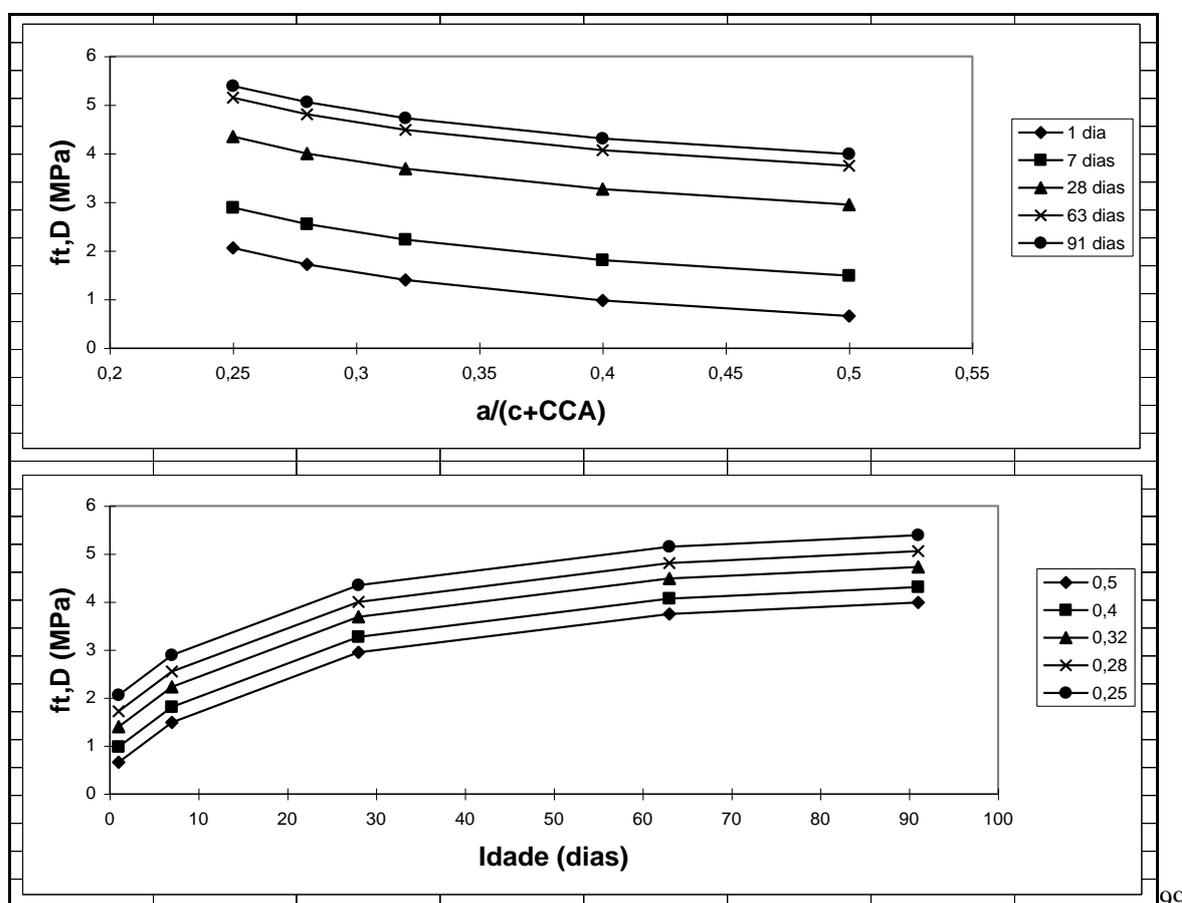


FIGURA 6.5 Resistência à tração por compressão diametral em função da interação entre a relação $a/(c+CCA)$ e a idade

- quanto menor é a relação água/(c+CCA), maior é a resistência à tração por compressão diametral, conforme esperado;

- a velocidade de crescimento da resistência com a idade é similar para as diferentes relações água/(cimento + CCA), o que justifica não levar em consideração esta interação como significativa, no modelo;
- a evolução da resistência à tração por compressão diametral no tempo apresenta um crescimento alto para as idades iniciais e logo mais lento, concordando com os resultados da maior parte da bibliografia (MEHTA e MONTEIRO, 1994; DAL MOLIN, 1995; entre outros) para concretos com sílica ativa e com toda a bibliografia técnica;
- o comportamento da resistência à tração por compressão diametral é similar ao comportamento da resistência à compressão apresentado na FIGURA 6.1, pois à medida que a resistência à compressão aumenta, a resistência à tração por compressão diametral também aumenta. Mas conforme MEHTA e MONTEIRO (1994) e NEVILLE (1998), o quociente entre resistência à tração e resistência à compressão normalmente diminui com o acréscimo da resistência, fato comprovado com os resultados obtidos nesta pesquisa (TABELA 6.12)

TABELA 6.12 Razão entre a resistência à tração por compressão diametral e a resistência à compressão do concreto ($f_t, D/f_c$)

$a/(c+CCA)$	1 dia	7 dias	28 dias	63 dias	91 dias
0,5	0,12	0,11	0,08	0,08	0,08
0,4	0,12	0,09	0,08	0,08	0,08
0,32	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08
0,28	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07
0,25	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07

A razão entre a resistência à tração por compressão diametral/compressão axial ($f_t, D/f_c$) dos concretos desta pesquisa foi de 12% a 7%, sendo os intervalos comparáveis aos apresentados por MEHTA e MONTEIRO (1994).

Para verificar o efeito da interação entre o teor de CCA e a idade apresenta-se a FIGURA 6.6, para resistência à tração por compressão diametral (f_t, D), onde observa-se o crescimento da resistência com a idade em todos os concretos e ressalta-se a importância da interação que é significativa da seguinte maneira: nos primeiros dias, quanto maior é a percentual de CCA, menor é a resistência; porém, em um período maior de dias, a quantidade

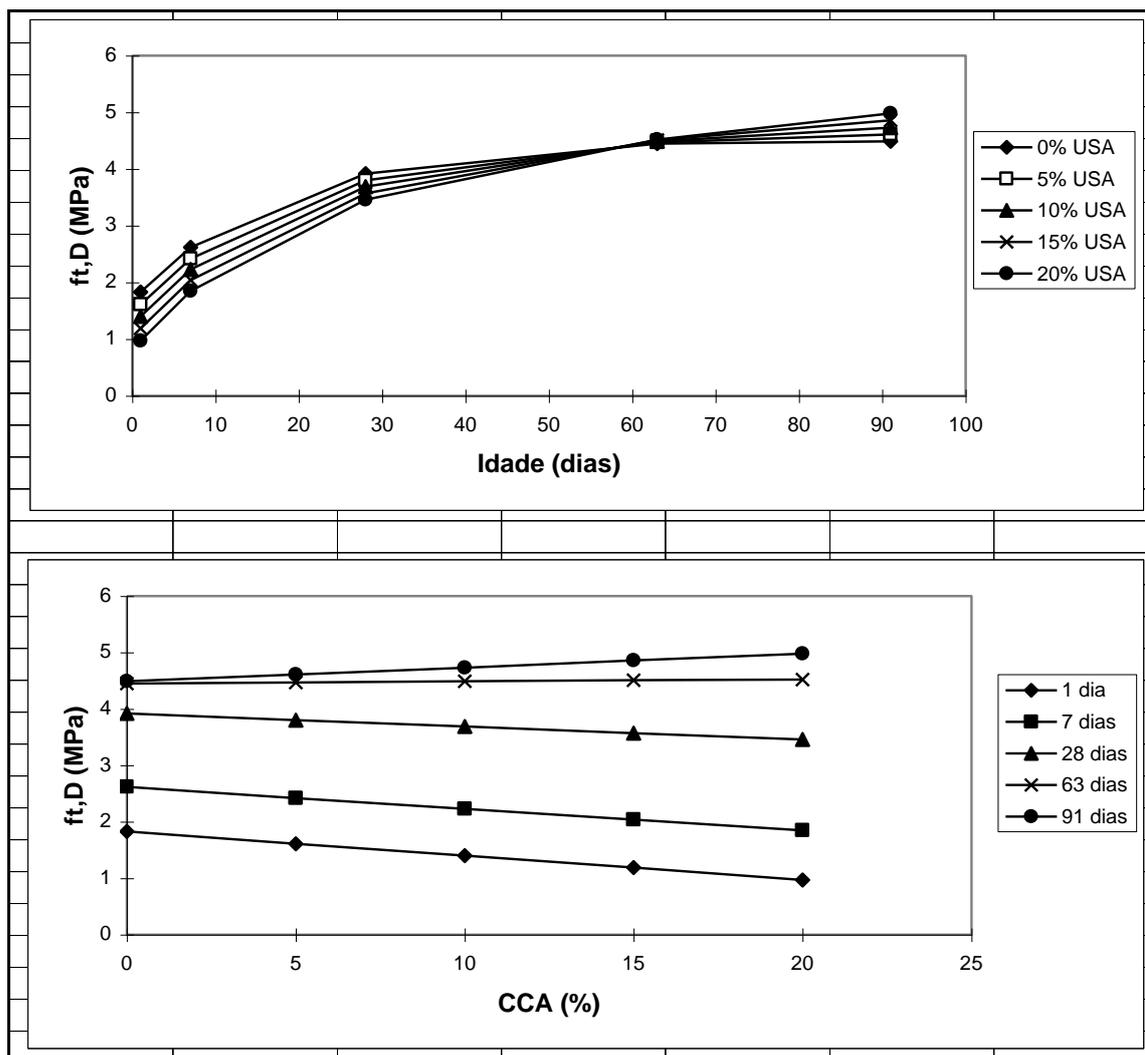


FIGURA 6.6 Resistência à tração por compressão diametral em função da interação entre o teor de CCA empregado e a idade

de CCA pouco influencia o resultado, e nas idades superiores a 60 dias a resistência à tração por compressão diametral aumenta com o aumento do teor de CCA empregado. Vale a pena observar que o comportamento descrito para a resistência à tração por compressão diametral é similar ao apresentado na FIGURA 6.3 para a resistência à compressão.

O efeito principal da cinza de casca de arroz na resistência à tração por compressão diametral deve-se à reação pozolânica que como foi mencionado no item 6.1 foi alterada devido a que a cinza de casca de arroz obtida por combustão controlada empregada nesta pesquisa tem atividade pozolânica mais lenta e também a que foi feita substituição de cimento por CCA .

Considerando que na literatura relativa à cinza de casca de arroz em concretos se tem os resultados de resistência à tração por compressão diametral fornecidos na TABELA 3.9

(MALHOTRA e MEHTA,1996; ZHANG e MALHOTRA, 1996), ao correlacionar os resultados obtidos nesta pesquisa com a bibliografia específica observa-se que aos 28 dias de idade o comportamento contraria a bibliografia que comprova o aumento de resistência à tração com emprego de CCA nessa idade, isto deve-se à reação mais lenta da CCA empregada que foi observada na FIGURA 6.6

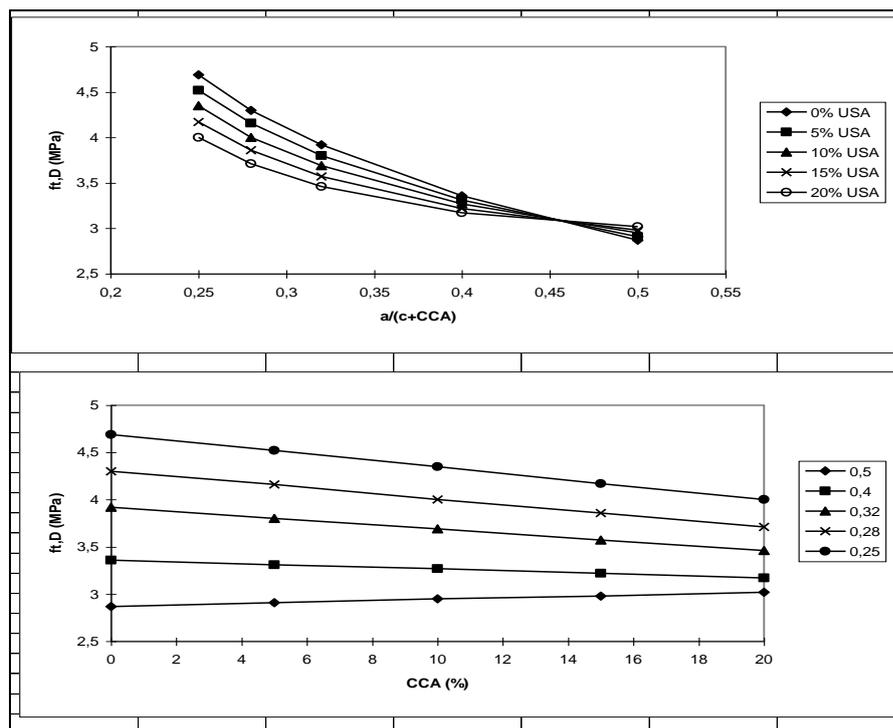
Para verificar o efeito da interação entre a relação água/(c+CCA) e o teor de CCA, apresenta-se a FIGURA 6.7 para a resistência à tração por compressão diametral (ft,D) e para a resistência à tração na flexão (ft,F). Observam-se comportamentos distintos que também são identificados entre os valores obtidos nos dois tipos de ensaio, independentemente de que na resistência à tração por flexão são obtidos valores maiores que na tração por compressão diametral, o que já foi observado na FIGURA 6.4.

A FIGURA 6.7 (a) mostra que a contribuição da cinza de casca de arroz para a resistência à tração por compressão diametral é maior para relações água/(cimento + CCA) mais elevadas, decrescendo a contribuição nos concretos de baixas relações $a/(c+CCA)$; o comportamento é similar ao apresentado nesta interação para a resistência à compressão, e pode ser decorrência dos teores de aditivo empregado e que à medida em que se reduz a relação $a/(c+CCA)$ e aumenta-se o teor de CCA dificulta-se o processo de adensamento, que foi manual. Vale a pena observar que as curvas da FIGURA 6.7 (a) foram feitas para a idade média de 28 dias, pelo que o comportamento a maior idade pode ser diferente, como apresenta-se na FIGURA 6.6

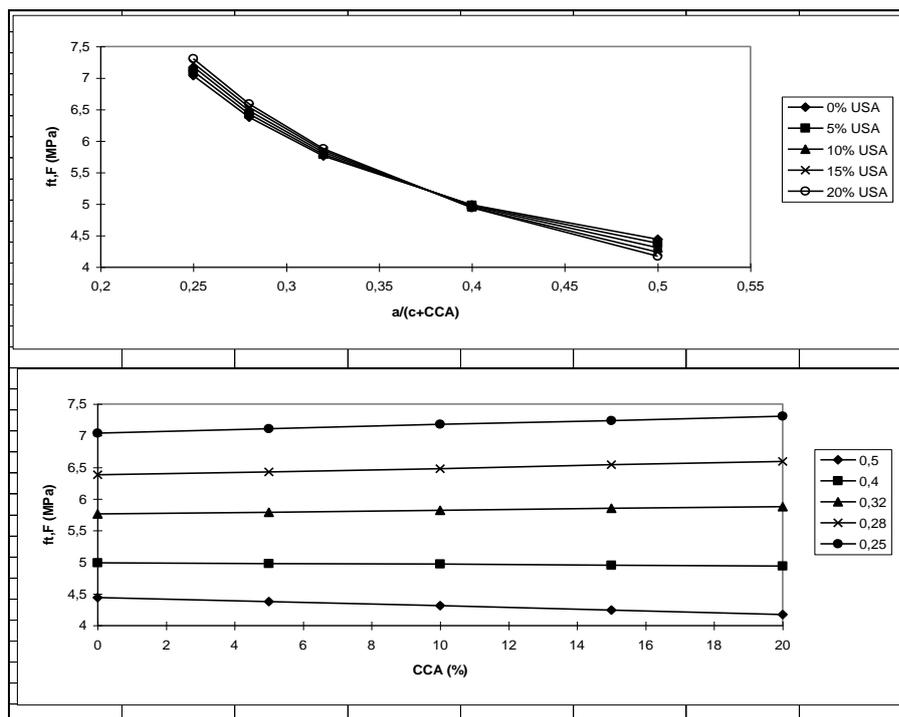
Porém na FIGURA 6.7 (b) constata-se que, comparativamente aos concretos de referência (sem CCA), os diferentes teores de CCA contribuem de forma similar na resistência à tração por flexão, apresentando variações menores que na tração por compressão diametral. Possivelmente este comportamento esteja ligado com a maior sensibilidade do ensaio de tração na flexão à presença de fissuras causadas por retração plástica.

Com cinza de casca de arroz obtida com controle de combustão tem-se na literatura limitada quantidade de resultados que possibilitem estabelecer uma correlação com os resultados desta pesquisa na interação existente entre o teor de CCA e a relação $a/(c+CCA)$.

MALHOTRA e MEHTA (1996), ZHANG e MALHOTRA (1996) para concretos com



(a)



(b)

FIGURA 6.7 Resistência à tração aos 28 dias, em função da interação entre o teor de CCA empregado e a relação água/(c+CCA): (a) por compressão diametral ($f_{t,D}$); (b) na flexão ($f_{t,F}$)

cimento ASTM Tipo I (correspondente aproximadamente com o cimento Portland comum brasileiro CPI), $a/c=0,40$, com 0% e 10% de substituição de cimento por CCA apresentaram resultados de resistência à tração por compressão diametral (f_t,D) e na flexão (f_t,F) de concretos aos 28 dias de idade, os quais foram fornecidos na TABELA 3.9, sendo identificado aumento para a resistência à tração por compressão diametral de 29,6% e na flexão de 7% nos concretos com 10% de CCA em relação aos sem CCA, na presente pesquisa aos 28 dias com CCA diminuiu a resistência à tração mas como observa-se na FIGURA 6.7 na resistência à tração por compressão diametral apresentam-se variações maiores com CCA que para tração na flexão, o que concorda com as colocações da bibliografia citada. Na tração na flexão aos 28 dias de idade, na relação $a/agl=0,42$, SILVEIRA (1996) na TABELA 3.22 achou diminuição de resistência nos concretos com CCA.

Vale a pena observar, também, que na bibliografia (MALHOTRA e MEHTA, 1996; ZHANG e MALHOTRA, 1996) a razão entre a resistência à tração por compressão diametral e a tração na flexão para os concretos sem CCA da TABELA 3.9 é de 43%, enquanto para os concretos com 10% de substituição de cimento por CCA é de 51%; na presente pesquisa dita razão é de 67% e 66%, respectivamente, ou seja, maiores que os da bibliografia referenciada, mas próximos aos citados por PRICE apud MEHTA e MONTEIRO (1994), que obtém para a razão entre f_t e f_t,F o valor de 59%, aos 28 dias de idade.

6.3 MÓDULO DE DEFORMAÇÃO

A TABELA 6.13 resume os resultados obtidos para o módulo de deformação de corpos-de-prova cilíndricos de 15cm de diâmetro e 30cm de altura, de concretos sem e com CCA proveniente de USA (TABELA 5.4), onde cada valor apresentado representa a média (GPa), desvio padrão (GPa) e o coeficiente de variação (%) de três observações experimentais.

Pela observação dos valores da TABELA 6.13 e das FIGURAS 5.6 e 5.7, percebe-se, de uma forma geral, que todas as misturas apresentaram elevações dos valores médios obtidos ao aumentar-se a idade e diminuir a relação $a/(c+CCA)$. Porém, como o módulo de deformação é regido principalmente pelo agregado graúdo, as melhoras obtidas foram pequenas.

TABELA 6.13 Módulo de deformação - Parâmetros estatísticos básicos: média (MPa), desvio padrão (MPa) e o coeficiente de variação (%)

a/agl	%CCA	1 dia	7 dias	28 dias	63 dias	91 dias			
0,5	0	média	19,3		média	24,87		média	26,05
		desvio	1,23		desvio	0,43		desvio	1,06
		cvar	6,37		cvar	1,74		cvar	4,08
	10	média	18,61		média	24,39		média	27,09
		desvio	0,22		desvio	1,73		desvio	3,28
		cvar	1,18		cvar	7,1		cvar	12,12
	20	média	18,3		média	26,24		média	29,65
		desvio	1,24		desvio	1,04		desvio	2,21
		cvar	6,79		cvar	3,97		cvar	7,45
0,4	5		média	23,65		média	29,47		
			desvio	2,24		desvio	2,57		
			cvar	9,49		cvar	8,71		
	15		média	23,82		média	29,75		
			desvio	2,6		desvio	1,42		
			cvar	10,93		cvar	4,76		
0,32	0	média	22,36		média	29,99		média	31,19
		desvio	1,89		desvio	1,19		desvio	3,11
		cvar	8,46		cvar	3,96		cvar	9,98
	10	média	19,88		média	30,68		média	32,37
		desvio	1,57		desvio	1,75		desvio	2,07
		cvar	7,92		cvar	5,71		cvar	6,39
	20	média	18,38		média	31,62		média	33,07
		desvio	1,24		desvio	2,52		desvio	0,77
		cvar	6,75		cvar	7,98		cvar	2,32
0,28	5		média	29,53		média	34,29		
			desvio	1,168		desvio	3,39		
			cvar	3,95		cvar	9,9		
	15		média	29,62		média	34,36		
			desvio	0,78		desvio	1,1		
			cvar	2,62		cvar	3,192		
0,25	0	média	28,43		média	30,98		média	32,91
		desvio	2,84		desvio	1,37		desvio	2,28
		cvar	9,97		cvar	4,43		cvar	6,91
	10	média	21,37		média	30,76		média	32,67
		desvio	1,63		desvio	2,85		desvio	0,92
		cvar	7,62		cvar	9,26		cvar	2,83
	20	média	22,03		média	30,79		média	32,88
		desvio	2,01		desvio	2,73		desvio	1,02
		cvar	9,15		cvar	8,86		cvar	3,11

Uma vez feita a análise estatística básica, foi definido um modelo de regressão múltipla que representasse um bom ajuste aos dados experimentais, como foi apresentado no item 6.1, com as variáveis codificadas como foi indicado nas TABELAS 6.2 e 6.3. Os valores obtidos das constantes estimadas a partir dos resultados do programa experimental e os

valores-p nas variáveis independentes do modelo de ajuste para o módulo de deformação (E_c) constam na TABELA 6.14

TABELA 6.14 Estimativa dos parâmetros para o modelo de ajuste de E_c

Parâmetro	Valor estimado	Valor-p
β_0	21,9719	0,0000
β_1	9,82172	0,0000
β_2	-2,77001	0,0000
β_3	0,743323	0,0493
β_4	1,10359	0,0038

Vale a pena observar que os valores-p são muito pequenos para o módulo de deformação, sendo o valor maior nas variáveis independentes de 0,0493, correspondente a $Agcim.CCA$. Como o valor-p é menor que 0,05, este termo é estatisticamente significativo a um nível de confiança de 95%. Conseqüentemente, não pode-se retirar nenhuma das variáveis adotadas no modelo. A expressão final do modelo de ajuste para o módulo de deformação foi:

$$E_c = 21,9719 + 9,82172 \cdot \frac{1}{(Agc)^{0,5}} - 2,77001 \cdot \frac{1}{(Id)^2} + 0,743323 \cdot Agcim \cdot CCA + 1,10359 \cdot CCA \cdot Idade \quad (6.8)$$

onde:

Agc = relação $a/(c+CCA)$, codificada conforme TABELA 6.3

Id = idade (em dias), codificada conforme TABELA 6.3

$Agcim$ = relação $a/(c+CCA)$, codificada conforme TABELA 6.2

CCA = teor de cinza de casca de arroz (em %), codificada conforme TABELA 6.2

$Idade$ = idade (em dias), codificada conforme TABELA 6.2

A análise de variância (ANOVA) do modelo de ajuste (fórmula 6.8) é apresentada na TABELA 6.15, onde observa-se que o alto valor obtido de F rejeita a hipótese nula que o modelo é ruim, o zero do valor-p indica que o modelo é significativo, ou seja, que existe uma relação estatística significativa entre as variáveis no intervalo de confiança pois as variáveis independentes influenciam nos resultados de E_c .

TABELA 6.15 Análise de variância do modelo de ajuste do módulo de deformação

	Soma dos quadrados	Graus de Liberdade	Média dos quadrados	F	Valor-p
Modelo	2240,68	4	560,169	97,27	0,0000
Residual	575,893	100	5,75893		
Total	2816,57	104			

O erro padrão da estimativa é de 2,39978. O teste estatístico de Durbin-Watson para o modelo de ajuste resultou em $DW=1,30365 < 1,4$, indicando que o modelo proposto ajusta-se aos dados experimentais.

Dentro dos dados experimentais para os quais o modelo foi ajustado, a regressão da equação (6.8) é válida e fornece uma boa estimativa do comportamento, conforme observa-se a seguir, onde para estudar o efeito de dois fatores no módulo de deformação foram montadas as curvas apresentadas nas FIGURAS 6.8, 6.9 e 6.10 fixando %CCA=10%, idade=28 dias e relação água/CCA=0,32, respectivamente.

Na FIGURA 6.8 observa-se que a evolução do módulo de deformação com a relação água/(c+CCA) é alterada com a idade (grau de hidratação), para os diferentes concretos estudados, pois o crescimento ocorre de forma mais rápida nas primeiras idades, principalmente dos 7 aos 28 dias, continuando o processo de hidratação após este período, com aumentos do módulo menores até os 91 dias de idade. Também observa-se que os concretos de alta resistência, ou seja, com baixas relações água/(c+CCA), possuem um módulo de deformação maior que o do concreto convencional, como consequência da maior rigidez da argamassa e maior aderência pasta-agregado.

Para verificar o efeito da interação entre a relação água/(c+CCA) e o teor de CCA no módulo de deformação (E_c), apresenta-se a FIGURA 6.9. Observam-se comportamentos distintos nos concretos com altas relações água/(c+CCA) que apresentam crescimento do módulo de deformação com o aumento do teor de CCA, porém nos concretos com baixas relações água/(c+CCA) ocorre o oposto.

Para verificar o efeito da interação entre o teor de CCA e a idade no módulo de deformação (E_c), apresenta-se a FIGURA 6.10, onde observa-se o crescimento do módulo com a idade em todos os concretos e ressalta-se a importância da interação que é significativa da seguinte maneira: nos primeiros dias, quanto maior a percentual de CCA, menor é o módulo; porém em um período maior de dias, ocorre o oposto.

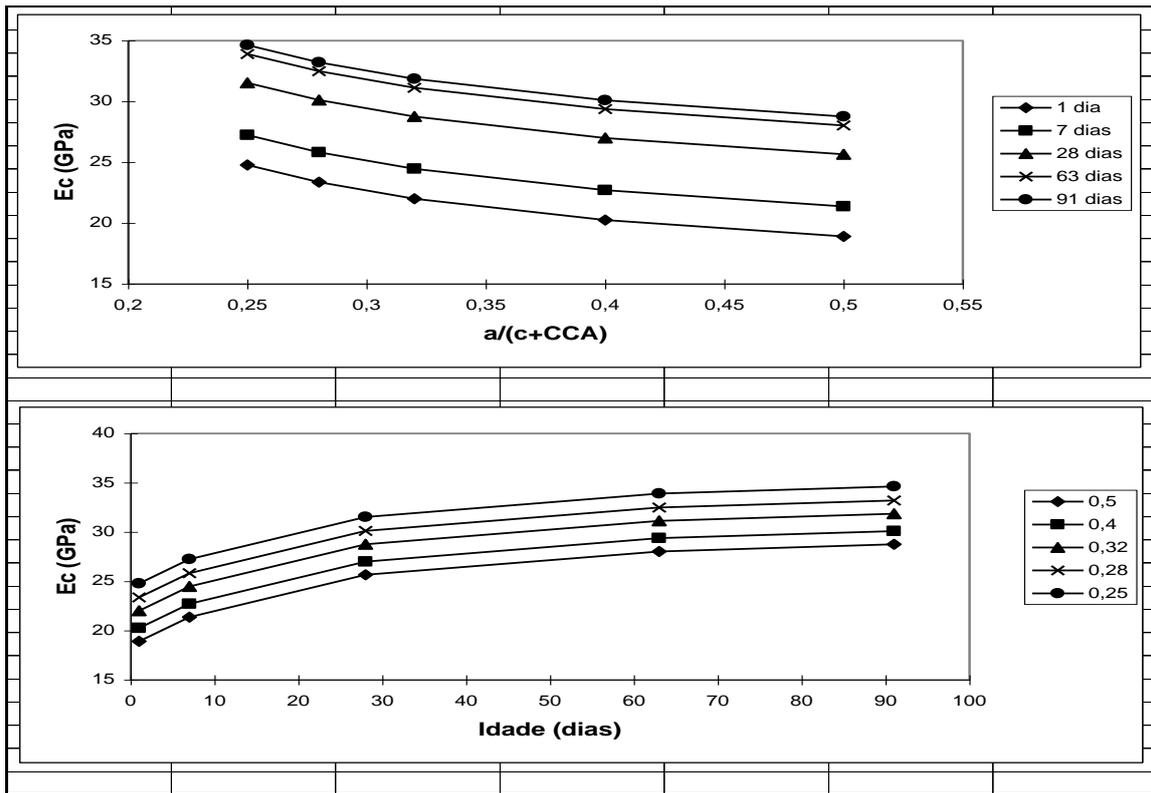


FIGURA 6.8 Módulo de deformação em função da interação entre $a/(c+CCA)$ e idade

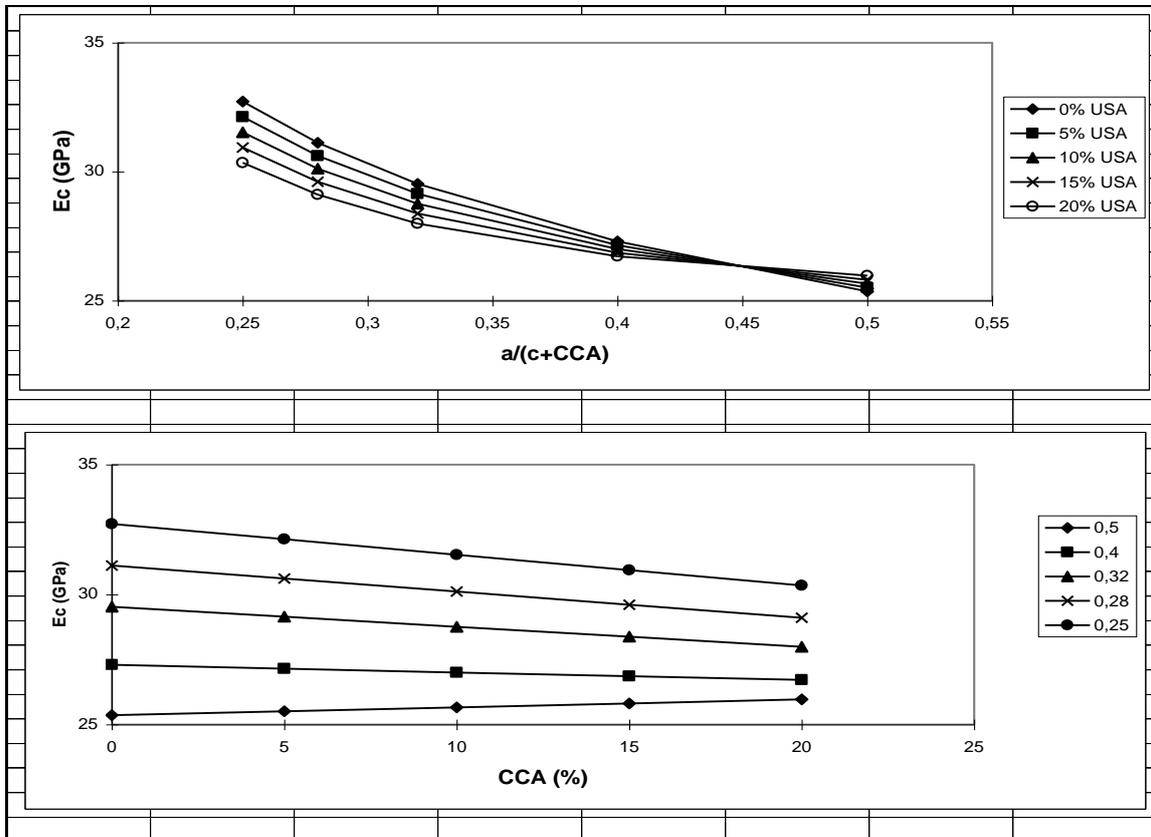


FIGURA 6.9 Módulo de deformação em função da interação entre $a/(c+CCA)$ e % de CCA.

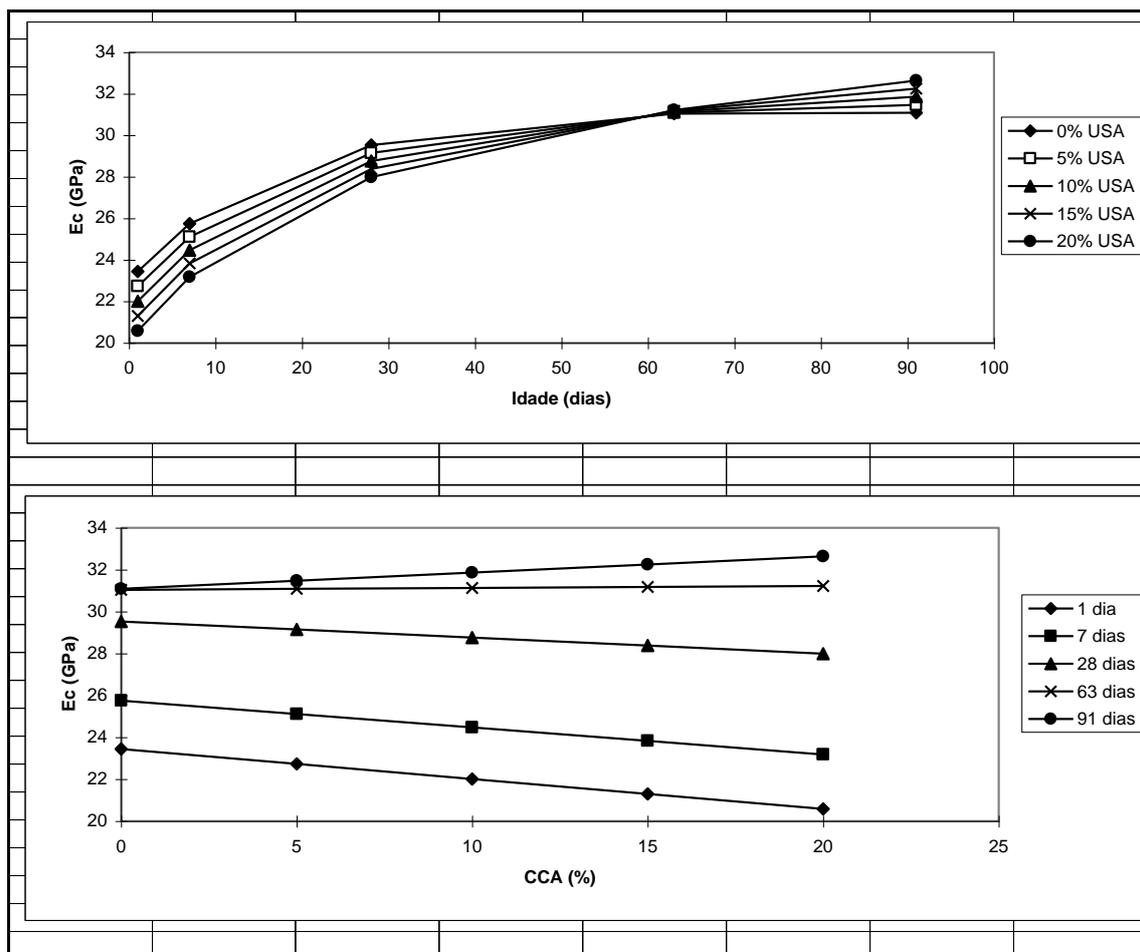


FIGURA 6.10 Módulo de deformação em função da interação entre o teor de CCA e a idade.

Na FIGURAS 6.8, 6.9 e 6.10 nota-se que a influência das variáveis no módulo de deformação foi bastante semelhante à influência das mesmas na resistência à compressão, porém em menor magnitude, já que o módulo de deformação é regido principalmente pelo agregado graúdo e pouco pela qualidade da pasta.

Os resultados do módulo de deformação obtidos nesta pesquisa tem boa correlação com os apresentados na TABELA 3.6 por MALHOTRA e MEHTA (1996), ZHANG e MALHOTRA (1996), onde para a relação $a/(c+CCA)=0,40$, aos 28 dias, tem-se resultados iguais a 29,6 GPa com e sem CCA; entretanto nesta pesquisa obtem-se 27,30 GPa, ou seja, valores aproximadamente 8% menores que os da bibliografia referenciada o qual pode ser motivado pelo agregado graúdo empregado que é de origem granítica.

6.4 RELAÇÃO ENTRE AS PROPRIEDADES MECÂNICAS E A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

A determinação do módulo de deformação (E_c), da resistência à tração por compressão diametral (f_t, D) e na flexão (f_t, F) requer complicados procedimentos de ensaio quando comparados com o ensaio de resistência à compressão. Estas propriedades podem ser estimadas empregando relações entre elas e os valores de resistência à compressão, motivo pelo qual a maioria das normas existentes apresentam formulações que estabelecem as relações respectivas. As correlações existentes são para concretos convencionais e não há nenhuma para concretos com CCA. Neste item apresentam-se modelos de regressão que relacionam as propriedades mecânicas estudadas com a resistência à compressão, também comparam-se os modelos obtidos com modelos apresentados em diferentes normas.

6.4.1 Relação entre resistência à tração e resistência à compressão

Conforme discutido no item 6.2, e observado na TABELA 6.12, a razão entre resistência à tração e resistência à compressão diminui com o acréscimo da resistência ou a redução da relação água/(cimento + CCA), fato pelo qual muitas das formulas ajustadas para previsão da resistência à tração a partir da resistência à compressão de concretos não servem para os concretos apresentados nesta pesquisa. Devido a isso foram definidos novos modelos de regressão que apresentam um bom ajuste aos dados experimentais obtidos.

Para resistência à tração por compressão diametral (f_t, D) em MPa:

modelo linear: $f_t, D = 0,64 + 0,06f_c$

coeficiente de correlação $r = 0,96$

coeficiente de determinação $r^2 = 91,24\%$

modelo multiplicativo: $f_t, D = 0,13f_c^{0,86}$

coeficiente de correlação $r = 0,99$

coeficiente de determinação $r^2 = 97,67\%$

Nota-se que o modelo multiplicativo ajusta-se melhor que o modelo linear, pois o coeficiente de correlação fica próximo a 1 e o coeficiente de determinação é maior, fornecendo um excelente ajuste aos dados experimentais.

Para resistência à tração na flexão (f_t, F), aos 28 dias de idade, em MPa:

modelo linear: $f_t, F = 2,21 + 0,07f_c$

coeficiente de correlação $r = 0,89$

coeficiente de determinação $r^2 = 79,54\%$

modelo multiplicativo: $ft, F = 0,615fc^{0,57}$

coeficiente de correlação $r = 0,92$

coeficiente de determinação $r^2 = 84,55\%$

Nota-se que para tração na flexão o modelo multiplicativo ajusta-se melhor que o modelo linear, mas o ajuste obtido não é tão bom como para a tração por compressão diametral, talvez devido a que foram ensaiados menor quantidade de corpos-de-prova

A FIGURA 6.11 compara a previsão proposta nesta pesquisa da resistência à compressão diametral a partir da resistência à compressão e as propostas por diferentes normas e pesquisadores. As letras na FIGURA 6.11 correspondem às letras das equações que apresentam-se a seguir, sendo fc o valor característico da resistência à compressão obtida em corpos-de-prova cilíndricos.

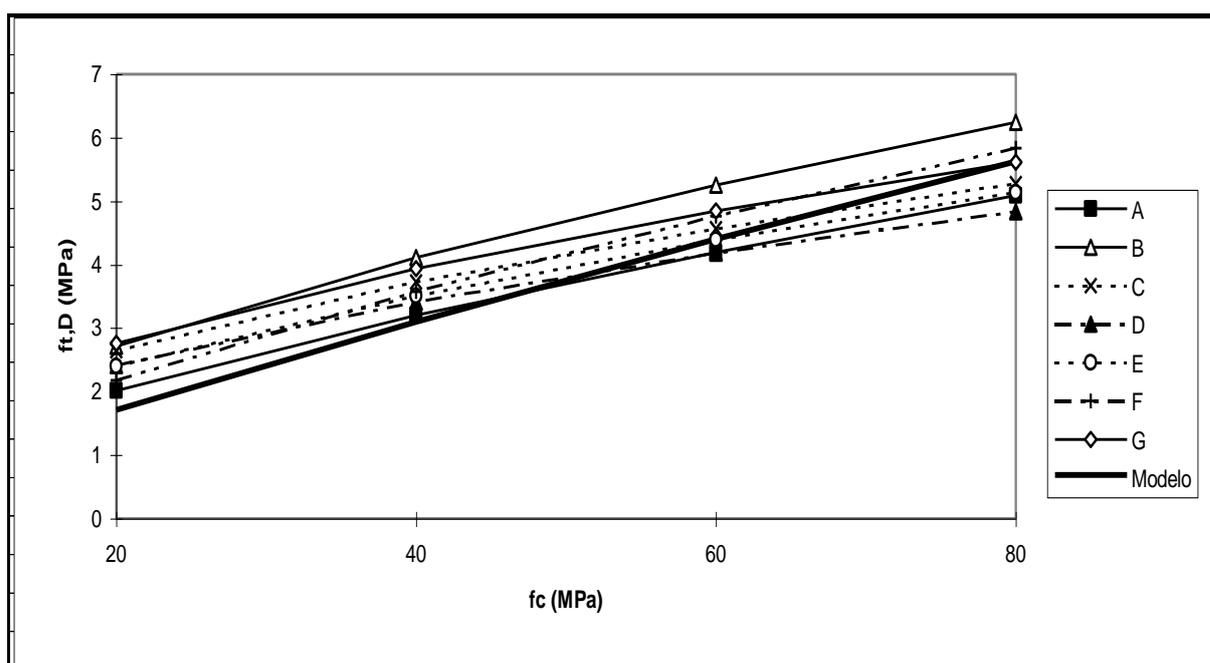


FIGURA 6.11 Relações entre modelos de previsão de resistência à tração por compressão diametral (ft, D) a partir da resistência à compressão (fc).

A. Código modelo do CEB (1990), para $12 \leq fc \leq 80$ MPa

$$ft, D = 0,27fc^{0,67} \quad (\text{MPa})$$

B. Norma norueguesa NS 3473 (1989), para $20 \leq fc \leq 94$ MPa

$$ft, D = 0,45fc^{0,6} \quad (\text{MPa})$$

C. ACI 363 (1991), para $21 \leq f_c \leq 83$ MPa

$$f_{t,D} = 0,59 f_c^{0,5} \quad (\text{MPa})$$

D. CARRASQUILLO et al. (1981), para $21 \leq f_c \leq 83$ MPa

$$f_{t,D} = 0,54 f_c^{0,5} \quad (\text{MPa})$$

E. AHMAD e SHAH (1985), para $f_c \leq 84$ MPa

$$f_{t,D} = 0,462 f_c^{0,55} \quad (\text{MPa})$$

F. DAL MOLIN (1995), para $20 \leq f_c \leq 90$ MPa

$$f_{t,D} = 0,26 f_c^{0,71} \quad (\text{MPa})$$

G. CAÑAS MARTINS. (1997), para $50 \leq f_c \leq 100$ MPa

$$f_{t,D} = 0,60 f_c^{0,51} \quad (\text{MPa})$$

Na FIGURA 6.11 nota-se que o modelo proposto nesta pesquisa fornece valores de resistência à tração por compressão próximos ao modelo proposto pelo código modelo do CEB (1990) para f_c até 60 MPa, embora para $f_c > 60$ MPa o modelo proposto fornece valores próximos ao ACI 363 (1991). A modelo proposto apresenta valores inferiores aos da norma norueguesa (1989) mais a inclinação é similar.

A FIGURA 6.12 compara a previsão proposta nesta pesquisa da resistência na flexão a partir da resistência à compressão e as propostas por diferentes pesquisadores.

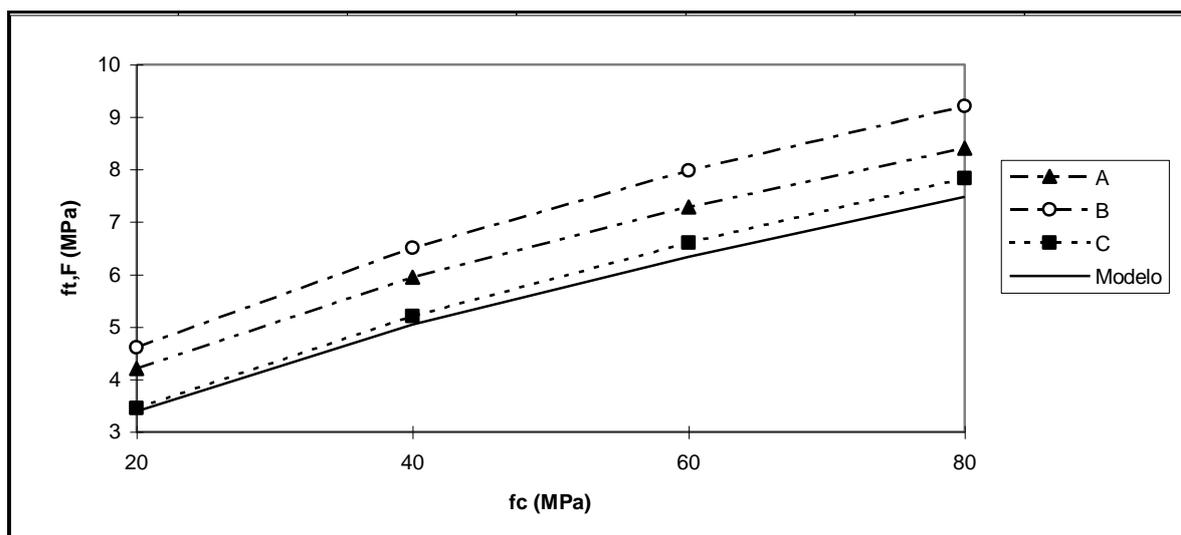


FIGURA 6.12 Relações entre modelos de previsão de resistência à tração na flexão ($f_{t,F}$) a partir da resistência à compressão (f_c).

As letras na FIGURA 6.12 correspondem às letras das equações que apresentam-se a seguir, sendo f_c o valor característico da resistência à compressão obtida em corpos-de-prova prismáticos.

A. CARRASQUILLO et al. (1981), para $21 \leq f_c \leq 83$ MPa

$$f_t, F = 0,94 f_c^{0,5} \quad (\text{MPa})$$

A relação proposta pelo autor foi adotada por ACI 363 para concretos de alta resistência

B. BURG e OST (1992), para $85 \leq f_c \leq 130$ MPa

$$f_t, F = 1,03 f_c^{0,5} \quad (\text{MPa})$$

C. DAL MOLIN (1995), para $20 \leq f_c \leq 90$ MPa

$$f_t, F = 0,59 f_c^{0,59} \quad (\text{MPa})$$

Na FIGURA 6.12 nota-se que o modelo proposto nesta pesquisa fornece valores próximos ao modelo proposto DAL MOLIN (1995).

6.4.2 Relação entre módulo de deformação e resistência à compressão

A maioria das normas existentes apresenta formulações que relacionam o módulo de deformação com a resistência à compressão devido à dificuldade de execução deste ensaio. Em função disto, foram definidos novos modelos de regressão que apresentam um bom ajuste aos dados experimentais obtidos nesta pesquisa.

As equações resultantes, válidas para o intervalo de resistência à compressão $f_c \leq 81$ MPa, foram:

modelo linear: $E_c = 18510 + 198 f_c$

coeficiente de correlação $r = 0,99$

coeficiente de determinação $r^2 = 98,31\%$

modelo multiplicativo: $E_c = 14687,5 f_c^{0,18}$

coeficiente de correlação $r = 0,95$

coeficiente de determinação $r^2 = 89,71\%$

Nota-se que o modelo linear ajusta-se melhor que o modelo multiplicativo, pois o coeficiente de correlação fica próximo a 1 e o coeficiente de determinação é maior, fornecendo um excelente ajuste aos dados experimentais.

A FIGURA 6.13 apresenta a previsão proposta nesta pesquisa do módulo de deformação a partir da resistência à compressão e as propostas por diferentes normas e pesquisadores.

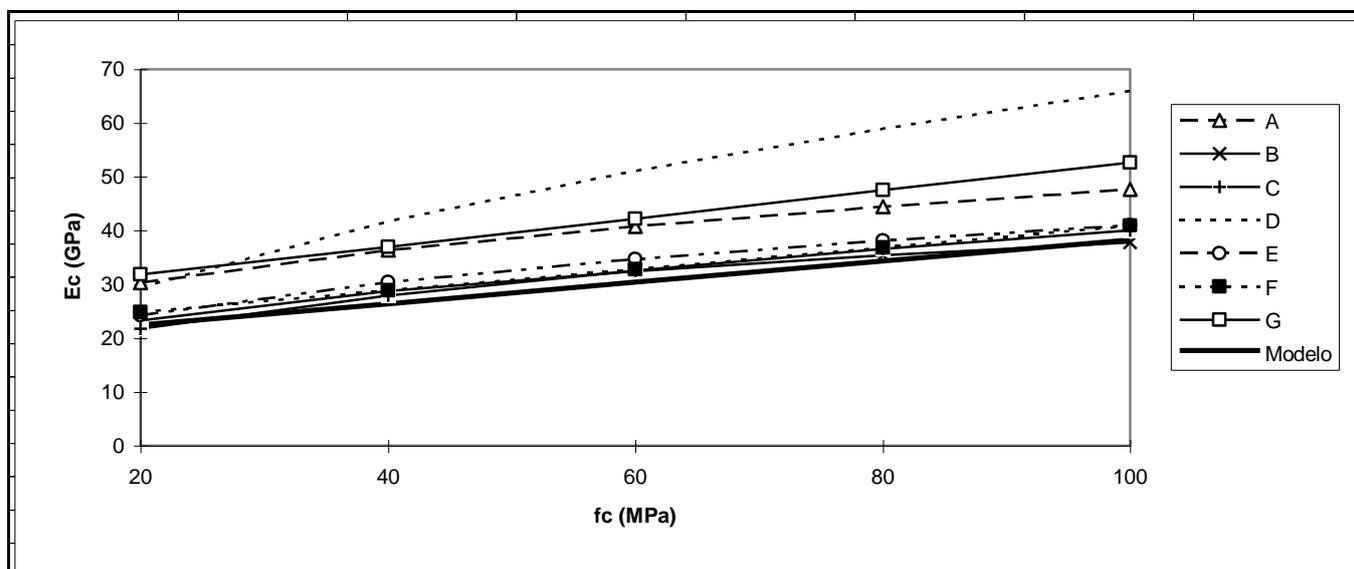


FIGURA 6.13 Relações entre modelos de previsão de módulo de deformação (E_c) a partir da resistência à compressão (f_c).

As letras na FIGURA 6.13 correspondem às letras das equações que apresentam-se a seguir, sendo f_c o valor característico da resistência à compressão obtida em corpos-de-prova cilíndricos.

A. Código modelo do CEB (1990), para $f_{cm} \leq 80$ MPa

$$E_c = 21500(f_{cm} / 10)^{0,33} \quad (\text{MPa})$$

o módulo de deformação obtido pela equação deve ser multiplicado por um coeficiente de ajuste (0.7, 0.9, 1.0, ou 1.2) conforme o tipo de agregado.

B. Norma norueguesa NS 3473 (1989), para $20 \leq f_c \leq 94$ MPa

$$E_c = 9500f_c k^{0,3} \quad (\text{MPa})$$

C. ACI 363 (1991) e código canadense CSA (1994), para $21 \leq f_c \leq 83$ MPa

$$E_c = 3320(f_c)^{0,5} + 6900 \quad (\text{MPa})$$

D. Norma brasileira NBR 6118 (1978), para concretos convencionais

$$E_c = 6600(f_c)^{0,5} \quad (\text{MPa})$$

E. GARDNER e ZHAO (1991), para $27 \text{ MPa} \leq f_c$

$$E_c = 9000f_c^{0,33} \quad (\text{MPa})$$

G. DAL MOLIN (1995), para $20 \leq f_c \leq 90$ Mpa

$$E_c = 20840 + 200f_c \quad (\text{MPa})$$

$$E_c = 9570f_c^{0,31} \quad (\text{MPa})$$

H. CANAS MARTINS. (1997), para $50 \leq f_c \leq 100$ MPa

$$E_c = 26693 + 260f_c \quad (\text{MPa})$$

$$E_c = 7575f_c^{0,42} \quad (\text{MPa})$$

Na FIGURA 6.13 nota-se que o modelo proposto nesta pesquisa fornece valores próximos aos modelos proposto pela norma norueguesa (1989), DAL MOLIN (1995), ACI 363(1991) e código canadense (1994); pela reatividade da CCA os valores obtidos pela regressão foram inferiores aos outros.

6.5 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO COM DIFERENTES TIPOS DE CCA

Como foi indicado no capítulo 1, na bibliografia fala-se do aumento da resistência dos concretos com cinza de casca de arroz quando obtêm-se por combustão controlada, e tem-se poucos estudos comparativos dos resultados desta cinza com CCA obtida sem controle, pelo que secundariamente ao estudo do comportamento mecânico de concretos com CCA obtida com controle de combustão que foi já apresentado nos itens 6.1 a 6.3. Neste item apresentam-se os resultados de resistência à compressão, na idade de 28 dias, obtidos com cinza de casca de arroz residual cuja caracterização apresenta-se em 4.2.1.5, considerando três relações água/(c+CCA): 0,25 , 0,32 e 0,5 e três percentuais de substituição em volume de cimento Portland por CCA: 0%, 10% e 20%.

6.5.1 Resistência à compressão de concretos com CCA residual

A TABELA 6.16 resume os resultados obtidos para a resistência à compressão uniaxial dos concretos sem e com CCA residual (TABELA 5.5), onde cada valor apresentado representa a média (MPa), desvio padrão (MPa) e coeficiente de variação (%) de três observações experimentais. A cinza de casca de arroz residual foi obtida no Uruguai, sendo denominada pela sigla UI .

TABELA 6.16 Resistência à compressão com CCA residual - Parâmetros estatísticos básicos: média (MPa), desvio padrão (MPa) e coeficiente de variação (%)

a/agl	0% UI			10% UI			20% UI		
	média	desvio	cvar	média	desvio	cvar	média	desvio	cvar
0,50	28,86	0,74	2,58	32,12	0,91	2,82	29,51	1,22	4,13
0,32	59,59	1,10	1,84	64,85	0,25	0,37	57,28	0,77	1,34
0,25	64,70	0,91	1,41	60,86	0,89	1,46	58,79	0,04	0,07

Pela observação dos valores da TABELA 6.16 e da FIGURA 5.9 percebe-se, de forma geral, que todas as misturas apresentaram elevações dos valores médios ao reduzir-se a relação $a/(c+CCA)$.

Devido ao reduzido número de ensaios feitos com esta cinza (18 corpos-de-prova), os quais foram ensaiados à compressão aos 28 dias de idade, julgou-se desnecessário fazer um modelo matemático que representasse os resultados experimentais pois ficaria duvidosa sua validade. Vale a pena observar que, também devido ao reduzido número de ensaios feitos com CCA residual, as conclusões a se fazer não são definitivas e apontam a comportamentos gerais a ser aprofundados em futuras pesquisas.

A influência que a relação $a/(c+CCA)$ exerce na resistência com o teor de CCA residual empregado apresenta-se na FIGURA 6.14.

Na FIGURA 6.14 (a) observa-se que, para a idade de 28 dias, com 20% de cinza residual obtêm-se as menores resistências à compressão em todas as relações $a/(c+CCA)$, porém com 10% de cinza residual obtêm-se as maiores resistências, exceto para a relação $a/(c+CCA)=0,25$, provavelmente devido à coesão excessiva, resultando em dificuldades de eliminação de vazios durante o adensamento manual. O comportamento indica que o efeito da CCA residual empregada não é só pozolânico, mas tem efeito filer; quando o material funciona como filer tem um ponto de saturação onde a água a mais não é compensada com o preenchimento dos vazios.

A interação existente entre o teor de cinza residual e a relação $a/(c+CCA)$ pode ser visualizada na FIGURA 6.14 (b), onde o paralelismo dos gráficos com $a/(c+CCA)$ de 0,5 e 0,32 identifica o comportamento da CCA residual nessas relações onde com 10% de CCA residual a resistência obtida representa aproximadamente 110% da resistência sem CCA. Observa-se um comportamento diferenciado destas relações com a relação $a/(c+CCA)=0,25$, devido ao prejuízo do adensamento, onde a CCA residual não contribuiu no acréscimo da

resistência à compressão, obtendo-se com 10% e 20% de CCA residual 94% e 89% da resistência dos concretos de controle, respectivamente.

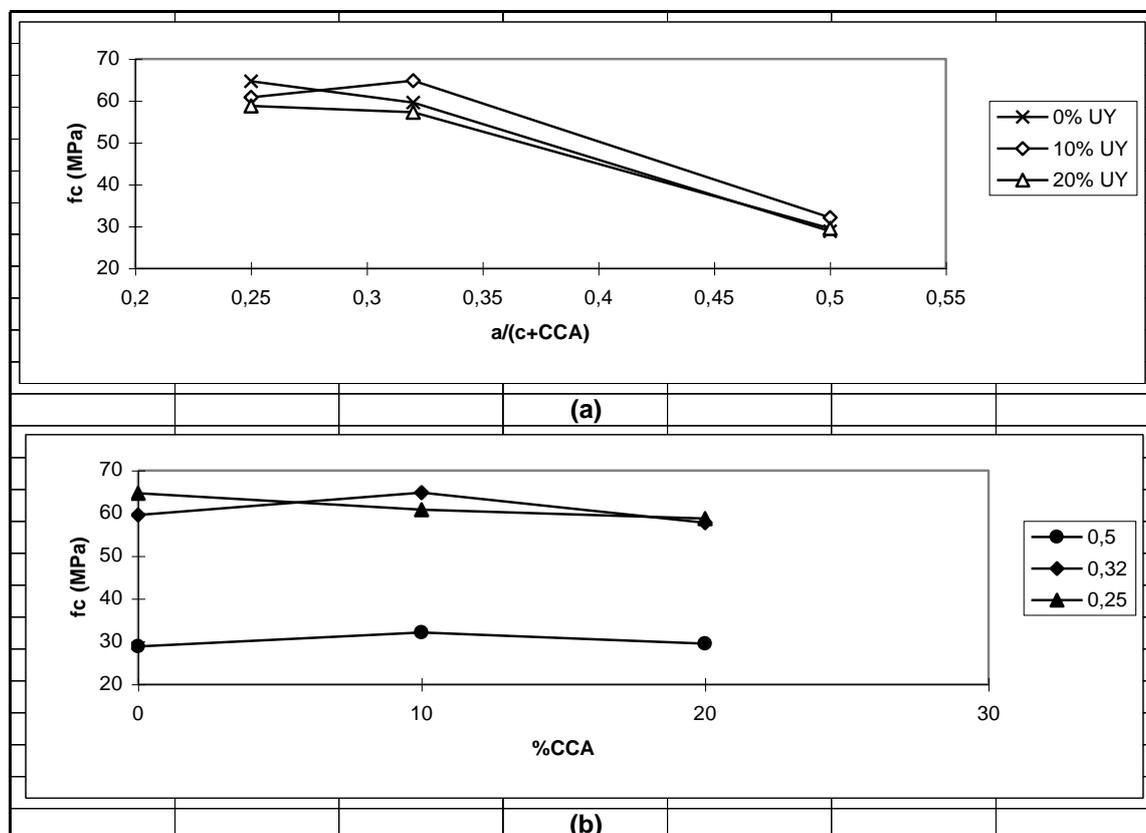


FIGURA 6.14 Resistência à compressão em função da interação entre a relação $a/(c+CCA)$ e o teor de CCA residual.

A TABELA 6.17 apresenta os resultados de resistência à compressão aos 28 dias de idade de concretos com CCA residual obtidos por diferentes pesquisadores, com o intuito de poder comparar com os valores da presente pesquisa que figuram na TABELA 6.16, enquanto a relação entre os valores de resistência à compressão aos 28 dias de idade com diferentes teores de CCA residual e os obtidos sem CCA pode ser visualizada na TABELA 6.18.

Vale a pena observar que a cinza de casca de arroz empregada por SILVEIRA (1996) e FERREIRA (1999) foi obtida em forno de tipo fluidizado com temperaturas de 560°C e 850°C, respectivamente; a cinza de casca de arroz empregada por SANTOS (1997) foi obtida na forma semi-industrial via seca; enquanto a cinza residual empregada nesta pesquisa foi obtida na forma semi-industrial via úmida com temperaturas menores que 500°C. Os concretos feitos por SILVEIRA (1996) e FERREIRA (1999) empregaram a CCA como adição ao concreto, sobre a massa de cimento, enquanto nos concretos feitos por SANTOS

TABELA 6.17 Valores de resistência à compressão aos 28 dias de idade de concretos com CCA residual obtidos por diferentes pesquisadores

Referência	a/agl	Cimento	0% CCA	5% CCA	10% CCA	15% CCA	20% CCA	40% CCA
SILVEIRA (1996)	0,42	CPV-ARI	51,68	46,24	54,54			
	0,51		35,79	42,94	44,38			
	0,60		33,64	33,93	38,94			
SANTOS (1997)	0,40	CP-I-S 32	45,52			55,70		43,29
	0,50		38,20			44,88		39,47
	0,60		30,56			35,65		28,65
FERREIRA (1999)	0,30	CPV-ARI	56,20		63,80		68,80	
	0,35			54,40		53,60		
	0,45		43,00		43,20		44,20	
	0,60			32,80		29,80		
	0,80		19,80		18,20		19,40	

TABELA 6.18 Relação entre os valores de resistência à compressão aos 28 dias de idade com diferentes teores de CCA residual e os obtidos sem CCA por diferentes pesquisadores,

$f_c \%CCA/f_c 0\%CCA$ (%)

Referência	a/agl	0% CCA	5% CCA	10% CCA	15% CCA	20% CCA	40% CCA
SILVEIRA (1996)	0,42	51,68	90,24	105,53			
	0,51	35,79	119,98	124,00			
	0,60	33,64	100,86	115,76			
SANTOS (1997)	0,40	45,52			122,36		95,10
	0,50	38,20			117,49		103,32
	0,60	30,56			116,66		93,75
FERREIRA (1999)	0,30	56,20		113,52		122,42	
	0,35						
	0,45	43,00		100,46		102,79	
	0,60						
	0,80	19,80		91,92		97,98	

(1997) e na presente pesquisa a CCA foi empregada como substituição ao cimento, em volume.

Percebe-se de forma geral que todas as misturas apresentaram elevações dos valores médios ao aumentar-se a relação $a/(c+CCA)$, o qual tem correlação com os resultados da presente pesquisa.

Na TABELA 6.18 observa-se que a influência do teor de cinza empregado na resistência à compressão é diferente conforme a origem da cinza. O comportamento dos concretos apresentados por SANTOS (1997) é similar ao apresentado nesta pesquisa pois com 15% de CCA tem acréscimo da resistência e com 40% de CCA decréscimo em relação ao concreto de controle, exceto na relação $a/(c+CCA)=0,50$, onde com 40% de CCA a bibliografia referenciada tem acréscimo da ordem de 1%, o qual indica que esta cinza tem

efeito filer, entanto que nos concretos feitos com CCA obtidas em forno de tipo fluidizado (SILVEIRA, 1996; FERREIRA, 1999) este efeito não percebe-se.

Vale a pena observar que na relação $a/(c+CCA)=0,50$ sem CCA a bibliografia referenciada (SILVEIRA, 1996; SANTOS, 1997; FERREIRA, 1999) tem maiores resistências à compressão aos 28 dias de idade que as obtidas nesta pesquisa. Isso pode ser atribuído a diversos fatores, entre os quais:

- o tipo de cimento empregado, que em SILVEIRA (1996) e FERREIRA (1999) tem resistência à compressão aos 28 dias de idade superior ao empregado nesta pesquisa ;
- à origem do agregado graúdo que nos trabalhos de SILVEIRA (1996) e FERREIRA (1999) é basáltica entanto que a de SANTOS (1997) é granítica como a da presente pesquisa.

Nas relações $a/(c+CCA)$ mas baixas sem CCA observa-se que FERREIRA (1999) com 0,30 obtém menor resistência à compressão que na presente pesquisa com $a/(c+CCA)=0,32$ o qual pode ser devido ao método de dosagem empregado.

SILVEIRA (1996) com 10% de CCA tem na relação $a/(c+CCA)=0,51$ acréscimos de 24% em relação ao concreto de controle, enquanto nesta pesquisa tem-se 11%. FERREIRA (1999) com 10% e 20% de CCA na relação $a/(c+CCA)=0,30$ tem acréscimos de 14% e 22%, respectivamente, em relação ao concreto de controle, ao passo que nesta pesquisa tem-se acréscimo de 9% com 10% de CCA e decréscimo de 4% com 20% de CCA. Vale a pena observar que SILVEIRA (1996) e FERREIRA (1999) empregaram CCA nos concretos na forma de adição ao cimento, enquanto na presente pesquisa foi feita substituição de cimento por CCA, motivo pelo qual houve redução da quantidade de clínquer e conseqüente alteração das reações produzidas pela hidratação do cimento.

6.5.2 Comparativo da resistência à compressão de concretos com CCA obtida com controle de combustão e CCA residual

Com o objetivo de comparar os resultados obtidos entre os dois tipos de CCA, consideraram-se os resultados apresentados na TABELA 5.5, cujos parâmetros estatísticos básicos apresentam-se na TABELA 6.16 para a cinza residual e na TABELA 6.1 para a CCA obtida com controle, considerando 28 dias de idade e relações $a/(c+CCA)$ de 0,50 , 0,32 e 0,25. A cinza de casca de arroz residual obtida no Uruguai é denominada UI e a obtida nos Estados Unidos, denominada USA. Os valores médios de resistência à compressão obtidos apresentam-se na TABELA 6.19.

TABELA 6.19 Valores médios de resistência à compressão de concretos (MPa) com 0%, 10% e 20% de cinza de casca de arroz, aos 28 dias de idade.

a/agl	0%		10%		20%	
	UI	USA	UI	USA	UI	USA
0,50	28,86	27,47	32,12	29,51	29,51	33,34
0,32	59,59	62,69	64,85	57,28	57,28	66,62
0,25	64,70	63,18	60,86	58,79	58,79	63,48

A FIGURA 6.15 foi feita considerando 28 dias de idade do concreto, e apresenta-se o efeito dos diferentes tipos de CCA na resistência à compressão com respeito ao efeito da relação $a/(c+CCA)$.

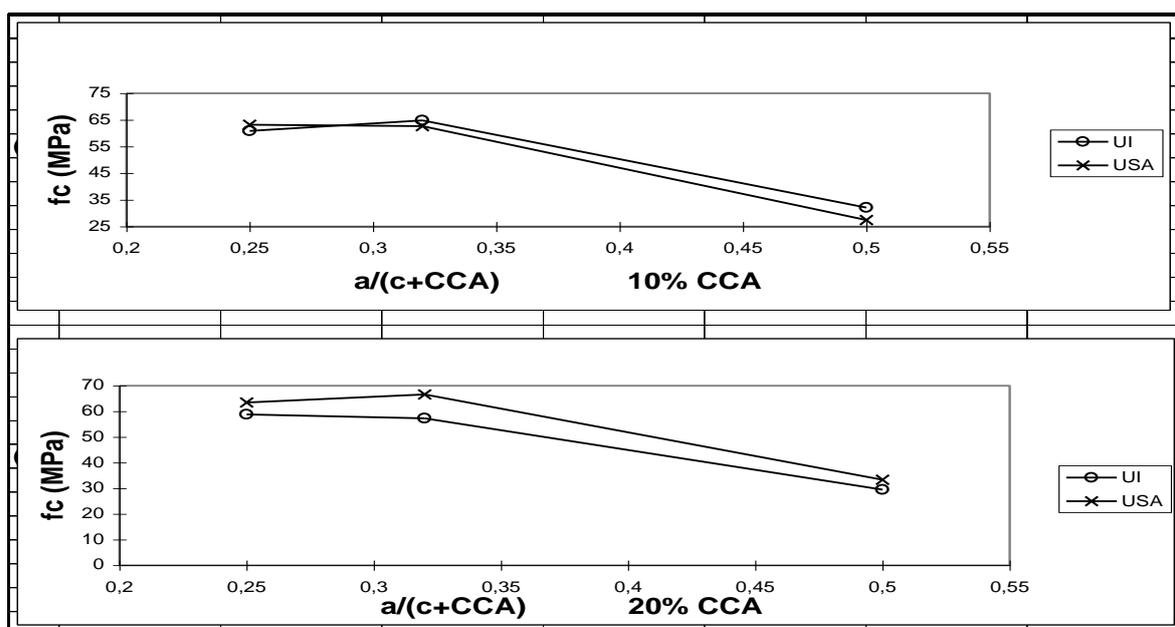


FIGURA 6.15 Resistência à compressão em função do tipo de CCA e da relação $a/(c+CCA)$:
(a) com 10% CCA; (b) com 20% de CCA .

Em (a) considerou-se 10% de cinza e observa-se que os comportamentos são similares com cinza residual e com CCA obtida com combustão controlada, o que comprova-se estatisticamente na TABELA 6.20. Em (b) considerou-se 20% de cinza e comprovou-se estatisticamente que os comportamentos são similares com as duas cinzas embora com emprego de cinza proveniente dos Estados Unidos sejam obtidos valores maiores de resistência à compressão aos 28 dias de idade.

TABELA 6.20 Comparação de grupos, para as três relações a/(c+CCA) estudadas, com 10% e 20% de cinza de casca de arroz.

CCA 10%	ANOVA				Estimação componentes	
	SQ	GDL	MQ	F	Variância	Desvio Pad.
ENTRE	4392	2	2196	540,26	365,3	19,11
DENTRO	60,97	15	4,065	D.S.	4,065	2,016
TOTAL	4453	17	262		369,4	19,22

CCA 20%	ANOVA				Estimação componentes	
	SQ	GDL	MQ	F	Variância	Desvio Pad.
ENTRE	3631	2	1815	137,94	300,4	17,33
DENTRO	197,4	15	13,16	D.S.	13,16	3,63
TOTAL	3828	17	225,2		313,5	17,75

Na análise de comparação de grupos apresentada observa-se que existe diferença significativa entre os resultados obtidos com diferentes relações a/(c+CCA), e não existe diferença significativa dentro dos grupos, então os resultados obtidos com cinza USA e UI não tem diferença estatisticamente comprovada para 10% e 20% de cinza.

Os resultados que constam na FIGURA 6.16 sugerem a existência do efeito pozolânico gerado pela CCA obtida por controle de combustão, pois quanto maior o teor de CCA, maior a resistência, enquanto para a cinza residual observa-se um teor ótimo (neste caso 10%) acima do qual a resistência diminui, indicando a predominância do efeito filer sobre o efeito pozolânico, já que a eficiência reduz quando aparentemente ocorreu o preenchimento dos vazios existentes.

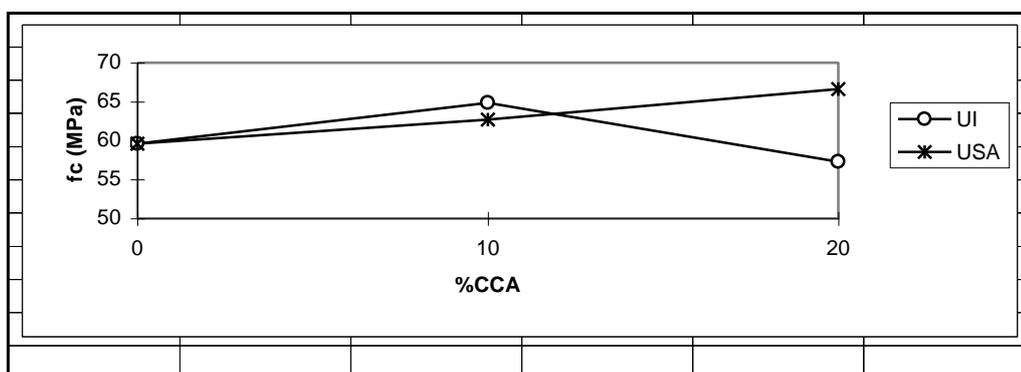
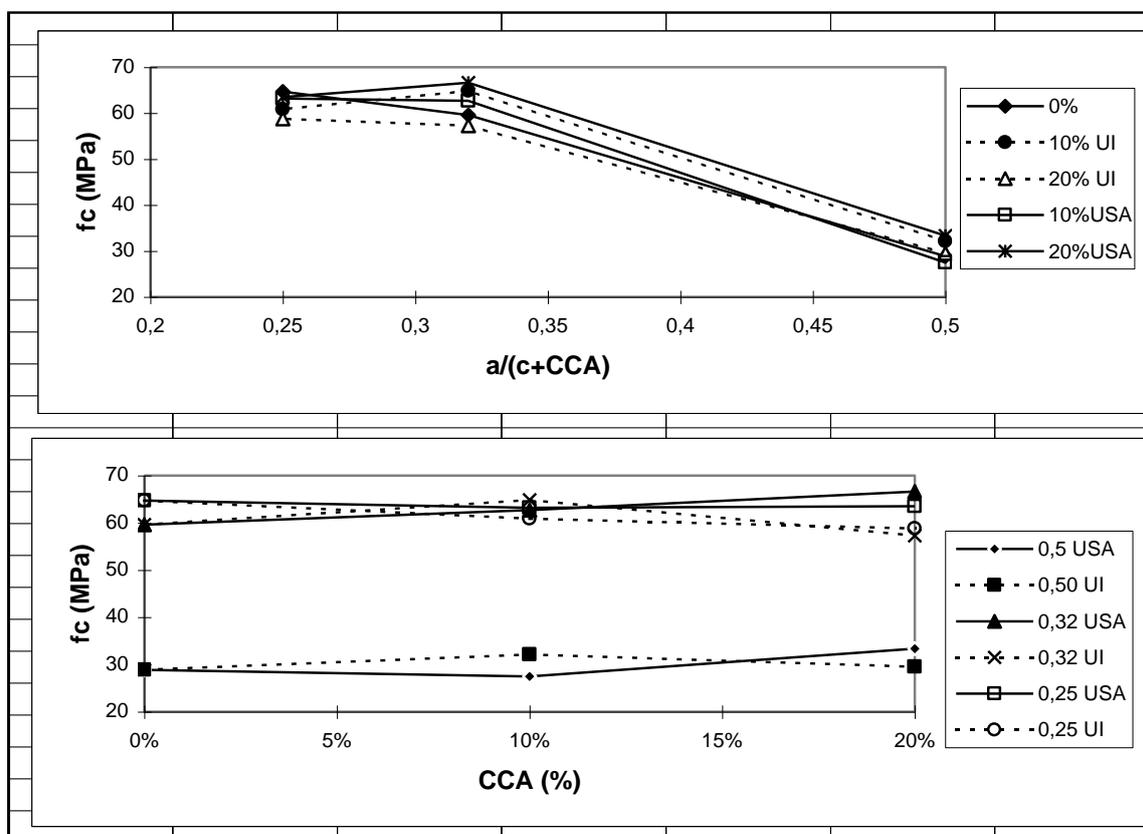


FIGURA 6.16 Resistência à compressão em função do tipo de CCA e o teor de CCA

Para visualizar o comportamento existente entre a relação $a/(c+CCA)$ e o teor de CCA para os dois tipos de cinza, apresenta-se a FIGURA 6.17, onde observa-se um comportamento



diferenciado nas três relações $a/(c+CCA)$ consideradas.

FIGURA 6.17 Resistência à compressão em função do tipo de CCA e dos efeitos da relação $a/(c+CCA)$ e do teor de CCA .

Nos concretos com $a/(c+CCA) = 0,50$, as maiores resistências foram obtidas com 20% de cinza com controle de combustão e com 10% de cinza residual, representando 115% e 111% da resistência obtida sem CCA, respectivamente; nos concretos com $a/(c+CCA) = 0,32$, as maiores resistências ocorrem da mesma forma, onde a resistência do concreto com 20% USA representa 112% da resistência do concreto de controle e a resistência do concreto com 10% UI representa 109% da resistência do concreto de controle, o que leva a pressupor que o efeito pozolânico com 20% de substituição de cimento por CCA obtida com controle de combustão é mais forte que o efeito filer obtido com a cinza residual, resultado que concorda com a literatura (MALHOTRA e MEHTA, 1996; MEHTA, 1992).

Na relação $a/(c+CCA) = 0,25$ sem cinza de casca de arroz obtêm-se as maiores resistências, sendo que com cinza obtida por combustão controlada obtêm-se maiores

resistências que com cinza residual. Observa-se também que o decréscimo de resistência obtido com emprego de substituição de 10% e 20% de cimento por CCA obtida por combustão controlada não é significativo pois representa 98% e 98,11% da resistência a compressão do concreto sem cinza, sendo os resultados obtidos excelentes em relação à diminuição da quantidade de clínquer que se tem. Embora o teor de cinza residual empregado nesta relação contribua negativamente na resistência á compressão pois o decréscimo de resistência é maior quanto maior é a percentual de cinza residual empregada, representando 94% e 90,8% da resistência obtida em relação aos concretos sem cinza, considerando a redução da quantidade de clínquer que se tem nestos concretos, pois a cinza emprega-se substituindo cimento, os resultados obtidos podem ser considerados bons com esta cinza.

Vale a pena observar que na TABELA 6.21 apresenta-se a análise de comparação das três relações $a/(c+CCA)$ estudadas, com 0%, 10% e 20% de cinza de casca de arroz provenientes dos Estados Unidos e do Uruguai, onde comprova-se estatisticamente que existe diferença significativa entre os resultados obtidos nas diferentes relações $a/(c+CCA)$, e não existe diferença significativa dentro dos grupos, pelo que os resultados obtidos com 0%, 10% e 20% das duas cinzas estudadas são similares, validando as conclusões deste item.

TABELA 6.21 Comparação de grupos, para as três relações $a/(c+CCA)$ estudadas

ANOVA					Estimação componentes	
	SQ	GDL	MQ	F	Variância	Desvio Pad.
ENTRE	10210	2	5103	629,81	339,6	18,43
DENTRO	340,3	42	8.10	D.S.	8,10	2,85
TOTAL	10550	44	239,7		347,73	18,65

6.6 ANÁLISE A TRAVÉS DO ESTUDO DA MICROESTRUTURA DO CONCRETO

Existem várias técnicas de caracterização que podem ser usadas para o estudo da microestrutura do concreto. Algumas delas foram utilizadas nesta pesquisa para analisar amostras numa tentativa de explicar o comportamento diferenciado dos concretos produzidos com e sem cinza de casca de arroz, e com cinzas de diferentes tipos (produzida com controle de combustão e sem controle). Das técnicas de observação direta optou-se pela microscopia eletrônica de varredura (MEV) por elétrons secundários, pois fornece excelente profundidade de foco, criando um efeito de terceira dimensão, e pode-se obter imagens em superfícies

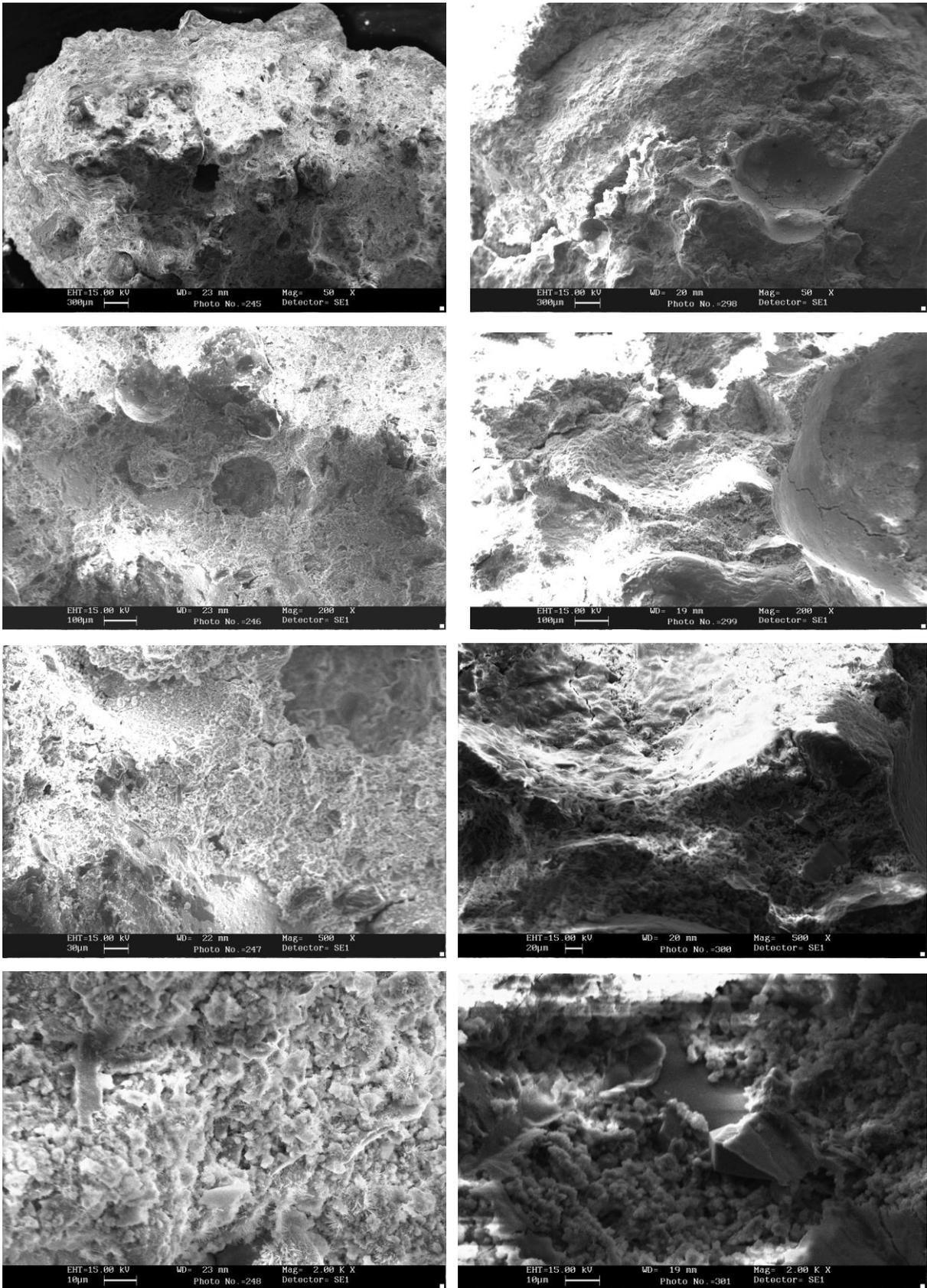
irregulares. Das técnicas de interpretação indireta, empregou-se a difração de raios-X pois fornece informações sobre a microestrutura cristalina dos materiais, complementando as análises realizadas por microscopia eletrônica.

irregulares. Das técnicas de interpretação indireta, empregou-se a difração de raios-X pois fornece informações sobre a microestrutura cristalina dos materiais, complementando as análises realizadas por microscopia eletrônica.

As técnicas de microscopia eletrônica de varredura permitem um melhor entendimento da estrutura interna do concreto, fornecendo informações importantes sobre sua distribuição mineralógica e presença de vazios. Nas FIGURAS 6.18 e 6.19 pode-se observar as diferenças existentes entre concretos convencionais ($a/c=0,5$) e concretos de alta resistência ($a/c=0,32$) com diferentes idades, ou seja, a 1 dia e 28 dias. Nas misturas de relação água/cimento mais alta, nota-se maior porosidade, FIGURA 6.18. A porosidade da matriz e, principalmente, da zona de transição, estão diretamente relacionadas à redução da resistência do concreto. Nas misturas com relação água/cimento mais baixa a estrutura interna parece ser mais densa e homogênea desde as primeiras idades, o que justifica o incremento obtido na resistência, como observa-se na FIGURA 6.18, corroborando os resultados obtidos nos ensaios mecânicos.

Nas FIGURAS 6.20 e 6.21 observa-se que nas misturas de concretos com relação $a/(c+CCA)$ de 0,5 com CCA obtida com controle de combustão, a estrutura interna parece ser mais densa e homogênea (que sem CCA, FIGURAS 6.18 e 6.19). Também pode-se observar que quanto maior é o conteúdo de cinza, maior é a densificação da estrutura interna; isto justifica o incremento normalmente obtido com esta CCA nos concretos devido ao efeito pozolânico e fíler, e corrobora os resultados experimentais apresentados.

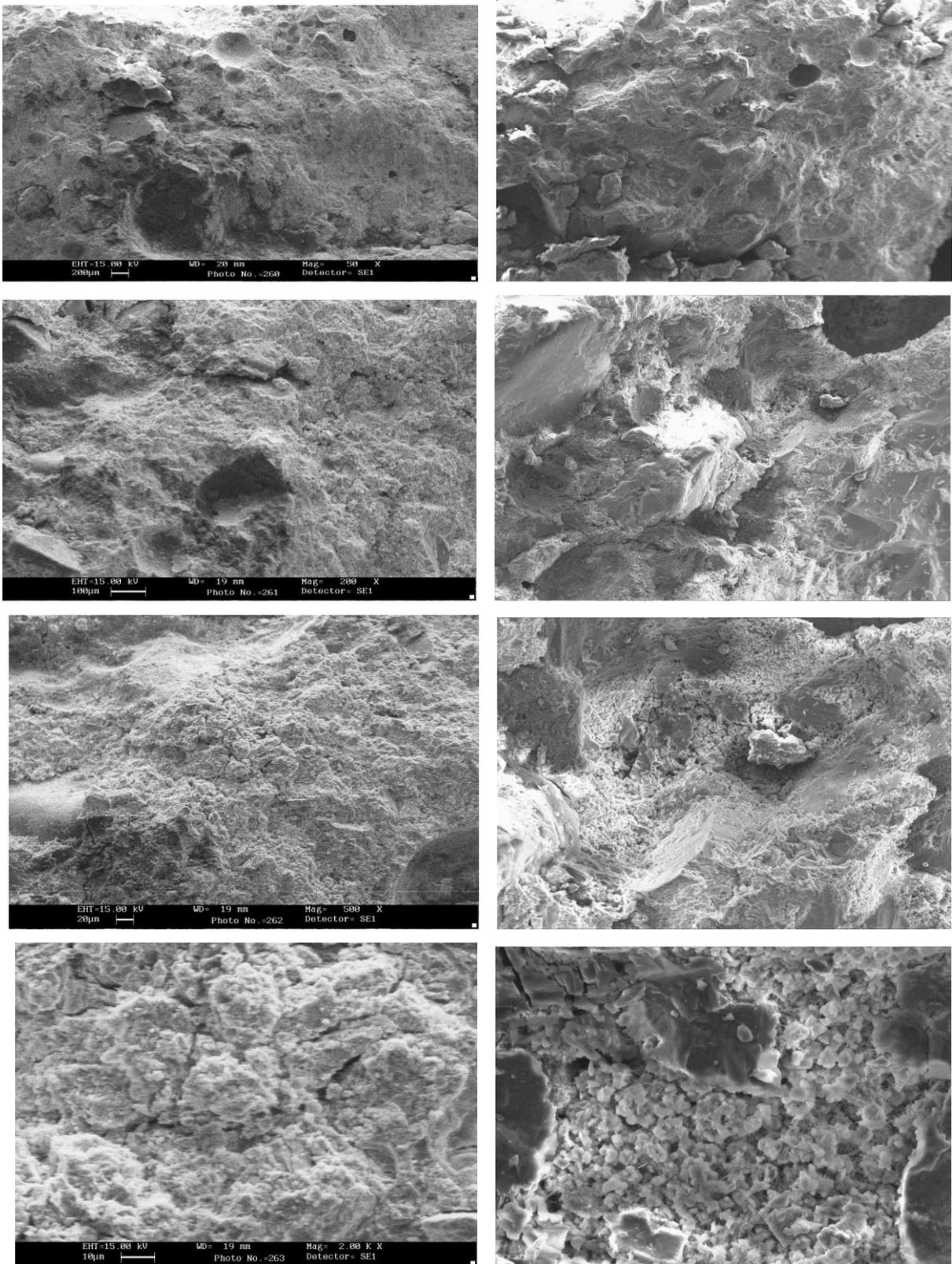
Nas FIGURAS 6.22 e 6.23, observa-se que nas misturas de concretos de alta resistência ($a/(c+CCA)=0,32$) há maior presença de ar aprisionado que nos concretos de alta resistência sem cinza (FIGURA 6.19). A presença de ar aprisionado é normalmente maior nos concretos de baixa relação água/cimento devido ao consumo de cimento mais elevado e nos concretos com cinza de casca de arroz, onde ocorre um incremento da coesão da mistura em função do elevado consumo de finos, dificultando a expulsão das bolhas de ar. Como a resistência do concreto está diretamente relacionada ao volume de poros existentes, principalmente aos de maior tamanho, estas misturas poderiam atingir resistências mais elevadas se fossem melhor adensadas. Como foi indicado anteriormente nesta pesquisa (item 6.1), o adensamento foi manual, o que parece ter sido insuficiente para garantir a expulsão das bolhas de ar aprisionadas durante a mistura e lançamento do concreto nas baixas relações $a/(c+CCA)$, com os consequentes prejuízos observados nos resultados experimentais dos ensaios, principalmente na relação $a/(c+CCA)$ de 0,25 .



concreto de 1 dia de idade

concreto de 28 dias de idade

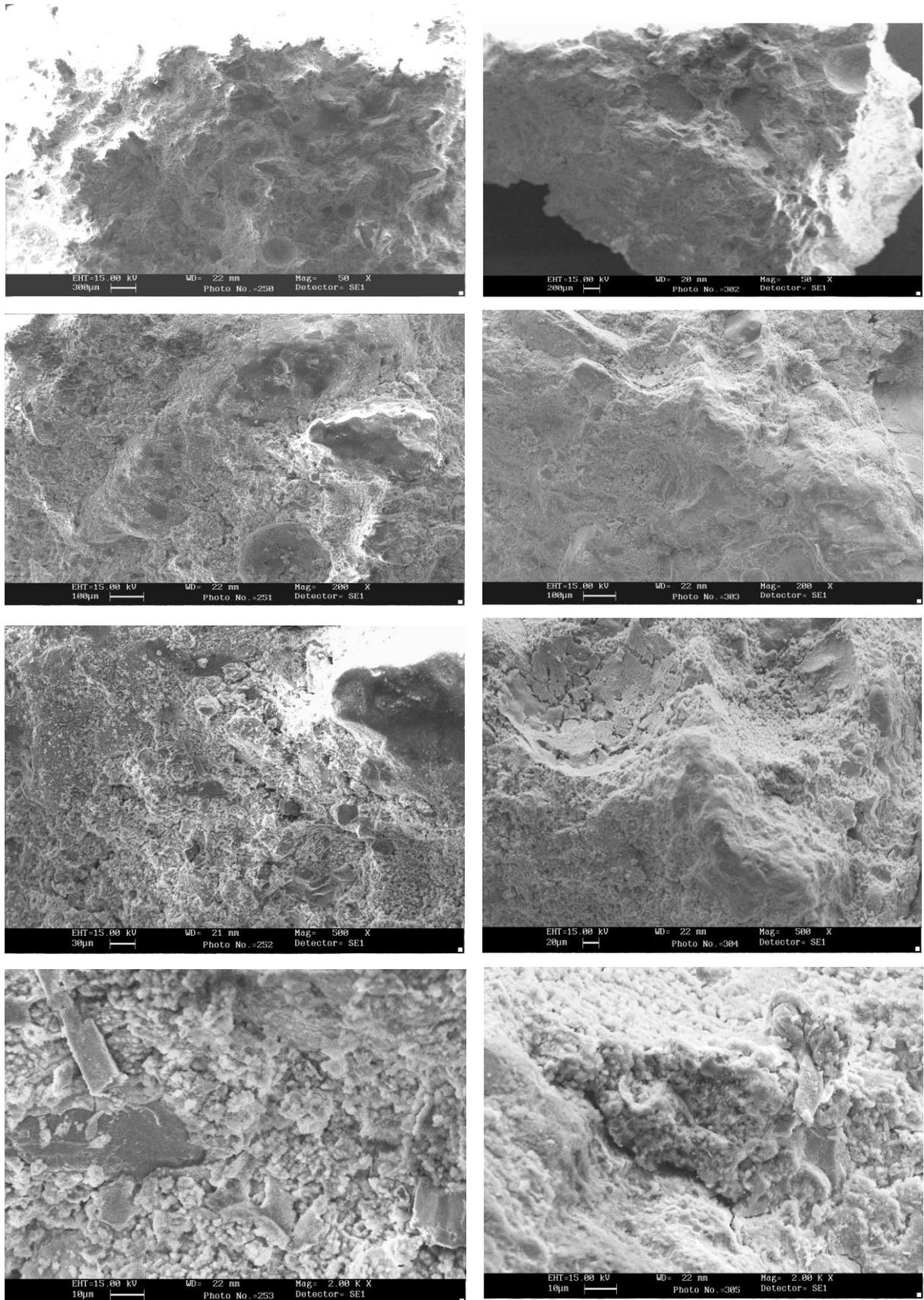
FIGURA 6.18 Imagens obtidas com MEV de concretos sem adição, com $a/c = 0,5$ com magnificação de : 50, 200, 500 e 2000, de cima para baixo.



concreto de 1 dia de idade

concreto de 28 dias de idade

FIGURA 6.19 Imagens obtidas com MEV de concretos sem adição, com $a/c = 0,32$ com magnificação de: 50, 200, 500 e 2000, de cima para baixo



concreto de 1 dia de idade

concreto de 28 dias de idade

FIGURA 6.20 Imagens obtidas com MEV de concretos com $a/(c+CCA) = 0,5$ e $CCA=10\%$ com magnificação de : 50, 200, 500 e 2000, de cima para baixo

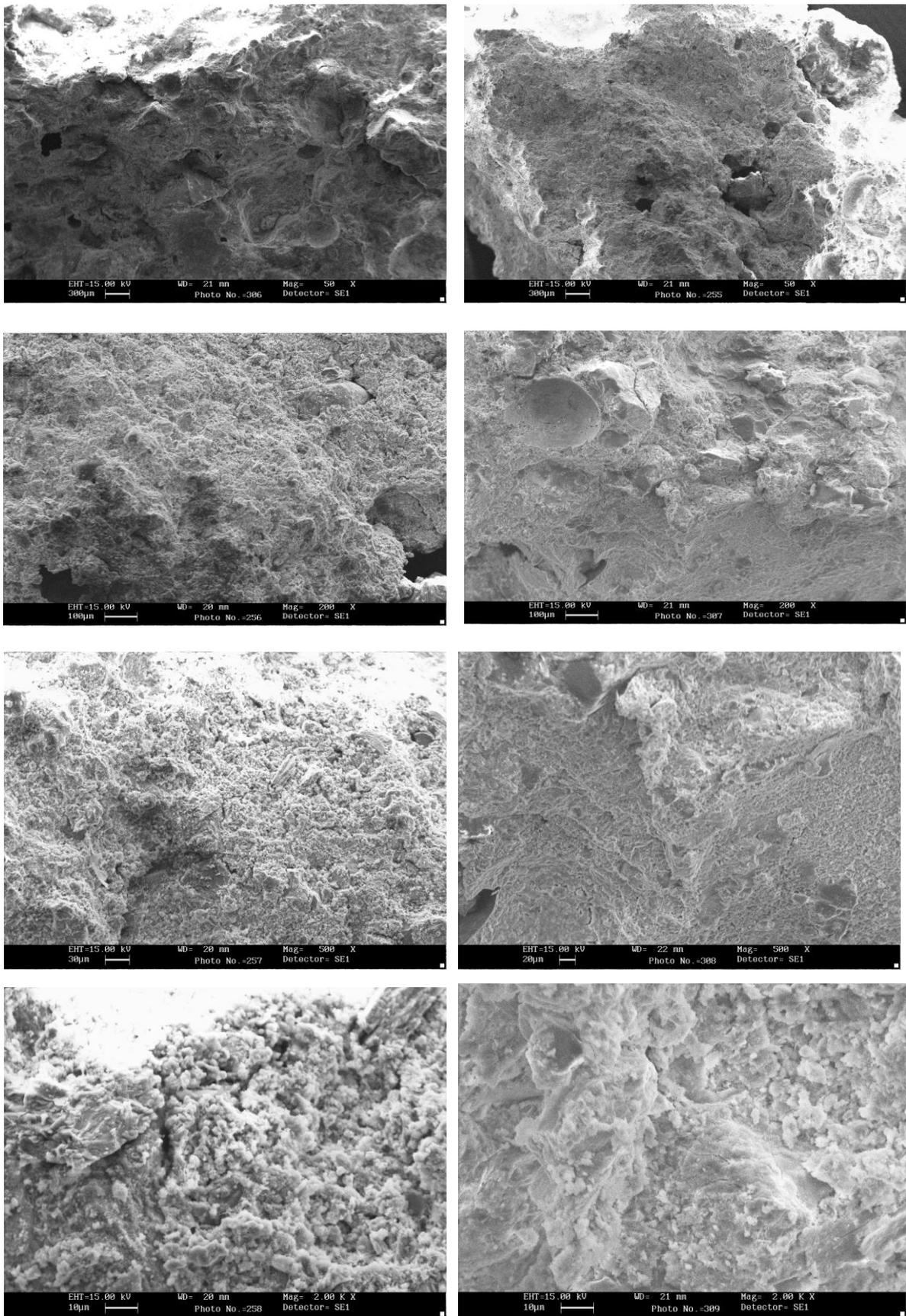
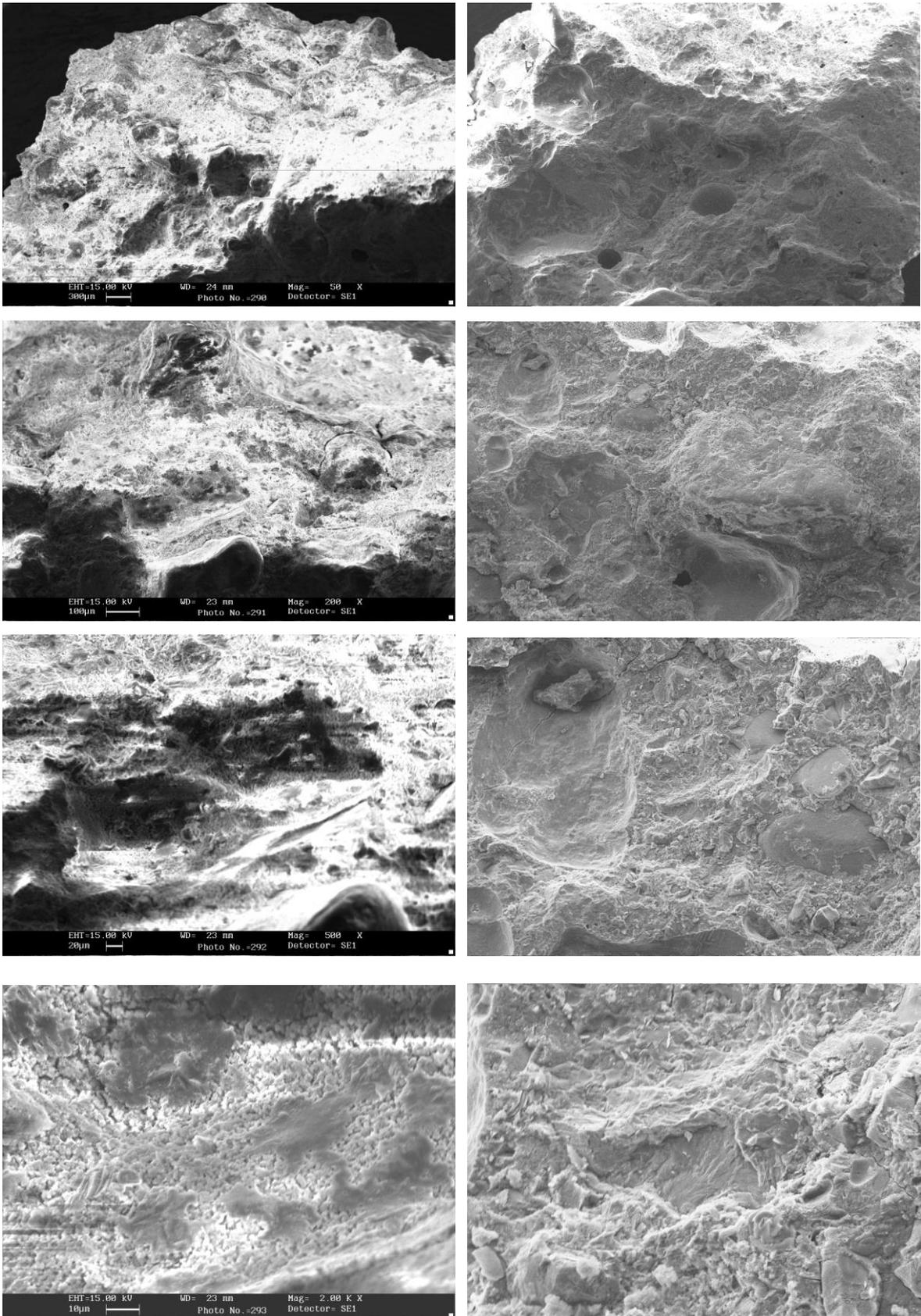


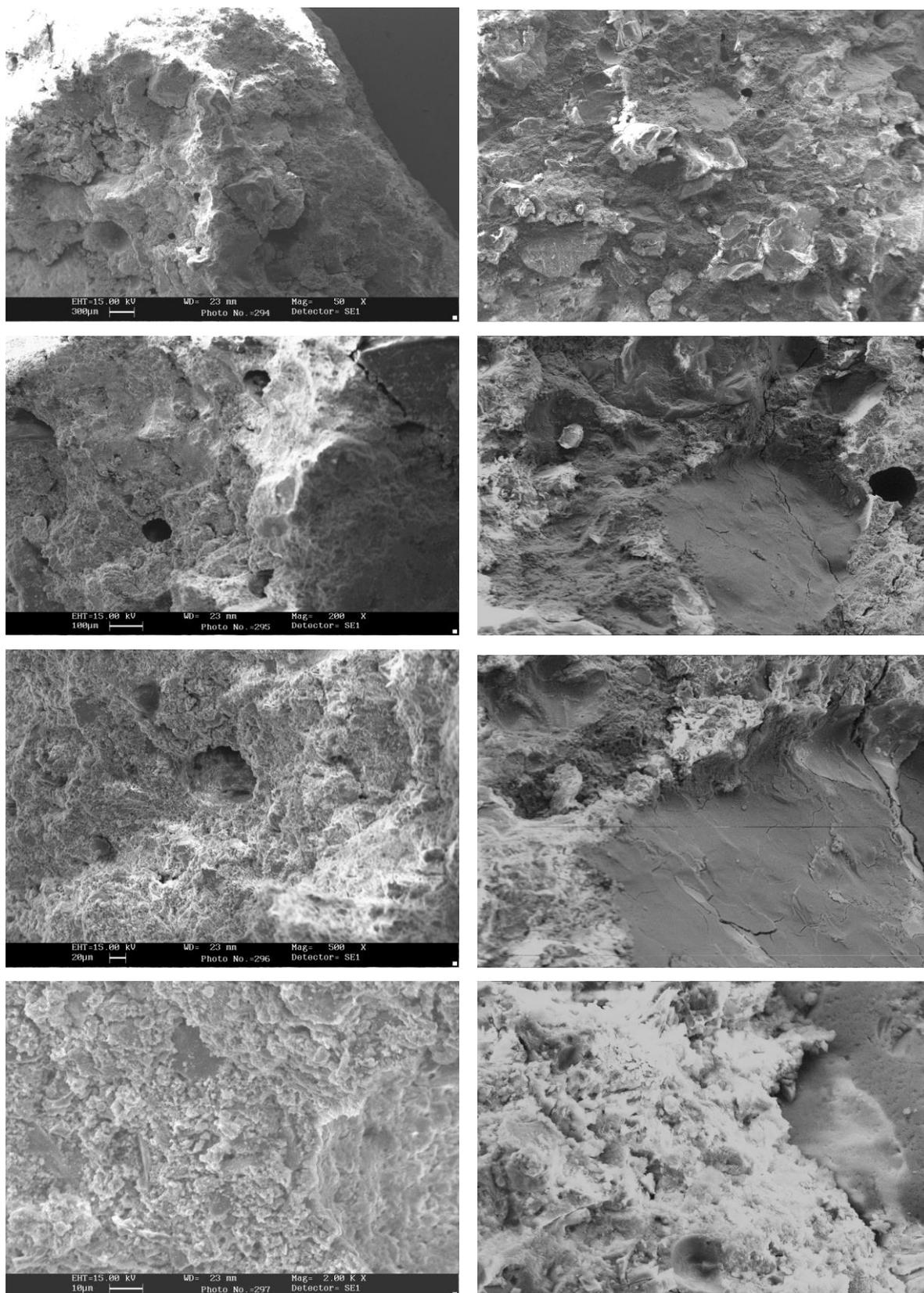
FIGURA 6.21 Imagens obtidas com MEV de concretos com $a/(c+CCA) = 0,5$ e $CCA=20\%$ com magnificação. de : 50, 200, 500 e 2000, de cima para baixo.



concreto de 1 dia de idade

concreto de 28 dias de idade

FIGURA 6.22 Imagens obtidas com MEV de concretos com $a/(c+CCA) = 0,32$ e $CCA=10\%$ com magnificação de: 50, 200, 500 e 2000, de cima para baixo.



concreto de 1 dia de idade

concreto de 28 dias de idade

FIGURA 6.23 Imagens obtidas com MEV de concretos com $a/(c+CCA) = 0,32$ e $CCA=20\%$ com magnificação de : 50, 200, 500 e 2000, de cima para baixo.

Nas FIGURAS 6.24 e 6.25 é possível verificar o comportamento da cinza residual, aos 28 dias de idade, nos concretos convencionais ($a/(c+CCA)=0,50$) e no concreto de alta resistência ($a/(c+CCA)=0,32$), respectivamente.

Para concretos convencionais a FIGURA 6.24 na magnificação 2000, mostra uma micrografia de concreto com 10% cinza residual onde distingue-se a agregação de partículas de C-S-H (silicato de cálcio hidratado) pouco cristalinas e também alguns cristais de hidróxido de cálcio. Na mesma figura e magnificação, com 20% de cinza residual, observa-se uma microestrutura muito diferente, desorganizada em torno dos cristais de hidróxido de cálcio, com presença de silicato de cálcio hidratado e muitos cristais de etringita, tornando a estrutura menos resistente o que justifica o comportamento descrito no item 6.5, no qual 20% de cinza residual provoca diminuição de resistência no concreto.

Para concretos de alta resistência a FIGURA 6.25 mostra micrografias de concretos com relação $a/(c+CCA)=0,32$ com 10% e 20% de cinza residual, onde constata-se uma estrutura muito compacta em virtude do baixo índice de vazios existentes; também é possível verificar a estrutura interna mais densa do concreto com 10% de cinza residual.

Para compreender melhor o comportamento dos concretos convencionais e de alta resistência com e sem cinza de casca de arroz, com relação à evolução das reações que ocorrem durante a hidratação do cimento, apresenta-se o estudo feito por meio de difração de raios-X que é uma técnica de interpretação indireta que possibilita, de uma maneira simples, identificar os constituintes da microestrutura em um espectro de difração por comparação com o arquivo do Joint Committee on Powder Diffraction Standards, onde estão arquivadas mais de 30.000 substâncias inorgânicas (PADILHA e AMBROSIO FILHO, apud DAL MOLIN, 1995).

Conforme descrito no Capítulo 4, para o estudo da microestrutura do concreto mediante difração de raios-X, foram feitas pastas de relações $a/(c+CCA) = 0,5$ e $0,32$ com e sem cinza de casca de arroz (10 e 20 por cento sobre o volume de cimento), que para a cinza obtida com controle de combustão foram analisadas nas idades de 1 e 28 dias enquanto que para a cinza residual foram analisadas somente aos 28 dias de idade.

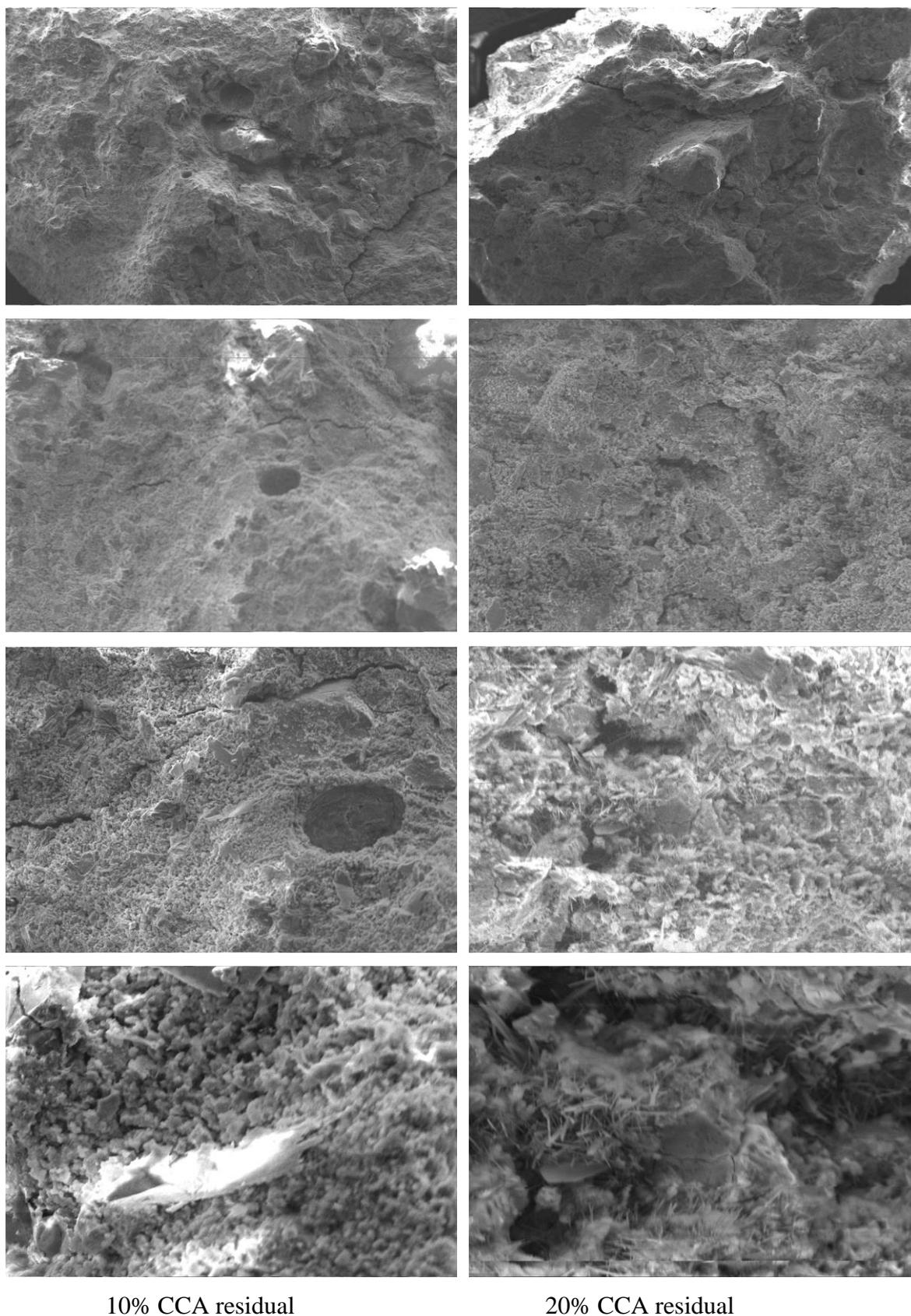
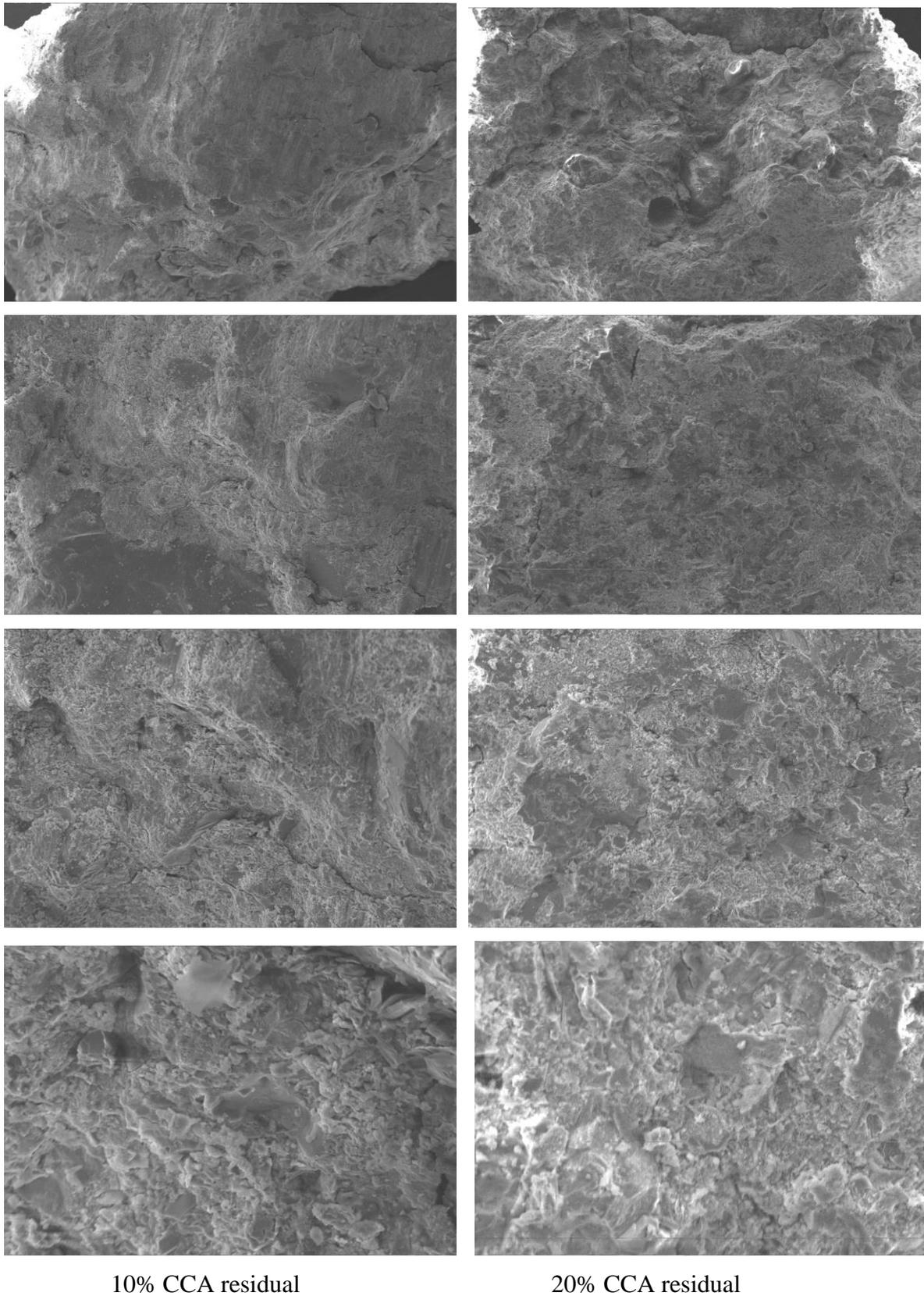


FIGURA 6.24 Imagens obtidas com MEV de concreto com $a/(c+CCA) = 0,50$ e CCA residual, a 28 dias de idade, com magnificação de: 50, 200, 500 e 2000, de cima para baixo



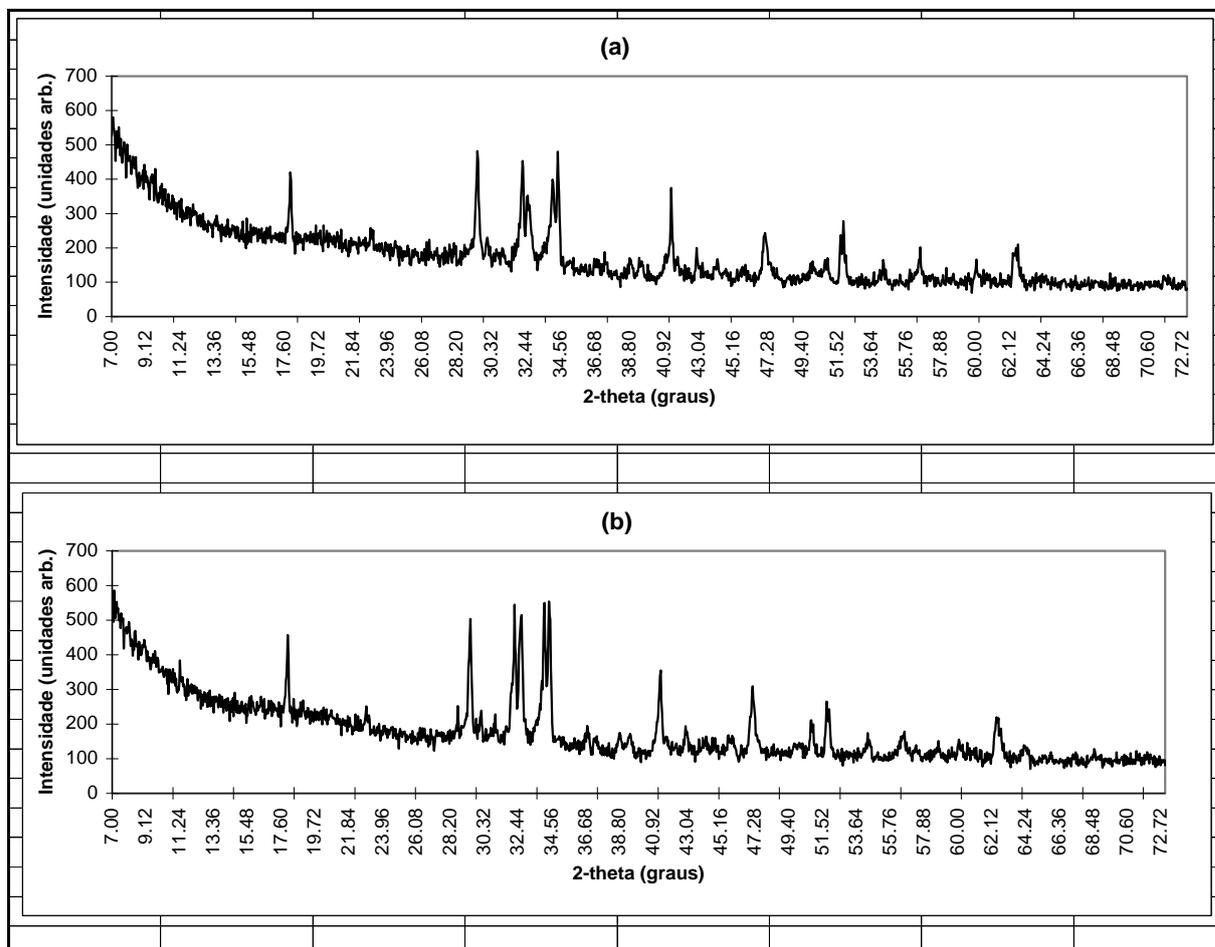
10% CCA residual

20% CCA residual

FIGURA 6.25 Imagens obtidas com MEV de concreto com $a/(c+CCA) = 0,32$ e CCA residual, a 28 dias de idade, com magnificação de: 50, 200, 500 e 2000, de cima para baixo

Os resultados de ensayos realizados com pastas de relações $a/(c+CCA)=0,50$ e $0,32$,

Para observar o comportamento de concretos convencionais e de alta resistência, na FIGURA 6.26 apresentam-se os difratogramas de pastas de $a/c=0,50$ e de $a/c=0,32$ a 1 dia de idade, onde nota-se, em particular, os picos referentes aos cristais de hidróxido de cálcio característicos desta idade, tendo maior intensidade nas relações água/cimento menores, sendo, em geral, poucas as diferenças entre os difratogramas.



Ca(OH)_2

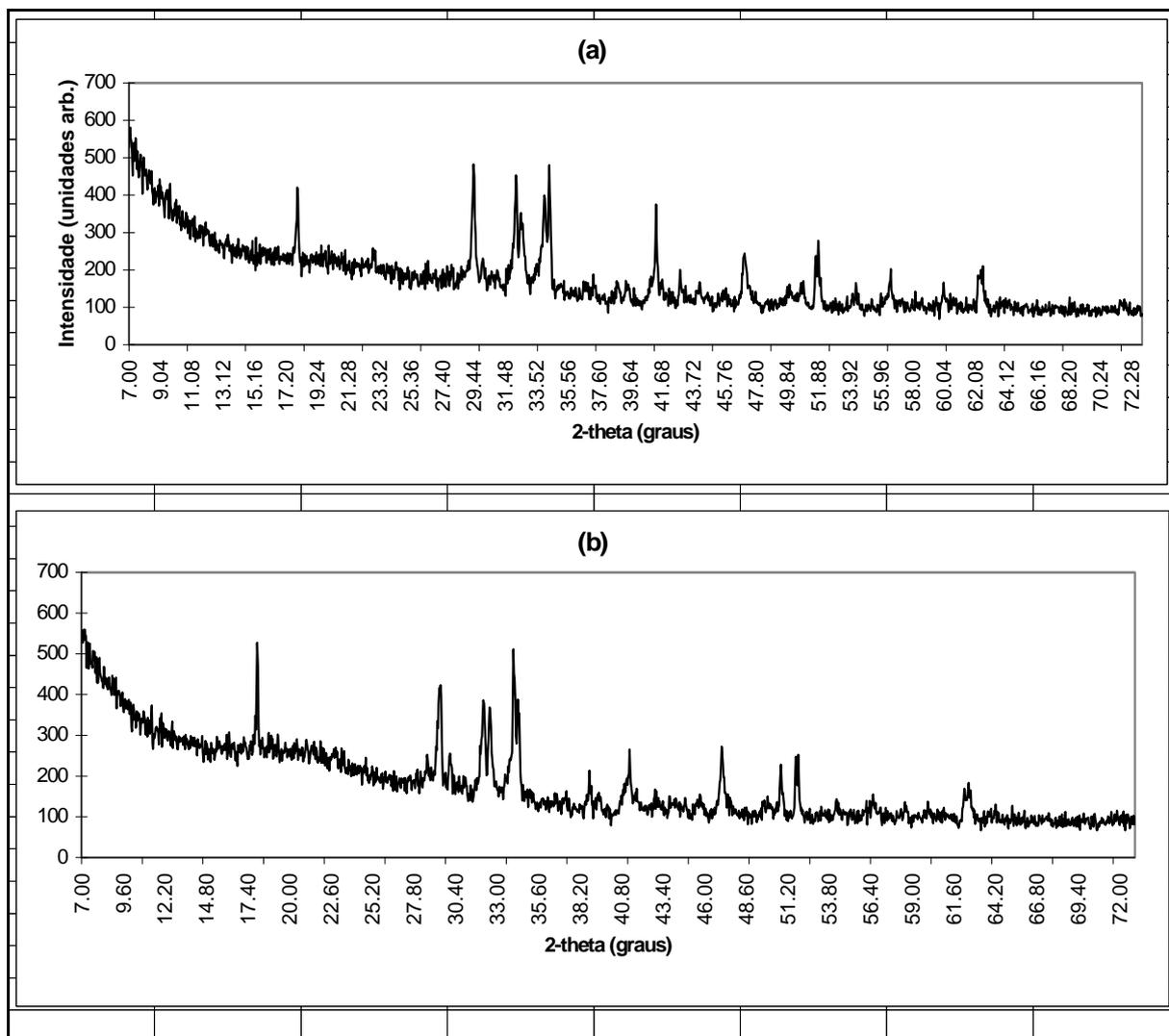
CSH_2

FIGURA 6.26 Difratogramas de raios-X para pastas de 1 dia de idade:

(a) $a/c = 0,50$; (b) $a/c = 0,32$.

Nas relações água/cimento mais altas ($a/c=0,50$), correspondentes aos concretos convencionais, com e sem cinza de casca de arroz, na idade de 1 dia, as diferenças apresentadas são poucas, só destacam-se alguns picos mais intensos de hidróxido de cálcio quando emprega-se cinza de casca de arroz, o que pode ser observado na FIGURA 6.27, indicando que a reação pozolânica ainda não iniciou. Isto ajuda a explicar o motivo pelo

qual as resistências dos concretos com cinza, nesta idade, sejam menores do que as dos concretos sem cinza, em que a quantidade de clínquer é maior.



Ca(OH)_2
 CSH_2

FIGURA 6.27 Difratomogramas de raios-X para pastas de 1 dia de idade e $a/agl=0,50$:

(a) sem CCA ; (b) com 20% de CCA proveniente dos Estados Unidos (USA).

Aos 28 dias de idade foi observada diminuição da intensidade dos picos de hidróxido de cálcio, indicando o acréscimo do C-S-H que, por ser pouco cristalino, não difrata em picos precisos quando expostos a raios-X, sendo observada na FIGURA 6.28 esta diminuição de intensidade de picos que é maior e mais homogênea quanto menor é a relação a/agl , o que ajuda a explicar a maior resistência dos concretos com baixas relações a/agl , nesta idade.

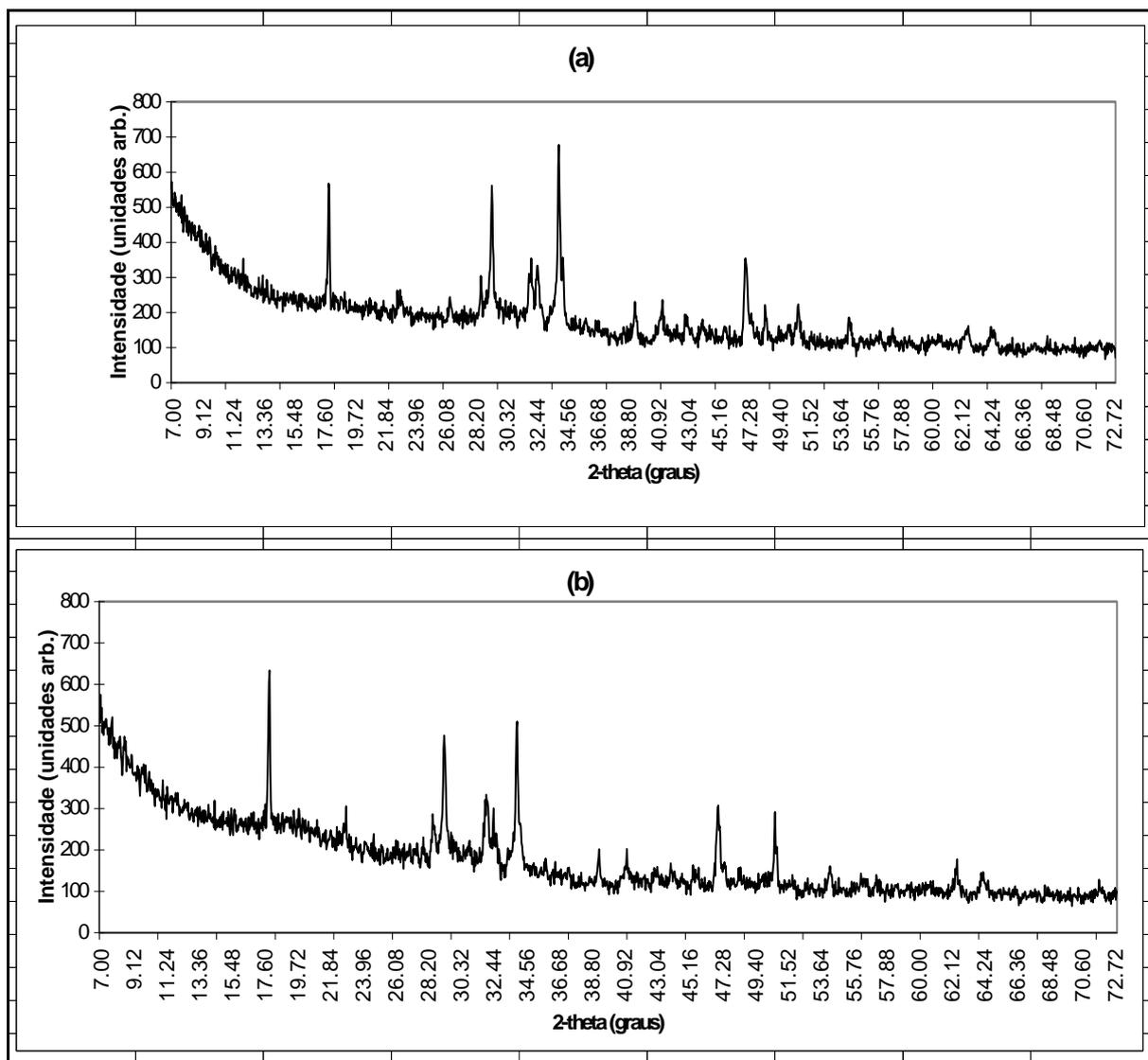
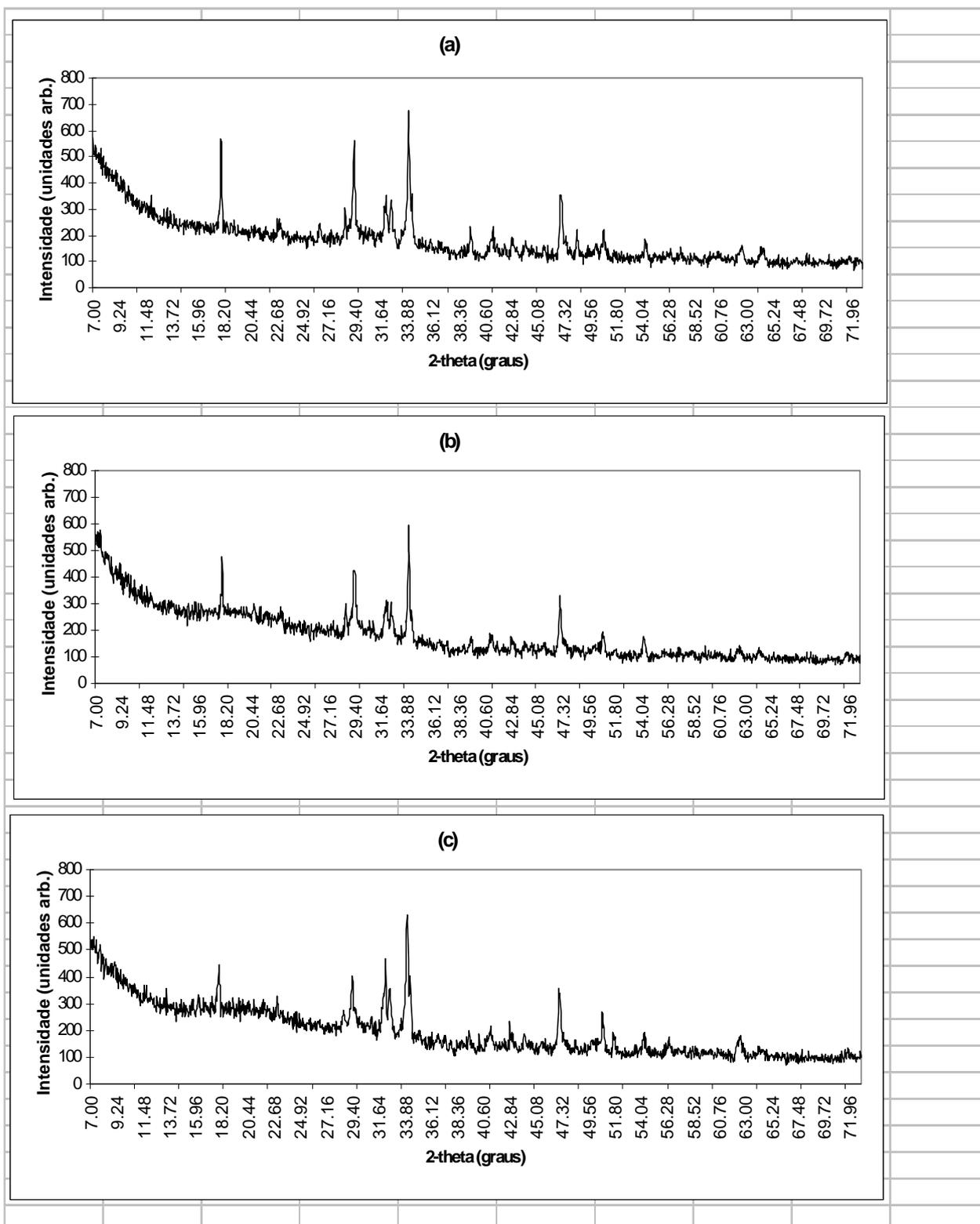


FIGURA 6.28 Difratomogramas de raios-X para pastas de 28 dias de idade

(a) $a/c = 0,50$; (b) $a/c = 0,32$.

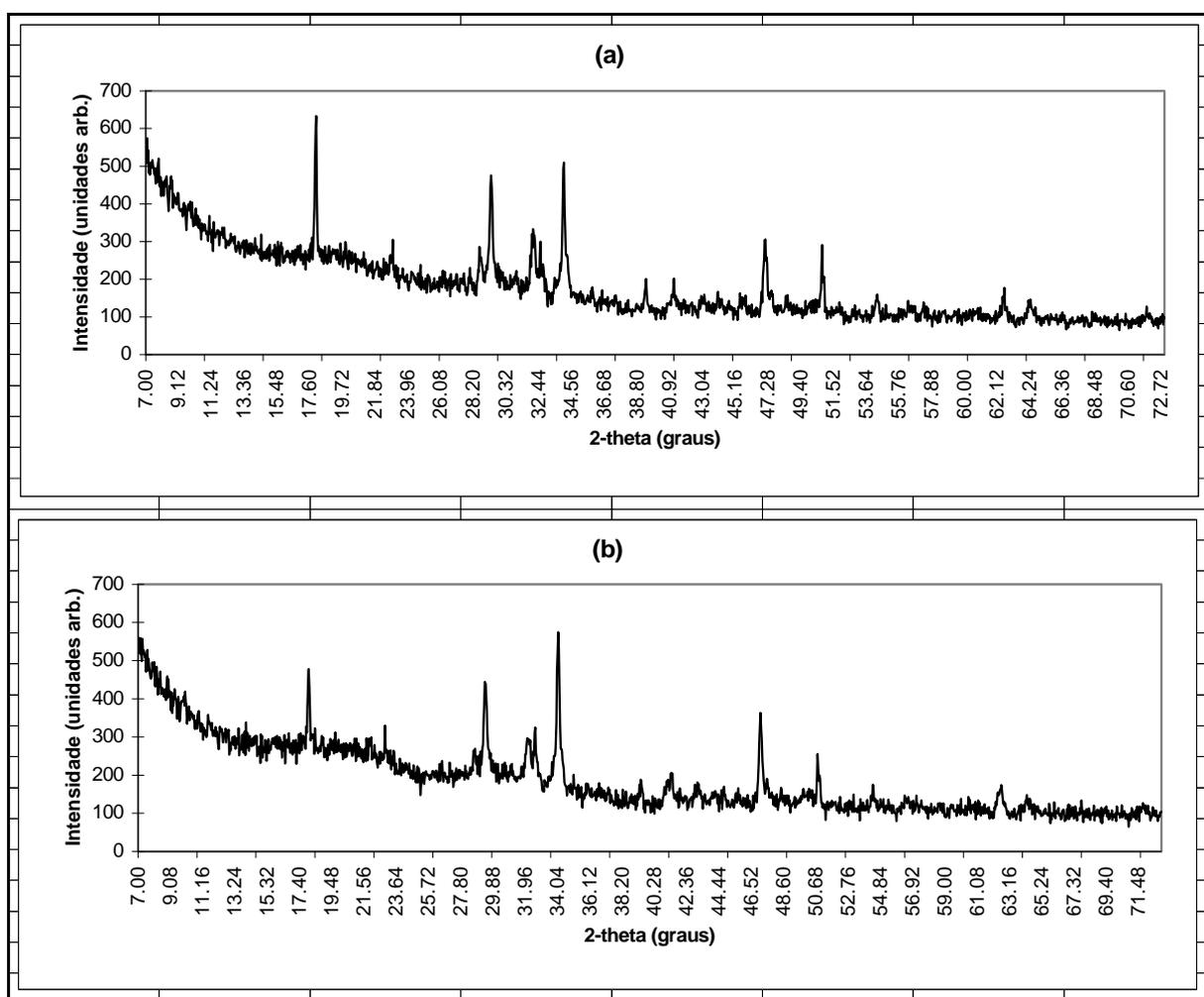
Comparando os difratogramas das pastas com altas relações $a/(c+CCA)$ com e sem CCA, foi observada uma diminuição de intensidade dos picos maiores quanto maior é o teor de cinza de casca de arroz; na FIGURA 6.29 os picos que diminuem de intensidade indicam a presença de uma reação pozolânica pela qual o hidróxido de cálcio vai sendo consumido pela sílica amorfa contida na cinza de casca de arroz, surgindo C-S-H; esta reação vai ser uma das responsáveis pela densificação da matriz e, conseqüentemente, pelo aumento de resistência da pasta hidratada quando emprega-se cinza de casca de arroz.



Ca(OH)_2
 CSH_2

FIGURA 6.29 Difratomogramas de raios-X para pastas de 28 dias de idade com $a/ag1=0,50$
(a) sem CCA ; (b) com 10% de CCA (USA) ; (c) com 20% de CCA (USA)

Comparando os difratogramas aos 28 dias de idade de pastas com baixa relação $a/(c+CCA)$, com e sem CCA, foi observada uma diminuição de intensidade de alguns dos picos de hidróxido de cálcio das pastas com cinza casca de arroz em relação aos das pastas sem cinza e o acréscimo de outros, o que explicaria o comportamento observado nos itens 6.1 a 6.3 na interação entre relação $a/(c+CCA)$ e teor de substituição; na FIGURA 6.30 os picos que diminuem de intensidade indicam a presença de uma reação pozolânica pela qual o hidróxido de cálcio vai sendo consumido pela sílica amorfa contida na cinza de casca de arroz, surgindo C-S-H; esta reação vai ser responsável pelo aumento de resistência da pasta hidratada, e conseqüentemente da maior resistência dos concretos com cinza de casca de arroz com o acréscimo da idade.



$Ca(OH)_2$
 CSH_2

FIGURA 6.30 Difratogramas de raios-X para pastas de 28 dias de idade e $a/agl=0,32$:

(a) sem CCA ; (b) com 10% de CCA proveniente dos Estados Unidos (USA).

Nos difratogramas de pastas na idade de 28 dias, com e sem cinza residual, nas relações $a/(c+CCA)=0,50$ e $0,32$, há diminuição da intensidade dos picos das pastas com 10% de cinza residual em relação às pastas sem cinza; na FIGURA 6.31, observa-se a diminuição da intensidade dos picos referentes ao hidróxido de cálcio, indicando uma reação pozolânica pela qual o mesmo é consumido, formando C-S-H, cuja estrutura cristalina interna não difrata picos precisos quando expostos aos raios-X; esta reação é responsável pela densificação da matriz, pelo aumento de resistência da pasta hidratada, e explica o melhor comportamento dos concretos com 10% de cinza residual em relação ao concreto sem cinza, que já foi apresentado no item 6.5.

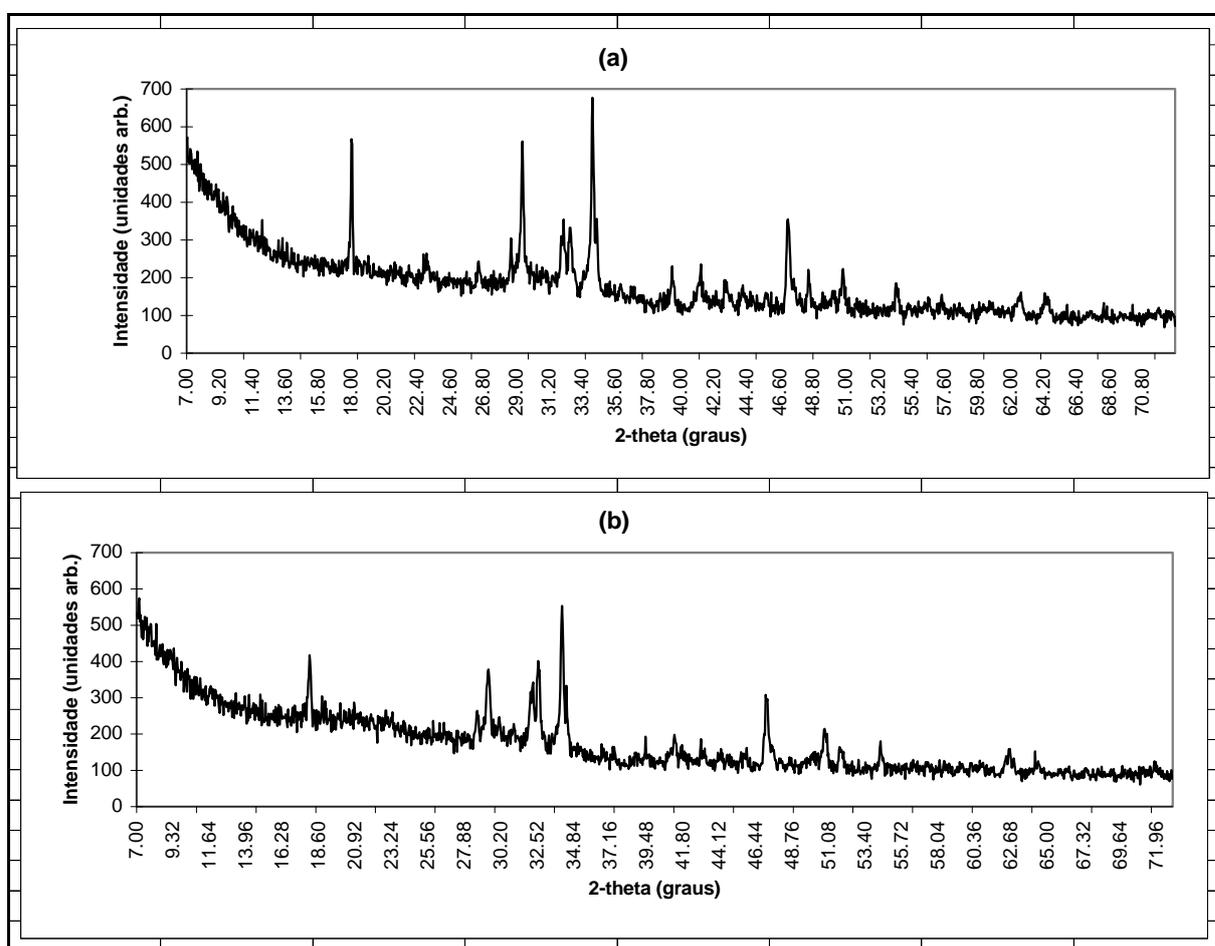


FIGURA 6.31 Difratogramas de raios-X para pastas de 28 dias de idade e $a/agl=0,50$:

(a) sem cinza de casca de arroz; (b) com 10% de cinza de casca de arroz residual.

Na FIGURA 6.32 pela observação dos difratogramas das pastas com $a/(c+CCA)=0,50$, na idade de 28 dias - sem CCA, com 10% de CCA obtida com controle de combustão e com 10% de CCA residual - achou-se que com as duas cinzas a formação de CSH_2 é semelhante e há um decréscimo da intensidade dos picos referentes ao hidróxido de cálcio, sendo maior o decréscimo com a cinza residual. Aos 28 dias o efeito fíler das duas cinzas é igual, devido a que o tamanho médio de partículas é similar (7,8 e 7,42 μ m), mais a cinza residual apresenta efeito pozolânico maior o que justifica a maior resistência à compressão obtida aos 28 dias de idade com 10% desta cinza.

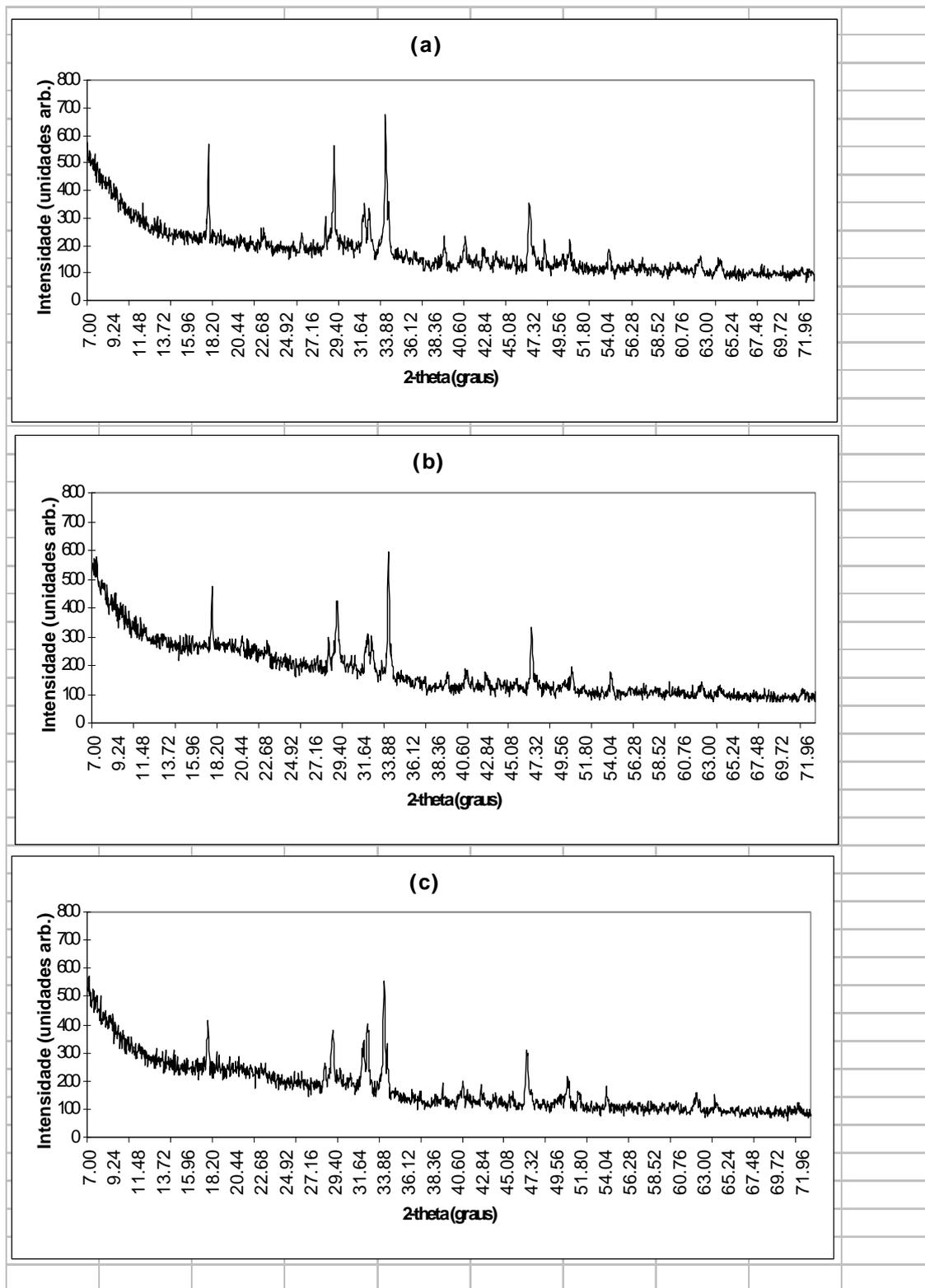
Na FIGURA 6.33, aos 180 dias de idade, observa-se com CCA obtida com controle de combustão similar quantidade de hidróxido de cálcio e de CSH_2 o que indica que no tempo continuou ocorrendo reação pozolânica, entanto com a cinza residual tem-se menor quantidade de CSH_2 e maior quantidade de hidróxido de cálcio o que indica que não acontece reação pozolânica, a mesma só ocorreu nas primeiras idades e ficou estável, pelo que tem que ser destacado o efeito fíler da CCA residual nesta idade. Isto justifica o comportamento ao longo do tempo obtido nos concretos com cinza obtida com controle de combustão onde os resultados de resistência à compressão aumentaram em relação aos concretos sem cinza; nos concretos com cinza residual embora não tenha-se resultados de resistência à compressão em idades maiores, o resultado obtido do difratograma poderia refletir numa resistência à compressão mais estável no tempo com o emprego desta cinza.

Estas observações qualitativas da estrutura do concreto, obtidas a partir da análise com microscópio eletrônico de varredura (MEV) por elétrons secundários e difração de raios-X, ajudam a compreender o comportamento dos CAR frente a concretos convencionais com e sem cinza de casca de arroz, e com cinzas de diferentes tipos explicando melhor o comportamento mecânico destes concretos que já foi apresentado nos itens anteriores.

6.7 ÍNDICE DE ATIVIDADE POZOLÂNICA

No planejamento dos ensaios desta pesquisa não estava prevista a avaliação da atividade pozolânica das cinzas empregadas. Entretanto, foram feitas diversas avaliações com

o intuito de conhecer melhor as CCA empregadas e estabelecer uma relação entre este índice de atividade pozolânica e os resultados obtidos nos ensaios mecânicos.



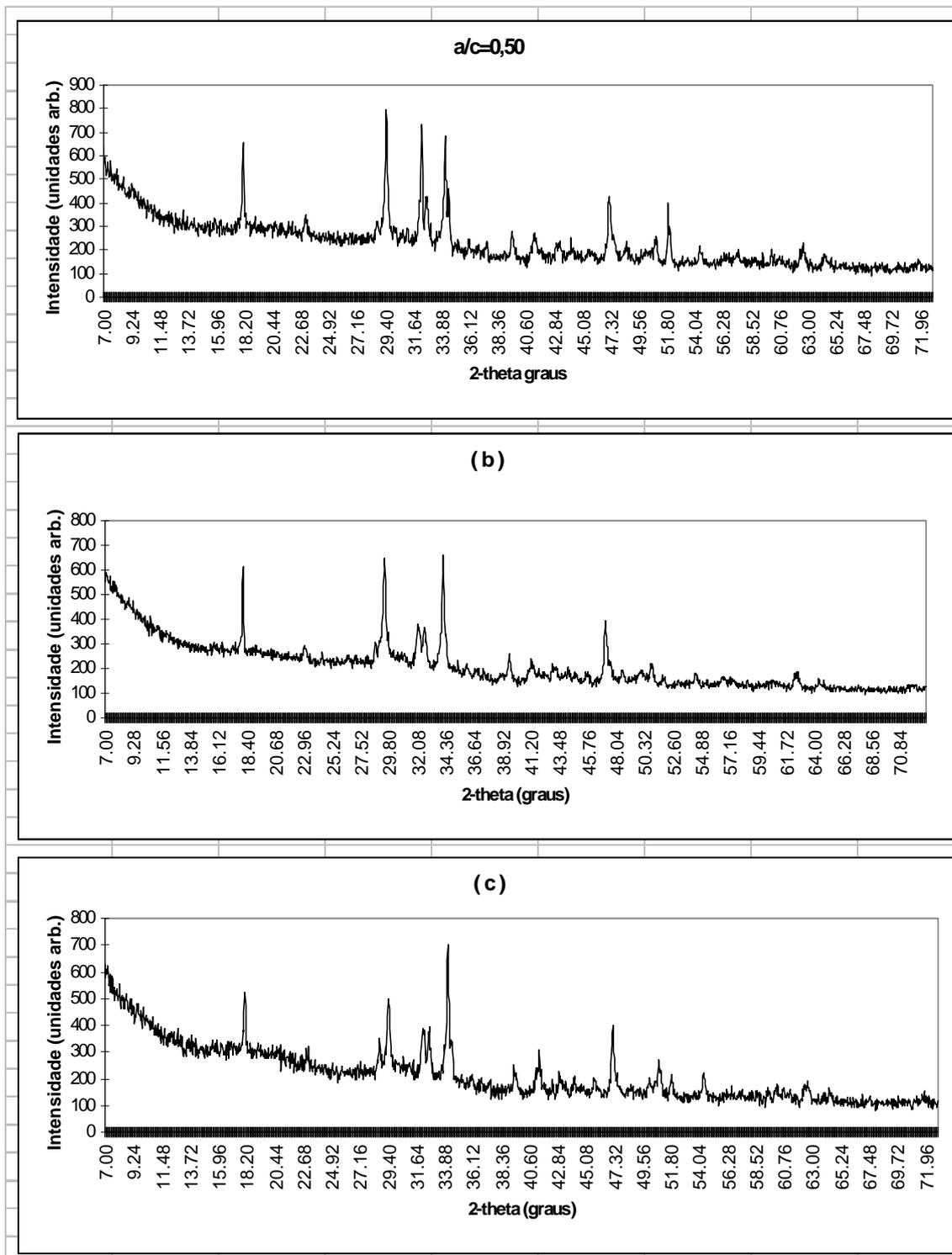
Ca(OH)_2

CSH_2

FIGURA 6.32 Difratomogramas de raios-X para pastas de 28 dias de idade e $a/g_1=0,50$:

(a) sem CCA

- (a) com 10% de cinza de casca de arroz obtida com controle de combustão
 (a) com 10% de cinza residual.



Ca(OH)_2

CSH_2

FIGURA 6.33 Difratomogramas de raios-X para pastas de 180 dias de idade e $a/w=0,50$:

- (a) sem CCA

- (b) com 10% de cinza de casca de arroz obtida com controle de combustão
- (c) com 10% de cinza residual.

Existem diferentes métodos normalizados para a determinação da atividade pozolânica, estando todos baseados na determinação da resistência mecânica de argamassas ou em ensaios químicos.

Primeiramente, foram feitos ensaios químicos de determinação da pozolanicidade, conforme a NBR 5753/91, em amostras de cimento composto com 10% de cinza de casca de arroz produzida pela combustão controlada e com 10% de cinza residual, aos 7 dias os dois cimentos compostos resultaram ter pozolanicidade muito semelhante, o que permite corroborar os resultados, análises e discussões feitos no capítulo 6.

Assim, considerando que:

- diversos pesquisadores (SWAMY , 1993; MEHTA e MALHOTRA, 1996; SANTOS, 1997) indicam que os índices de atividade pozolânica não apresentam correlações confiáveis com a resistência à compressão, e há dúvidas sob a correlação com outras propriedades importantes do concreto, e
- GAVA (1999) fez pesquisas comparando diferentes metodologias para avaliação da atividade pozolânica onde conclui que os resultados dos índices de atividade pozolânica (IAP) determinados pelas atuais metodologias não apresentam concordância com o real desempenho das pozolanas,

foram feitas determinações de IAP conforme outros métodos normalizados (ASTM C311-98b, ASTM C1240-98, NBR 5752/92) dos dois tipos de CCA empregados nesta pesquisa.

Os resultados dos IAPs obtidos nos ensaios realizados, baseados em resistências de argamassas com cimento, constam na TABELA 6.22, onde observa-se que os dois tipos de CCA empregados podem ser considerados como material pozolânico pois os IAP são maiores que o limite de 75%.

TABELA 6.22 Índice de atividade pozolânica das CCA empregadas

ENSAIO	Tipo de CCA	IAP (%)
ASTM C311-98b	USA	92,4
	UI	84,5
ASTM C1240-98	USA	97,9

	UI	90,9
NBR 5752/92	USA	139,9
	UI	114,1

Vale a pena observar que as cinzas de casca de arroz empregadas nas pesquisas de SILVEIRA (1996), SANTOS (1997) e FERREIRA (1999) tinham índices de atividade pozolânica, conforme a NBR 5752, de 66%, 126% e 69,8%, respectivamente. SILVEIRA (1996) e FERREIRA (1999) trabalharam com tamanhos médios de partículas da CCA de 31,25 μm e 19,56 μm , respectivamente; SANTOS (1997), para a obtenção do IAP referenciado, fez um estudo de variação deste índice com o tempo de moagem, achando o tempo de moagem ótimo que leva a um IAP máximo, logo trabalhou com a CCA residual moída conforme o tempo ótimo.

Na presente pesquisa foi feito um estudo sobre o tamanho máximo de partículas obtido com diferentes tempos de moagem (TABELA 4.8), tendo-se limitado o tamanho máximo de partículas em 7-8 μm (tamanho máximo desejável conforme MEHTA, 1994). Isto determinou o tempo de moagem para as CCA, alcançando-se os IAP que constam na TABELA 6.22.

Observa-se que a CCA residual empregada nesta pesquisa tem menor IAP que a obtida por combustão controlada, embora os resultados dos IAP das duas cinzas empregadas estejam muito próximos, provavelmente em virtude do reduzido tamanho dos grãos e à finura que foi muito próxima para as duas cinzas. Os ensaios mecânicos que foram corroborados pela análise de microestrutura mostram que embora a CCA residual empregada não seja a mais indicada para ser utilizada em concretos (FIGURA 4.1), ela possui uma porcentagem de sílica amorfa reagindo, e pode-se concluir que tem um efeito benéfico e pode melhorar as propriedades do concreto.

Vale a pena observar que fizeram-se ensaios químicos de determinação da pozolanicidade conforme a NBR 5753/91 em amostras de cimento composto com 10% de cinza de casca de arroz da cinza produzida pela combustão controlada e da cinza residual, aos 7 dias os dois cimentos compostos resultaram ter pozolanicidade muito semelhante o qual corrobora os resultados obtidos nesta pesquisa.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho teve como objetivo estudar a influência da incorporação de cinza de casca de arroz em algumas propriedades mecânicas básicas dos concretos de alta resistência e dos concretos convencionais: resistência à compressão, resistência à tração (resistência à tração por compressão diametral e na flexão), módulo de deformação, considerando como variáveis a influência da idade, relação água/(cimento + cinza de casca de arroz) e teor de cinza na mistura. O estudo foi feito com uma cinza obtida com controle de combustão. Paralelamente foi feito um estudo comparativo dos resultados obtidos com esta cinza e com uma cinza residual (obtida sem controle de queima), na resistência à compressão aos 28 dias de idade.

As conclusões apresentadas a seguir, apesar de estarem em consonância com grande parte da bibliografia existente, não devem ser tomadas de forma absoluta, pois se referem somente aos dados obtidos de concretos que utilizaram tipos, quantidades e qualidades específicas de materiais e técnicas de execução. Sua representatividade deve ser firmada através da execução de novas pesquisas que apresentem resultados que possam complementar e confirmar os dados obtidos neste estudo.

7.1 CONCLUSÕES

A partir dos resultados obtidos nos ensaios mecânicos, das comprovações estatísticas, e dos ensaios da microestrutura dos concretos, pode-se enumerar as seguintes conclusões:

7.1.1 Em relação à resistência à compressão

- * os concretos apresentaram elevações dos valores médios obtidos ao aumentar-se a idade e diminuir a relação $a/(c+CCA)$.
- * as três variáveis consideradas: relação $a/(c+CCA)$, idade e teor de cinza de casca de arroz foram significativas estatisticamente na determinação da resistência à compressão dos concretos
- * a taxa de crescimento da resistência à compressão com a idade (grau de hidratação), para as diferentes relações $a/(c+CCA)$ estudadas, ocorreu de forma similar, sendo o crescimento de forma mais rápida nas primeiras idades, continuando o processo de hidratação após os

28 dias, com aumentos de resistência mais lentos até os 91 dias de idade. Na interação existente entre o teor de CCA e a idade há um comportamento diferenciado da ação da CCA nas diferentes idades estudadas: nas primeiras idades, quanto maior é o teor de CCA, menor é a resistência à compressão, porém em um período maior de dias (>60 dias), o comportamento inverte em quanto maior o teor de CCA, maior é a resistência à compressão.

- * na verificação da influência do teor de CCA na resistência à compressão para cada relação $a/(c+CCA)$ há um comportamento diferenciado entre concretos convencionais e concretos de alta resistência. Para concretos de alta resistência, quanto menor é a relação $a/(c+CCA)$, observa-se uma diminuição da resistência com o aumento do teor de CCA, ocasionada tanto pelo adensamento feito que foi manual, quanto pelo excessivo teor de aditivo. Para concretos convencionais, com relações $a/(c+CCA)$ maiores, observa-se que há aumento da resistência à compressão com o aumento do teor de CCA.
- * o modelo de previsão da resistência à compressão, para as condições experimentais deste trabalho, válida para idade de até 91 dias, resultou em:

$$f_c = 15,0025 + 51,1447 \cdot \frac{1}{(Agc)^{0,5}} - 13,8527 \cdot \frac{1}{(Id)^2} + 3,90339 \cdot Agcim \cdot CCA + 35,80785 \cdot CCA \cdot Idade$$

onde, f_c = resistência à compressão (MPa)

Agc = relação água/(c+CCA), codificada conforme TABELA 6.3

Id = idade do concreto (em dias), codificada conforme TABELA 6.3

$Agcim$ = relação água/(c+CCA), codificada conforme TABELA 6.2

CCA = percentual de cinza de casca de arroz, codificada conforme TABELA 6.2

$Idade$ = idade do concreto (em dias), codificada conforme TABELA 6.2

O coeficiente de determinação obtido foi $r^2=84,39\%$

7.1.2 Em relação à resistência à tração

- * os concretos apresentaram elevações dos valores médios obtidos na resistência à tração por compressão diametral ao aumentar-se a idade e diminuir a relação $a/(c+CCA)$, conforme esperado;

- * a evolução da resistência à tração com respeito ao efeito isolado da idade, na compressão diametral, apresenta um crescimento alto para as idades iniciais, e logo um crescimento mais lento.
- * na resistência à tração por flexão a elevação dos valores médios ao diminuir a relação $a/(c+CCA)$ foi maior que na resistência à tração por compressão diametral devido às diferenças entre os dois tipos de ensaio.
- * na resistência à tração por compressão diametral, a importância ou influência das três variáveis consideradas: relação $a/(c+CCA)$, idade e teor de cinza de casca de arroz foi praticamente a mesma que sobre a resistência à compressão. Na resistência à tração por flexão, as variáveis consideradas (relação $a/(c+CCA)$ e teor de cinza de casca de arroz) foram estatisticamente significativas.
- * o crescimento percentual da resistência com a redução da relação $\text{água}/(c+CCA)$ de 0,50 a 0,25 é maior para os concretos ensaiados na flexão do que para os ensaiados por compressão diametral.
- * a interação entre a relação $\text{água}/(c+CCA)$ e a idade não é significativa, pois a velocidade de crescimento da resistência à tração na compressão diametral com a idade é a mesma para as diferentes relações $\text{água}/(\text{cimento} + CCA)$.
- * a lei de comportamento geral com respeito ao efeito da substituição de cimento por cinza de casca de arroz sobre a resistência à tração na compressão diametral e na flexão apresenta uma tendência de aumento de resistência na tração por flexão quando emprega-se CCA e uma tendência ao decréscimo na tração por compressão diametral.
- * no estudo do efeito da interação entre o teor de cinza e a idade para resistência à tração por compressão diametral observa-se o crescimento da resistência com a idade em todos os concretos e ressalta-se a importância da interação que é significativa da seguinte maneira: nos primeiros dias, quanto maior a percentual de CCA, menor é a resistência; porém em um período maior de dias (> 60 dias), a resistência à tração por compressão diametral aumenta quanto maior é o teor de CCA empregado.
- * no estudo do efeito da interação entre a relação $\text{água}/(c+CCA)$ e o teor de CCA, para a resistência à tração por compressão diametral e na flexão observam-se comportamentos distintos que também são identificados entre os valores obtidos nos dois tipos de ensaio, independentemente de que na resistência à tração por flexão são

obtidos valores maiores que para tração por compressão diametral . A contribuição da cinza de casca de arroz para a resistência à tração por compressão diametral é maior para relações água/(cimento + CCA) mais elevadas, decrescendo a contribuição nos concretos de baixas relações a/(c+CCA); porém , comparativamente aos concretos de referência (sem CCA), os diferentes teores de CCA contribuem de forma similar na resistência à tração por flexão, apresentando variações menores que na tração por compressão diametral; na resistência à tração por flexão também verifica-se que nas relações água/(cimento + CCA) mais baixas, quanto maior é o teor de CCA, maior é contribuição da cinza de casca de arroz para a resistência.

- * A expressão do modelo de ajuste para resistência à tração por compressão diametral foi:

$$f_{t,D} = 2,49691 + 2,34362 \cdot \frac{1}{(Agc)^{0,5}} - 0,937178 \cdot \frac{1}{(Id)^2} + 0,209043 \cdot Agcim \cdot CCA + 0,338815 \cdot CCA \cdot Idade \quad r^2=87,43\%$$

e para resistência à tração por flexão:

$$f_{t,F} = 0,392579 + 4,79639 \cdot \frac{1}{(Agc)^{0,5}} - 0,134938 \cdot Agcim \cdot CCA \quad r^2=87,99\%$$

Onde: $f_{t,D}$ = resistência à tração por compressão diametral (MPa)

$f_{t,F}$ = resistência à tração por flexão (MPa)

Agc = relação água/(c+CCA), codificada como conforme TABELA 6.3

Id = idade do concreto (em dias), codificada conforme TABELA 6.3

$Agcim$ = relação água/(c+CCA), codificada conforme TABELA 6.2

CCA = percentual de cinza de casca de arroz, codificada conforme TABELA 6.2

$Idade$ = idade do concreto (em dias), codificada conforme TABELA 6.2

7.1.3 Em relação ao módulo de deformação

- * os concretos apresentaram elevações dos valores médios dos módulos de elasticidade ao aumentar-se a idade e diminuir a relação a/(c+CCA), conforme esperado

- * as três variáveis consideradas: relação $a/(c+CCA)$, idade e teor de cinza de casca de arroz foram estatisticamente significativas; e a importância ou influência destas variáveis sobre o módulo de elasticidade foi praticamente a mesma que sobre a resistência à compressão e resistência à tração por compressão diametral
- * na verificação do efeito da interação entre o teor de CCA e a idade para o módulo de deformação (E_c), observa-se crescimento do módulo com a idade em todos os concretos e ressalta-se a importância da interação que é significativa da seguinte maneira: nos primeiros dias, quanto maior a percentual de CCA, menor é o módulo; porém em um período maior de dias, ocorre o oposto.
- * a evolução do módulo de deformação com a relação $\text{água}/(c+CCA)$ é alterada com a idade (grau de hidratação), para os diferentes concretos estudados, pois o crescimento ocorre de forma mais rápida nas primeiras idades, continuando o processo de hidratação após os 28 dias, com incrementos do módulo menores até os 91 dias de idade. Também observa-se que os concretos de alta resistência, ou seja, com baixas relações $\text{água}/(c+CCA)$, possuem um módulo de deformação maior que o do concreto convencional, como consequência da maior rigidez da argamassa e maior aderência pasta-agregado.
- * na verificação do efeito da interação entre a relação $\text{água}/(c+CCA)$ e o teor de CCA, observam-se comportamentos distintos nos concretos com altas relações $\text{água}/(c+CCA)$ que apresentam crescimento do módulo de deformação com o aumento do teor de CCA, porém nos concretos com baixas relações $\text{água}/(c+CCA)$, ocorre o oposto.
- * A expressão final do modelo de ajuste para o módulo de deformação foi:

$$E_c = 21,9719 + 9,82172 \cdot \frac{1}{(Agc)^{0,5}} - 2,77001 \cdot \frac{1}{(Id)^2} + 0,743323 \cdot Agcim \cdot CCA + 1,10359 \cdot CCA \cdot Idade \quad r^2=79,55\%$$

Onde: E_c = módulo de deformação (MPa)

Agc = relação $\text{água}/(c+CCA)$, codificada conforme TABELA 6.3

Id = idade do concreto (em dias), codificada conforme TABELA 6.3

$Agcim$ = relação $\text{água}/(c+CCA)$, codificada conforme TABELA 6.2

CCA = percentual de cinza de casca de arroz, codificada conforme TABELA 6.2

Idade = idade do concreto (em dias), codificada conforme TABELA 6.2

7.1.4 Relação entre as propriedades mecânicas e a resistência à compressão

Foram obtidos modelos de regressão que relacionam as propriedades mecânicas estudadas com a resistência à compressão, os quais foram comparados com modelos apresentados em diferentes normas:

- * Para resistência à tração por compressão diametral (f_t, D) em MPa:

modelo linear: $f_t, D = 0,64 + 0,06f_c$

coeficiente de correlação $r = 0,96$

coeficiente de determinação $r^2 = 91,24\%$

modelo multiplicativo: $f_t, D = 0,13f_c^{0,86}$

coeficiente de correlação $r = 0,99$

coeficiente de determinação $r^2 = 97,67\%$

- * Para resistência à tração na flexão (f_t, F), aos 28 dias de idade, em MPa:

modelo linear: $f_t, F = 2,21 + 0,07f_c$

coeficiente de correlação $r = 0,89$

coeficiente de determinação $r^2 = 79,54\%$

modelo multiplicativo: $f_t, F = 0,615f_c^{0,57}$

coeficiente de correlação $r = 0,92$

coeficiente de determinação $r^2 = 84,55\%$

- * Para o módulo de deformação, no intervalo de resistência à compressão $f_c \leq 81$ MPa, em MPa:

modelo linear: $E_c = 18510 + 198f_c$

coeficiente de correlação $r = 0,99$

coeficiente de determinação $r^2 = 98,31\%$

modelo multiplicativo: $E_c = 14687,5f_c^{0,18}$

coeficiente de correlação $r = 0,95$

coeficiente de determinação $r^2 = 89,71\%$

7.1.5 Em relação à resistência à compressão com diferentes tipos de CCA

- * aos 28 dias de idade os concretos com cinza obtida por combustão controlada (USA) e sem controle, ou seja, residual (UI), apresentaram elevações dos valores médios da resistência à compressão ao diminuir a relação $a/(c+CCA)$, conforme esperado
- * as três variáveis consideradas: relação $a/(c+CCA)$, teor de cinza de casca de arroz e tipo de cinza foram estatisticamente significativas na determinação da resistência à compressão dos concretos, na idade de 28 dias.
- * no estudo do efeito dos diferentes tipos de CCA na resistência à compressão com respeito ao efeito isolado da relação $a/(c+CCA)$, considerando-se 10% de substituição de cimento por cinza de casca de arroz em volume, e surge que as resistências obtidas com a cinza residual representam 103% e 107% das resistências obtidas com cinza proveniente dos Estados Unidos (USA), respectivamente nas relações $a/(c+CCA)$ de 0,32 e 0,50.
- * no estudo da interação entre a relação $a/(c+CCA)$ e o teor de CCA, para os dois tipos de cinza, observa-se comportamentos diferenciados nas três relações $a/(c+CCA)$ consideradas. Nos concretos convencionais, com $a/(c+CCA) = 0,50$, as maiores resistências são obtidas com 20% de cinza com controle de combustão e com 10% de cinza residual, representando 115% e 111% da resistência obtida sem CCA, respectivamente; nos concretos com $a/(c+CCA) = 0,32$, as maiores resistências ocorrem da mesma forma, onde a resistência do concreto com 20% USA representa 112% da resistência do concreto de controle e a resistência do concreto com 10% UI representa 109% em relação ao concreto de controle. Na relação $a/(c+CCA) = 0,25$, sem cinza de casca de arroz obtêm-se as maiores resistências; com cinza obtida por combustão controlada obtêm-se maiores resistências que com cinza residual, embora acham-se apresentado problemas devido ao emprego de excessivo teor de aditivo com a cinza proveniente dos Estados Unidos (USA); observa-se também que o decréscimo de resistência obtido com emprego de 10% e 20% de CCA obtida por combustão controlada (USA) não é estatisticamente significativo pois representa 98% e 98,11% da resistência a compressão do concreto sem cinza; entanto que o teor de cinza residual empregado nesta relação contribui negativamente na resistência á compressão pois o decréscimo de resistência é maior quanto maior é a percentual de cinza residual empregada, representando 94% e 90,8% da resistência obtida nos concretos sem cinza.

- * os ensaios mecânicos que foram corroborados pela análise de microestrutura mostram que embora a CCA residual empregada não seja a mais ideal para ser empregada em concretos (FIGURA 4.1), ela tem uma porcentagem de sílica amorfa reagindo, e pode-se concluir que tem um efeito benéfico e pode melhorar as propriedades do concreto quando tem um tamanho médio de partículas e uma finura da ordem empregada nesta pesquisa.

7.1.6 Em relação aos ensaios de microestrutura do concreto

Os ensaios da microestrutura do concreto permitiram compreender melhor o comportamento dos CAR frente a concretos convencionais com e sem cinza de casca de arroz, e com cinzas de diferentes tipos, explicando melhor o comportamento mecânico destes concretos.

7.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Com o objetivo de complementar o presente trabalho e continuar no desenvolvimento da temática abordada, são feitas algumas propostas de trabalhos para futuras pesquisas:

1) em concretos com cinza de casca de arroz obtida com controle de combustão:

- * acompanhamento da resistência de concretos em idades superiores a 91 dias com e sem cinza;
- * estudos de fluência e retração no tempo de concretos com e sem cinza;
- * verificação do comportamento de concretos com e sem cinza quanto a aspectos de durabilidade: permeabilidade, penetração de cloretos, ataques ácidos, reação álcali-agregado e carbonatação

2) em concretos com cinza de casca de arroz residual:

- * com os mesmos traços, materiais e variáveis consideradas nesta pesquisa, estudar o comportamento mecânico dos concretos com cinza residual com o objetivo de ter maior quantidade de dados para comparar o comportamento dos dois tipos de cinza;
- * estudar o comportamento de concretos com cinza residual com diferentes tipos de cimento, e em idades superiores aos 91 dias;
- * fazer estudos de fluência e retração no tempo de concretos com e sem cinza residual;
- * estudar o comportamento de concretos com e sem cinza residual quanto a aspectos de durabilidade: permeabilidade, penetração de cloretos, ataques ácidos e carbonatação, reação álcali-agregado;
- * estudar os efeitos ambientais e na saúde da utilização de cinzas residuais no concreto.

Com relação aos tipos de cinza estudados, observou-se que a cinza residual apresentou desempenho muito bom em relação às expectativas que existiam ao início da pesquisa. Os resultados obtidos mostram a viabilidade de utilização deste resíduo como material cimentício suplementar de concretos, motivo pelo qual acha-se muito interessante e importante continuar aprofundando o estudo sob o comportamento de concretos com o emprego de cinza residual a fim de poder contribuir para uma maior utilização deste resíduo na indústria da construção civil.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABREU, A.G.; DOTTO, J.M.R.; DAL MOLIN, D.C.C.; MÜLLER, I.L. Efeito da cinza de casca de arroz na durabilidade do concreto em ambientes com íons cloreto. In: **II High Performance Concrete: Performance and Quality of Concrete Structures**, Gramado, Brazil, 1999. Supplementary papers, CD-ROM, 22pp.

AGUADO, A., GETTU, R., FITE, L.A. Enseñanzas de obras de hormigones de alta resistencia. In: **1er Symposium Nacional de Hormigón de Altas Prestaciones**, Madrid, Espanha, Feb. 1998. Anales... E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid. p. 459-468.

AHMAD, S., SHAH, S.P. Structural properties of high-strength concrete and its implications for prestressed concrete. **PCI Journal**, v.30, no. 6, Nov-Dec., 1985, p.92-119.

AITCIN, P.C. Du Gigapascal au nanometre. **Annales de l'Institut Technique du batiment et des travaux publics**. Serie Beton 263, n.473, Paris, mars-avril 1989, p.156-166

AITCIN, P.C. Les essais sur les betons a tres hautes performances. **Annales de l'Institut Technique du batiment et des travaux publics**. Serie Beton 263, n.473, Paris, mars-avril 1989, p.167-169

AITCIN, P.C. **High-performance concrete**. E&FN SPON, 1998, London, U.K.

AITCIN, P.C., ALBINGER, J.M. Les betons a hautes performances - Experiences nord-americaine et francaise. **Annales de l'Institut Technique du batiment et des travaux publics**. Serie Beton 263, n.473, Paris, mars-avril 1989

AITCIN, P.C., LAPLANTE, P. The development of high performance concrete in North America. In: **High Performance Concrete: from Material to Structure**, London, 1992

AITCIN, P.C., MEHTA, P.K. Effect of Coarse-Aggregate Characteristics on Mechanical Properties of High-Strength Concrete. **ACI Materials Journal**, March-April 1990, p.103-107

AITCIN, P.C., NEVILLE, A. High-Performance Concrete Demystified. **Concrete International**, v. 15, n.1, Jan. 1993, p.21-25.

ALAEJOS GUTIERREZ, M.P. **Contribución al estudio del comportamiento mecánico de los hormigones de alta resistencia.** (Tesis Doctoral). E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid, 1993, 363p., Madrid, España.

AL-KHALAF, M.N. and YOUSIFT, H.A. Use of rice husk ash in concrete. **The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete**, vol.6, n.4, p241-248, 1984.

ALMEIDA, I.R. **Betões de alta resistência e durabilidade: Composição e Características.** Tese (Doutorado), Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa (Portugal), 1990, 740p.

ALMEIDA, I.R. A influencia dos agregados na qualidade dos concretos de alto desempenho. **Revista Ibracon**, anoIV, n.9, agosto/setembro de 1994

ALMEIDA, I.R. Concretos de alto desempenho, a evolucao tecnológica dos concretos tradicionais. In: **Concreto de Alto Desempenho** CD-ROM, Associação Brasileira de Cimento Portland, versão 1.0, 1997.

ALMEIDA, I.R. Concretos de alto desempenho. A evolução tecnológica dos concretos tradicionais. In: **1o. Seminário Fluminense de Engenharia.** Escola de Engenharia da Universidade Federal Fluminense, Niterói, RJ, Nov. 1992, p.113-116.

ALMEIDA, I.R., GONÇALVES, J.R.A., SHEHATA, L.C.D. Exemplos de obras em concreto de alta resistência realizadas no Brasil. In: **37a. Reunião Anual do IBRACON**, Goiânia, Jul. 1995, Anais... v.2, p.435-450.

ALMEIDA, I.R., ALBURQUERQUE GONCALVES, J.R., DOMÍNGUEZ, L.C. Exemplos de obras em concreto de alta resistencia realizadas no Brasil. In: **Concreto de Alto Desempenho** CD-ROM, Associação Brasileira de Cimento Portland, versão 1.0, 1997.

AMARAL FILHO, E.M. **Concreto de alta resistência.** São Paulo, 1988. Texto datilografado.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE . Committee 212. Chemical admixtures for concrete. **ACI Manual of Concrete Practice**, Detroit, 1991, part 1. 31p.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Committee 318. **Building Code Requirements for Structural Concrete**, ACI 318-95, **and Commentary**, ACI 318R-95, Farmington Hills, MI, 369p.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Committee 363R. State-of-the-art report on high-strength concrete . **ACI Manual of Concrete Practice**, Detroit, 1991, part 1. 48p.

AMERICAN SOCIETY for TESTING and MATERIALS. **Test Method for Effectiveness of Mineral Admixtures or Ground Blast-Furnace Slag in Preventing Excessive Expansion of Concrete Due to the Alkali-Silica Reaction**. ASTM C441. Philadelphia, 1996.

AMERICAN SOCIETY for TESTING and MATERIALS. **Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete**. ASTM C494. Philadelphia, 1992.

AMERICAN SOCIETY for TESTING and MATERIALS. **Annual Book of ASTM Standards** Standard Specification for Fly ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use as a Mineral Admixture in Portland Cement Concrete. ASTM C618. Philadelphia, 1978.

ANDERSON, F.D. 72- Story-rise with 83 MPa. fly ash concrete - a case history. In: **International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag, and Natural Pozzolans in Concrete**, 3, Trondheim, Norway, 1989. Proceedings... Detroit, American Concrete Institute, 1989, v.2, p.607-623 (ACI Special Publication, 114)

APARICIO, A., REVENTOS, M., CAMACHO, M., MARTINEZ, C.A., MARTINEZ, J.F. Pasarela de peatones sobre el río Segre de Hormigón de alta resistencia en el barrio de Cap Pont (Lleida). In: **1er Symposium Nacional de Hormigón de Altas Prestaciones**, Madrid, Espanha, Feb. 1998. Anales... E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid. p. 251-262.

ASPARREN, C.C., CARRERA, G.O., MARCHANTE, J.A., GARCIA, F.H. Diseño de una estructura prefabricada con hormigón de alta resistencia: el puente sobre el río Guadalete (Cádiz). In: **1er Symposium Nacional de Hormigón de Altas Prestaciones**, Madrid, Espanha, Feb. 1998. Anales... E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid. p.283-292.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Materiais pozolânicos - determinação de atividade pozolânica com cal**.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cimentos - método de determinação de atividade pozolânica em cimento Portland pozolânico.** NBR 5753, Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cimento Portland Pozolânico - determinação de atividade pozolânica.** NBR 5753, Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e execução de obras de concreto armado.** NBR 6118, Rio de Janeiro, 1978.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Agregados para concreto.** NBR 7211, Rio de Janeiro, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Areia normal para ensaio de cimento.** NBR 7214, Rio de Janeiro, 1979.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto para fins estruturais - classificação por grupos de resistência.** NBR 8953, Rio de Janeiro, 1992

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Aditivos para concreto de cimento Portland.** NBR 11768, Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Materiais pozolânicos especificação.** NBR 12653, Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Controle tecnológico de materiais componentes do concreto.** NBR 12654, Rio de Janeiro, 1992.

BAALBAKI, W.; BAALBAKI, M.; BENMOKRANE, B.; AITCIN, P.C. Influence of specimen size on compressive strength and elastic modulus of high-performance concrete. **Cement, Concrete and Aggregates**, ASTM, vol. 14, n.2, winter 1992.

BAALBAKI, W., BENMOKRANE, B., CHAALAL, O., AITCIN, P.C. Influence of coarse aggregate on elastic properties of high-performance concrete. **ACI Materials Journal**, v.88, n.5, p.499-503, Sept./Oct. 1991

BAEL91 **Regles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en beton atrme suivant la methode des etats limites**, Edit.Eyrolles, Paris, France, 1993, 309p.

BALBO, J.T. Applications of high-performance concrete for ultra-thin pavement overlays (white-topping). In: **High Performance Concrete: Performance and Quality of Concrete Structures**, Gramado, Brazil, 1999, p. 731-744

BARTHA, P., HUPPERTZ, E.A. Structure and Crystallization of Silica in Rice Husk. In: **International Conference on the Utilization of Rice By-Products**, Valencia, Spain, 1974. Proceedings... Valencia:IATA, 1977, p.89-98.

BEEDLE, L.S. **Tall buildings around the world**. Bethledem: Council on Tall Buildings and Urban Habitat, 1992. 8p. (Council Report, 903.432)

BERNAT, A.R.M., AGUADO, A., RAMOS, J.L. Bases de calculo de elementos estructurales de hormigón de alta resistencia. In: **1er Symposium Nacional de Hormigón de Altas Prestaciones**, Madrid, Espanha, Feb. 1998. Anales... E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid. p. 449-458.

BERNTSSON, L.; CHANDRA, S.; KUTTI, T. Principles and factors influencing High-Performance Concrete Production. **Concrete International**, December 1990, p.59-62.

BOATENG, A.A.; SKEETE, D.A. Incineration of rice hull for use as cementitious material: the Guyana experience. **Cement and Concrete**, vol.20, p.795-802, 1990.

BREITENBUCHER, R. Developments and applications of High-performance concrete. **Materials and Structures**, vol.31, p.209-215, April 1998.

BUCHER, H.R.E. Desempenho de aditivos redutores de água de alta eficiência em pastas, argamassas ou concretos. In: **Reunião Anual do IBRACON**, 1988, Rio de Janeiro. Anais... São Paulo: IBRACON, 1988, V.2, P.609-625

BULAY, C. , BELLOC, A., de LARRARD, F., TORRENTI, J.M. Une nouvelle methode de surfacade des eprouvettes en beton a hautes et tres hautes performances. **Bull. Liaison Labo. P. et Ch.**, 179, Mai-Juin 1992, p.43-55.

BULAY, C., de LARRARD, F. A new capping system for testing HPC cylinders: the sand box. **Concrete International**, April 1993, p.63-66

BURG, R.G., OST, B.W. Engineering properties of commercially available high-strength concretes. Portland Cement Association, **Research and Development Bull.** RD107T, 55p.

BURNETT, I. Silica fume concrete in Melbourne, Australia. **Concrete International**, v.13, n.8, p.18-24, Aug. 1991

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. **Design of Concrete Structures**, CSA A23.3.94, Rexdale, Ontario, 199p.

CAÑAS MARTINS, M.L. **Análisis del comportamiento mecánico de hormigones de alta resistencia mediante probetas testigo y probetas moldeadas con distintas condiciones de hormigonado**. (Tesis Doctoral). E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid, 1997, 150p., Madrid, España.

CARRASQUILLO, P.M., NILSON, A.H., SLATE, F.O. High-Strength concrete: An Annotated Bibliography 1930-1979. **Cement, Concrete, and Aggregates**, vol. 2, n. 1, p. 3-19, Summer 1980

CARRASQUILLO, P.M., NILSON, A.H., SLATE, F.O. Properties of high strength concrete subject to short-term loads. **ACI Materials Journal**, p. 171-181, May/June 1981

CEMENT AND CONCRETE ASSOCIATION. **Superplasticizing admixtures in concrete**. London, 1978. (Publication, 45030)

CETIN, AA.; CARRASQUILLO, R.L. High-Performance Concrete: Influence of Coarse Aggregates on Mechanical Properties. **ACI Materials Journal**, May-June, p.252-261, 1998.

CHATVEERA, B., NIMITYONGSKUL, P. High performance concrete containing modified rice husk ash. **Appropriate Concrete Technology**. E& FN Spon, Edited by R.K. Dhir and M.J. Mc Carthy, p. 298-308, London, 1996

CHOPRA, M. Utilization of Rice Husk for Making Cement and Cement-like Binders. In: **ESCAP/RCTT Workshop on Rice Husk Ash Cement**, Peshawar, Pakistan, 1979, p.135-149.

CHORINSKY, E.G.F. **Repair systems for high-strength concrete**. Chemotechnik Abstatt GmbH, W. Germany, 1990

CINCOTTO, M.A.; AGOPYAN, V.; JOHN, V.M. Optimization of Rice Husk Ash Production. In: **Vegetable Plants and their Fibres as Building Materials**. RILEM SYMPOSIUM, Salvador, Bahia, Brasil, 1990. Proceedings... H. S. SOBRAL, 1990, p.334-342.

CINCOTTO, M.A., KAUPATEZ, R.M.Z. Seleção de materiais quanto á atividade pozolânica. **Tecnologia de Edificações**, Pini, São Paulo, 1988, p.23-26.

COLLEPARDI, M. Superplasticizers and Air-Entraining Agents-State of the Art and Future Needs. **Concrete Technology: Past, Present and Future**, SP-144, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1994, pp. 399-416.

COMISION PERMANENTE DEL HORMIGÓN. **Instrucción de Hormigón Estructural. EHE**. Ministerio de Fomento. Centro de Publicaciones, 1999. 2ª. Reimpresión, 472p. Madrid, España.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. **CEB-FIP model code 1990**. Lausanne, 1991. 159p. (Bulletin d'information, 203)

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. **High Performance Concrete. Recommended Extensions to the Model Code 90. Research Needs**. Lausanne, 1995. (Bulletin d'information, 228)

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. **Durable Concrete Structures - CEB Design Guide**. Lausanne, 1987. (Bulletin d'information, 182)

COMITÉ MERCOSUR DE NORMALIZACIÓN. **Hormigón - Determinación de la resistencia a tracción por compresión diametral**. Norma Mercosur NM 8/94, 1994.

COMITÉ MERCOSUR DE NORMALIZACIÓN. **Hormigón - Determinación de la resistencia a tracción por compresión diametral**. Norma Mercosur NM 8/94, 1994.

COMITÉ MERCOSUR DE NORMALIZACIÓN. **Hormigón - Determinación de la resistencia a tracción por flexión sobre probetas prismáticas**. Norma Mercosur NM 55/96, 1996.

COMITÉ MERCOSUR DE NORMALIZACIÓN. **Hormigón - Determinación de la consistencia mediante el asentamiento del tronco de cono**. Norma Mercosur NM 67/96, 1996.

COMITÉ MERCOSUR DE NORMALIZACIÓN. **Hormigón - Determinación del módulo de deformación estática y diagrama tensión-deformación**. Anteproyecto Norma Mercosur ANM 05:03-0124, 1999.

COMITÉ MERCOSUR DE NORMALIZACIÓN. **Hormigón - Ensayo de compresión de probetas cilíndricas.** Norma Mercosur NM 101/97, 1997.

COMITÉ MERCOSUR DE NORMALIZACIÓN. **Hormigón – Procedimiento para la preparación y el curado de probetas .** Anteproyecto Norma Mercosur ANM 05:03-0136, 1998.

COOK, D.J.; PAM, R.P.; DAMER, S.A. The behaviour of concrete and cement containing rice husk ash. Proceedings: **Conference on Hydraulic Cement Pastes.** Cement and Concrete Association, London, 1976, p.268-282.

COOK, D.J. Rice Husk Ash. **Concrete Technology and Design** , Vol.13, Surrey University Press, London, 1986, p.171-196

COOK, D.J., SUWANVITAYA, P. Rice Husk Ash Based Cements - A State-of-the Art Review. In: **ESCAP/RCTT Workshop on Rice Husk Ash Cement**, New Delhi, 1981 (apud MEHTA, 1992)

COUTINHO, A.S. **Fabrico e propriedades do betão.** Lisboa: LNEC, v.1, 1973. 610p.

CUR 1994 **CUR Recommendation 37: High Strength Concrete**, Supplementary Regulations to NEN 6720 (VBC 1990), NEN 5959 (VBT 1986) et NEN 6722 (VBU 1988), Gouda, Hollanda, 23p.

CUTILLAS, A.M., ARMISEN, J.M., TROVANO, L.F. Utilización de los hormigones de alta resistencia en el proyecto de puentes. In: **1er Symposium Nacional de Hormigón de Altas Prestaciones**, Madrid, Espanha, Feb. 1998. Anales... E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid. p. 313-324

DA SILVA, T.J., ROCA, P. Reliability updaating of deteriorating concrete floor slabs. In: **High Performance Concrete: Performance and Quality of Concrete Structures**, Gramado, Brazil, 1999, p. 525-536

DAL MOLIN, D.C.C. **Contribuição ao estudo das propriedades mecânicas dos concretos de alta resistência com e sem adições de microssílica.** São Paulo, 1995. 286p. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

DAL MOLIN, D.C.C., VIEIRA, F.M.P., WOLF, J. Concreto de alta resistência. In: **Concreto de Alto Desempenho** CD-ROM, Associação Brasileira de Cimento Portland, versão 1.0, 1997.

DAY, R.L. Strength Measurement of Concrete Using Different Cylinder Sizes: A Statistical Analysis. **Cement, Concrete and Aggregates**, vol. 16, No.1, June 1994, pp.21-30.

DAY, R.L. The Effect of Mold Size and Mold Material on Compressive Strength Measurement Using Concrete Cylinders. **Cement, Concrete and Aggregates**, vol. 16, No.2, Dec. 1994, pp.159-166.

DASS, A. Pozzolanicity of rice husk ash. In: **CIB Congress.9th. To build and take care of what we have built with limited resources - Building Materials and Components**. Stockolm, CIB 83, vol.4, 1983, p85-96.

DEWITTE, R.; MEHTA, P.K. Chemical and physical effects of silica fume on the mechanical behaviour of concrete. *ACI Materials Journal*, Detroit, v.86, n.6, p.609-614, 1989.

DE LARRARD, F., BELLOC, A. The influence of aggregate on the compressive strength of normal and high-strength concrete. *ACI Materials Journal*, September-October, p.417-426, 1997.

DE LARRARD, F., MALIER, Y. Engineering properties of very high performance concrete. In: MALIER, Y. (editor). **High performance concrete-from material to structure**. London, E & FN Spon, 1992. p.85-114.

DE LARRARD, F., ITHURRALDE, G., ACKER, P., CHAWEL, D. High performance concrete for a nuclear containment. In: **International Symposium on Utilization of High Strength Concrete**, 2., 1990, Berkeley, California. Proceedings... Detroit: American Concrete Institute, 1990. (ACI Special Publication, 121)

DE LARRARD, F. Extension du domaine d'application des reglements de calcul BAEL/BPEL aux betons a 80 Mpa., **Bull. LCPC**, Special XIX, May 1996.

DRAKE, K.D. High strength in Seattle. In: **High Strength Concrete**, 1985. Proceedings... Detroit: American Concrete Institute, 1985. p.21-34, (ACI Special Publication, 87)

DUCATTI, V.A., AGOPYAN, V. **Concreto de elevado desempenho: estudo da aderência com a armadura.** São Paulo: Departamento de Engenharia de Construção Civil, EPUSP, 1993. 23P. (Boletim Técnico, BT/PCC/113)

FARIAS, J.A. **Cimento para alvenaria utilizando cinza de casca de arroz.** Porto Alegre, 1990, 91p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia, Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

FARIAS, J.A.; RECENA, F.A.O. Study for Brazilian rice husk ash cement. In: H.S. SOBRAL (ed) **Proceeding of the second international RILEM symposium.** Salvador, 1990, p.360-369.

FEDERATION INTERNATIONALE DE LA PRECONTRAINTE. **FIP-CEB High Strength Concrete** - State of the Art Report. London, 1990. 61p. (Bulletin d'information, 197)

FERNANDEZ, J.G, ISABEL, G.G. Estudio de la influencia de algunas variables que inciden en los ensayos de control de hormigones de altas prestaciones. In: **1er Symposium Nacional de Hormigón de Altas Prestaciones**, Madrid, Espanha, Feb. 1998. Anales... E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid. p. 203-212.

FERRAZ, J.C.F. O concreto de alta resistência e a estrutura do Museu de Arte de São Paulo Assis Chateaubriand. In: **30a. Reunião Anual do IBRACON**, Rio de Janeiro, Agosto de 1988, Anais..., v.1, p.40-46

FERREIRA, A.A. **Concreto de alto desempenho com adição de cinza de casca de arroz: avaliação de propriedades relacionadas com a durabilidade.** Dissertação (Mestrado). Curso de pós-graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1999, 153p.

FERREIRA, A.A.; DAL MOLIN, D.C.C.; CATEN, C.S. Water absorption in rice-husk ash concretes. In: **II High Performance Concrete: Performance and Quality of Concrete Structures**, Gramado, Brazil, 1999. Supplementary papers, CD-ROM, 20pp.

FIGUEIREDO ALVES, M. **Estudo comparativo de métodos de dosagem para concreto de alta resistencia.** Dissertação (Mestrado). Curso de pós-graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000, 137p.

FORNASIER, R.S. **Porosidade e permeabilidade do concreto de alto desempenho com microsilica**. Porto Alegre, 1995. 129p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia, Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

GAGNE, R., BOISVERT, A., PIGEON, M. Effect of Superplasticizers Dosage on Mechanical Properties, Permeability, and Freeze-Thaw Durability of High-Strength Concretes With and Without Silica Fume. **ACI Materials Journal**, v.93, n.2, 1996, p.111-120.

GARDNER, N.J., ZHAO, J.W. Mechanical properties of concrete calculating long-term deformations. Proceedings, **Second Canadian Symposium on Cement and Concrete**, Vancouver, July 1991, p.250-159.

GASTALDINI, A.L.G.; ISAIA, G.V.; ZANELLA, R. Chloride permeability of High-Performance Concrete with mineral addition: binary and ternary mixtures. In: **II High Performance Concrete: Performance and Quality of Concrete Structures**, Gramado, Brazil, 1999. Supplementary papers, CD-ROM, 17pp.

GAVA, G.P. **Estudo comparativo de diferentes metodologias para avaliação da atividade pozolânica**. Florianópolis, 1999. 118p . Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia, Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

GIACCIO, G. et al. High-Strength Concretes Incorporating Different Coarse Aggregates, **ACI Materials Journal**, May-June 1992, p. 242-246..

GJORV, O.E. High -strength concrete. In: **Advances in Concrete Technology**, Athens, 1992. Proceedings... Montreal: CANMET, 1992. p.21-77

GOLDMAN, A.; BENTUR, A. Effects of pozzolanic and non-reactive microfillers on the transition zone in high strength concretes. In: **RILEM International Conference on Interfaces in Cementitious Composites**. Toulouse, 1992. Proceedings... London, E&FN SPON, 1993, p.53-62 (Proceedings 18)

GOLDMAN, A.; BENTUR, a. The influence of microfillers on enhancement of concrete strength. **Cement and Concrete Research**, v.23, 1993b, p.962-972.

GONCALVES, J.R.A., MELO, E.B., BASILIO, F.A. A influencia dos superplastificantes na porosidade capilar e na resistência das pastas de cimento Portland. In: **Congresso Brasileiro de Cimento**, 2., São Paulo, 1990. Anais... São Paulo, ABCP, 1990. v.1, p.117-132

GUEDERT, L.O. **Estudo da viabilidade técnica e econômica do aproveitamento da cinza de casca de arroz como material pozolânico.** Florianópolis, 1989, 147p. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Programa de pós-graduação em Engenharia de Produção .

HANAFI, S.; ABO-EL-ENEIN, S.A. Surface Properties of Silicas Produced by Thermal Treatment of Rice-Husk Ash. **Thermochimica Acta**, vol.37, p.137-143, 1980.

HARA, N., et al. Hydrothermal Reactivity of Rice Husk Ash and its Use for Calcium Silicate Products. In: **Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete**, 1989, Trondheim, Norway. Proceedings... CANMET, ACI SP-114, 1989, p.499-516.

HASPARYK, N.P. **Investigação dos mecanismos da reação álcali-agregado-efeito da cinza de casca de arroz e da sílica.** Goiania, 1999. 257p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia Civil, Curso de Mestrado em Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás, Brasil.

HELLAND, S. High Strength Concrete used in Highway Pavements. In: **Second Int. Symposium on the Utilization of High Strength Concrete**, Berkeley, California, 1990?//

HELENE, P.; TERZIAN, P. **Manual de dosagem e controle do concreto.** Ed. Pini, São Paulo, 1993, 349 p.

HERMOSO, J.G. Últimas realizaciones internacionales en edificación. Análisis, conclusiones y tendencias. In: **1er Symposium Nacional de Hormigón de Altas Prestaciones**, Madrid, Espanha, Feb. 1998. Anales... E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid. p. 241-250.

HERMOSO, J.G. El hormigón de alta resistencia en la edificación. Tipología estructural. **Informes de la Construcción**, vol.50, n.455, mayo/junio 1998

HERRERO NUNES, E. Aridos para hormigones de alta resistencia. **Cemento-Hormigón**, n.709, p.1136-1142, Agosto 1992

HOUSTON, D.F. Rice Hulls. In: Rice: Chemistry and Technology. **American Association of Cereal Chemists (AACC)**, USA, 1972, p.301-352.

HUE GARCIA, F. Realizaciones varias con elementos prefabricados de hormigón de altas prestaciones, construidos en factorías por Dragados. **1er Symposium Nacional de Hormigón**

de Altas Prestaciones, Madrid, Espanha, Feb. 1998. Anales... E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid. p. 325-332.

HUSNI, R., FOLINO, P., TRAIBER, C. Incidencia de los hormigones de alta prestación en la calidad de las estructuras. In: **1er Symposium Nacional de Hormigón de Altas Prestaciones**, Madrid, Espanha, Feb. 1998. Anales... E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid. p. 419-424.

HWANG, L., WU, S. Properties of Cement Paste Containing Rice usk Ash. In: **Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete**, 1989, Trondheim, Norway. Proceedings... CANMET, ACI SP-114, 1989, p.733-762.

INSTITUTO URUGUAYO DE NORMAS TECNICAS. **Granulometría de agregados finos para hormigones**. UNIT 82-51, Montevideo, 1951.

IRASSAR, E.F. Sulfate Resistance of Blended Cement: Prediction and Relation with Flexural Strength. **Cement and Concrete Research**, vol.20, 1990, p.209-218

ISAIA, G.C. **Metodologia de avaliação técnica - econômica de concreto de alta resistência com elevados teores de cinzas volantes**. Porto Alegre, 1991. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia, Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

ISAIA, G.C. **Efeito de Misturas Binarias e Ternarias de Pozolanas em Concreto de Elevado Desempenho: Um Estudo de Durabilidade com Vistas a Corrosão de Armaduras**. São Paulo, 1995. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

ISAIA, G.C. Efeito sinérgico de misturas ternárias de cinza volante, cinza de casca de arroz e microssilica na durabilidade do concreto de alto desempenho. In: **International Congress on High Performance Concrete, and Performance and Quality of Concrete Structures**. Anais... Florianópolis, June 1996, p.578-589

ISAIA, G.C. Acao fisica e pozolanica de adicoes minerais sobre a resistencia mecanica do concreto de alto desempenho. A serem apresentado in: **XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural**. Anais... Punta del Este, Noviembre de 2000, 17pp.

JAMES, J.; RAO, M.S. "Reactivity of rice husk ash". **Cement and Concrete Research**, Vol.16, p.296-302, 1986.

JAMES, J.; RAO, M.S. "Characterization of Silica in Rice Husk Ash". **Am. Ceram. Soc. Bull.** , Vol.165, No. 8, p.1177-1180, 1986.

JENNINGS, H.M. Design of high strength cement based materials: Part 2-microstructure, and Part 3-state of the art. **Materials Science and Technology**, v.4, n.4, p.285-300, April 1988

KAGAYA, M., TOKUDA, H., INABA, Y. Roller-compacted concrete incorporating superplasticizer and viscous agent for pavements. In: **High Performance Concrete: Performance and Quality of Concrete Structures**, Gramado, Brazil, 1999, p. 149-160

KAJORNCHAPPUNNGAM, S., STEWARD, D.F. Rice Husk Ash Un Roller Compacted Concrete. **Concrete International**, April 1992, p.38-44

KAPUR, P.C. Tube-in-Basket Rice Husk Burner for Producing Energy and Reactive Rice Husk Ash. In: **ESCAP/RCTT Workshop on Rice Husk Ash Cement**, New Delhi, Proceedings... 1981 (apud MEHTA, 1992)

KAYYALI, O.A. Porosity and Compressive Strength of Cement Paste in Sulphate Solution. **Cement and Concrete Research**, vol.19, p.423-433, 1989.

KECK, R., CASEY, K. A tower of strength. **Concrete International**, v.13, n.3., p.23-25, Mar. 1991.

KHAN, M.H.; MOHAN, K.; TAYLOR, H.F.W. Pastes of Tricalcium Silicate with Rice Husk Ash. **Cement and Concrete Research**, vol. 15, p.89-92, 1985.

KULAKOWSKI, M.P. **Argamassa com adição de microssílica para reparos estruturais: estudo da penetração de cloretos**. Porto Alegre, 1994. 129p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia, Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSEES. **Extension du domaine d'application des reglements de calcul BAEL/BPEL aux betons a 80 Mpa.**, LCPC, Special XIX, Paris, France, 1996, 162p.

LARBI, J.A., BIJEN, J.M. Effect of mineral admixtures on the cement paste-aggregate interface. In: **International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag, and Natural Pozzolans in Concrete**, 4., Istanbul, Turkey, 1992. Proceedings... Detroit: American Concrete Institute, 1992. V.1, P.655-669 (ACI Special Publication, 132)

LEGRAND, A.P. **The surface properties of silicas**. John Wiley & Sons, 1998, 470p.

LESSARD, M. Comment tester les bétons à haute performance. Mémoire M.Sc. A., Université de Sherbrooke, Québec, August 1990.

LE ROY, R. **Deformation instantanees et differees des betons a hautes performances**, Laboratoire Central des Ponts et Chaussees, Paris, France, 1996, 376p.

LINDGARD, J.; SMEPLASS, S. **High Strength Concrete Containing Silica-Fume Impact of Aggregate Type on Compressive Strength and E modulus** - Proceedings Fourth International Conference, Istanbul, Turkey, May 1992, SP 132-57, p.1061-1074

MALE, P. Properties of microsilica concrete. *Concrete*, London, v.23, n.8, p.31-34, Sept.1989.

MALHOTRA, V.M. Superplasticizer: a global review with emphasis on durability and innovative concretes. In: **International Conference on the Use of Superplasticizers and Other Chemical Admixtures in Concrete**, 3., 1989, Ottawa, Canada. Proceedings... Detroit: American Concrete Institute, 1989. p.1-17. (ACI Special Publication, 119)

MALHOTRA, V.M. Fly ash, Slag, Silica Fume, and Husk Ash in Concrete: A review. **Concrete International**, April 1993, p.23-28

MALHOTRA, V.M. Innovative Applications of Superplasticizers in Concrete – A Review, In: **Advances in Concrete Science and Technology**, Proceedings ..., M. Collepardi Symposium, Rome, October 1997, p.271-314.

MALHOTRA, V.M. Making Concrete “Greener” With Fly Ash. **Concrete International**. May 1999, p.61-66

MALHOTRA, V.M., MALANKA, D. Performance of superplasticizers in concrete: laboratory investigation - Part 1. In: **International Symposium on Superplasticizers in Concrete**, 1., 1978, Ottawa, Canada. Papers... Detroit: American Concrete Institute, 1979. p.209-243. (ACI Special Publication, 62)

MALHOTRA, V.M., MEHTA, P.K. **Pozzolanic and Cementitious Materials**. Advances in Concrete Technology, vol. 1, Gordon and Breach Publishers, Canada, 1996.

MALIER, Y., editor. **High performance concrete-from material to structure**. London, E 7 FN Spon, 1992. 542p.

MANMOHAN, D.; MEHTA, P.K. Influence of Pozzolanic, Slag, and Chemical Admixtures on Pore Size Distribution and Permeability of Hardened Cement Pastes. **Cement, Concrete and Aggregates**, vol.3, Summer 1981, pp.63-67.

MASSAZZA, F. Pozzolanic cements. **Cement and concrete composites**, v.15, 1993, p.185-214.

MAYER, L. Hochfester Beton in Hochhausbau. **Beton-und Stahlbetonbau**, v.86, n.11, p.261-265, 1991

MEHTA, P.K. Rice Hull Ash Cement... High-Quality, Acid Resisting. **ACI Journal**, v.72, n.5, May 1975, p.235-236.

MEHTA, P.K., **Siliceous Ashes and Hydraulic Cements Prepared Therefrom**. Belgium Patent 802909, July 1973; U.S. Patent, 4105459, Aug. 1978..

MEHTA, P.K. Properties of Blended Cements made from Rice Husk. **ACI Journal**, vol.71, n.9, 1977, p.440-442

MEHTA, P.K. Mechanism of Sulphate Attack on Portland Cement Concrete - Another Look. **Cement and Concrete Research**, vol.13, 1983, p.401-406.

MEHTA, P.K. Technology Alternatives for the Use of Rice Husks. **Journal of Appropriate Technology**, v.9, n.4, 1983, p.7-9.

MEHTA, P.K. Pozzolanic and cementitious by-products in concrete. Another lool. In: **International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag, and Natural Pozzolans in Concrete**, 3., 1989, Trondheim, Norway. Proceedings... Detroit: American Concrete Institute, 1989. v.2, p.1-44 (ACI Special Publication, 114)

MEHTA, P.K. Mineral Admixtures. **Concrete Admixtures Handbook - Properties, Science and Technology**. Ed. V.S. Ramachandran, Noyes Publications, Nueva Jersey, USA, 1984, p.303-336.

MEHTA, P.K. Durability of concrete - Fifty years of progress? In: **Seminário sobre a Qualidade e Durabilidade das Estruturas de Concreto**. Porto Alegre, 1993. (Anexo aos anais).

MEHTA, P.K. Rice Hush Ash - A unique supplementary cementing material. In: **Advances in Concrete Technology**, Athens, 1992. Proceedings ... Ontario: CANMET, 2a. edição, 1992, p.419-443.

MEHTA, P.K. Mineral Admixtures for concrete - An overview of recent developments. In: **Engineering Foundation Conference**, Durham, NH, 1994. Proceedings ... De. Michael W. Grutzeck and Shondeep L. Sarkar, 1994, p. 243-255

MEHTA, P.K. Highly durable cement products containing siliceous ashes. **United States Patent** Number 5,346,548. Sep.13, 1994 , 15p.

MEHTA, P.K. Advancements in Concrete Technology. **Concrete International**, June 1999, p.69-76

MEHTA, P.K., AITCIN, P.C. Microstructural basis of selection of materials and mix proportions for high strength concrete. In: **International Symposium on Applications on High Strength Concrete**, 2., 1990, Berkeley. Proceedings... Detroit: American Concrete Institute, 1990, p.265-286

MEHTA, P.K., AITCIN, P.C. Principles underlying production of high-performance concrete. **Cement, Concrete and Aggregates**, Philadelphia, v.12, n.2, p.70-78, Winter, 1990

MEHTA, P.K., FOLLIARD, K.J. Rice Husk Ash - A Unique Supplementary Cementing Material: Durability Aspects. In: **Advances in concrete technology**, Second CANMET/ACI International Symposium, Las Vegas, Nevada, USA, 1995. Proceeding... Edit. V.M.Malhotra, ACI SP-154. p.531-541

MEHTA, P.K. , MONTEIRO, P.J.M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. Ed. PINI, 1a. Edição, 1994, São Paulo, Brasil.

MEHTA, P.K., PIRTZ, D. Use of Rice Hull Ash to Reduce Temperature in High-Strength Mass Concrete. **ACI Journal**, vol.75, n.2, February 1978

MEHTA, P.K., PITT, N. A new process of rice husk utilization. In: **International Conference on the Utilization of Rice By-Products**, Valencia, Spain, 1974. Proceedings... Valencia:IATA, 1977, p.45-58.

MEHTA, P.K., POLIVKA, M. Sulfate Resistance of Cement Concretes. In: **Symposium on Durability of Concrete**. Proceedings... American Concrete Institute, Detroit, 1975, p.367-379 (SP 47-17)

MEHTA, P.K., POLIVKA, M. Use of Highly Active Pozzolans for Reducing Expansion in Concrete Containing Reactive aggregate. *Living with Marginal Aggregates*, **ASTM STP 597**, 1976, p.25-36.

MINDESS, s. Relationships between strength and microstructure for cement-based materials: an overview. In: **Symposium on very high strength cement-based materials**, Boston, 1984, Proceedings... Pittsburgh: MRS, 1985. p.53-68

MINISTÉRIO DA AGRICULTURA. Companhia Nacional de Abastecimento (CONAB). Quadro 7: Arroz-comparativo de área, produção e produtividade – safras 1997/1998 e 1998/1999.1999.Disponível na Internet via: <http://www.conab.gov.br/html/abast/safra/avalia-safra/aarroz.htm>

MITCHELL, D., AITCIN, P.C., BICKLEY, J.A. High-Performance Concrete: The Canadian Experience, In: **Structural Engineers World Congress**, San Francisco, 1998. CD-ROM...SEWC'98, Paper Reference T185-2

MOHANTY, T.K. Use of Rice Husk Ash in the Manufacture of Portland Cement. **Cement**, No. 1, v.8, 1974, p.13-15.

MONTEIRO, P.J.M. **Microstructure of concrete and its influence on the mechanical properties**. Berkeley, California, 1985. 153p. Tese (Doutorado)-University of California, Berkeley

MONTEIRO, P.J.M. **Caracterização da microestrutura do concreto: fases e interfaces; aspectos de durabilidade e de microfissuração**. São Paulo, 1993. 138p. Tese (Livre Docência) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

MONTGOMERY, D.C. **Design and analysis of experiments**. New York: John Wiley and Sons, 1986.

MORAES, M.F. **Algumas propriedades mecânicas do concreto com microssilica**. São Paulo, 1990. 161p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

MORENO, J. 225W. Wacker Driver-the state-of-the-art of high strength concrete in Chicago. *Concrete International*, v.12, n.1, p.35-39, Jan. 1990

MORENO, J. Hormigón de altas prestaciones en los edificios altos de Chicago. In: **1er Symposium Nacional de Hormigón de Altas Prestaciones**, Madrid, Espanha, Feb. 1998. Anales... E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid. p. 17-26.

NAGATAKY, S. Present State of Superplasticizers in Japan. **Fifth CANMET/ACI International Conference on Superplasticizers and Other Chemical Admixtures in Concrete**, SP-173, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1998.

NANNI, L.F.; RIBEIRO, J.L. **Planejamento e Avaliação de Experimentos**, 2a. ed., C.P.G.E.C., U.F.R.G.S., Porto Alegre, 1992. 213p.(Caderno Técnico 30).

NAWY, E.G. **Fundamentals of High Strength High Performance Concrete**. Longman Group Limited, 1996, 340p. London, U.K.

NEVILLE, A.M. Concrete in the year 2000. In: MALHOTRA, V.M.(ed) **Advances in Concrete Technology**. Ottawa, 1992, p.21-78

NEVILLE, A.M. **Propriedades do concreto**, edit. PINI, 2a. edição, 1997, 828p.

NEVILLE, A.M.; AITCIN, P.C. High performance concrete - An overview. **Materials and Structures**, vol.31, p.111-117, Mars 1998.

NIELSEN, U., SANDBERG, P., FOLLIARD, K. Influence of Mineral Admixtures on the Transition Zone in Concrete. In: **RILEM International Conference on Interfaces in Cementitious Composites**. Toulouse, 1992. Proceedings... London, E&FN SPON, 1993, p.65-70 (Proceedings 18)

NIELSEN, A.U.; AITCIN, P.C. Static Modulus of Elasticity of High-Strength Concrete from Pulse Velocity Tests. **Cement, Concrete and Aggregates**, volm.14, n.1, Summer 1992, p.64-66

NORWEGIAN STANDARD NS 3473. **Concrete Structures, Design Rules**, 1989.

OLIVARES, M., OSTERET, J.L., MARIN, C.G. Algunas consideraciones sobre el uso de hormigones de altas prestaciones en la construcción arquitectónica. In: **1er Symposium Nacional de Hormigón de Altas Prestaciones**, Madrid, Espanha, Feb. 1998. Anales... E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid. p. 225-240.

OLIVEIRA, M.O.F., GAMA, J.L.C.N., AGUADO, A. Influencias de variabilidad de las características de las microsilices brasileiras en las resistencias a tracción y compresión del hormigón de altas prestaciones. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 25, Porto Alegre, 1991. **Anais...** Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, 1991. v.4, p.117-128

ONG, C.K., BREMNER, T.W., HOLM, T.A., BOYD, S.R. Performance of fiber reinforced lightweight and normal-weight concrete in simulated marine environment. In: **High Performance Concrete: Performance and Quality of Concrete Structures**, Gramado, Brazil, 1999, p. 309-326

PAGE, K.M. Pumping high strength concrete on world's tallest concrete building. **Concrete International**, v.12, n.1, p.26-28, Jan. 1990

PAULTRE, P., MITCHELL, D. Comparison of different code provisions for high-strength concrete. In: Structural Engineers World Congress, San Francisco, 1998. CD-ROM...SEWC'98, Paper Reference T182-5

PAZ, M.A.da S. **Caracterização dos agregados graúdos da grande Florianópolis e sua utilização em concretos de alta resistencia**. Florianópolis, 1998, 146p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia, Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina

PRAKASH, B. Ashmoh as a Rural Industry - Potential and Problems. In: **ESCAP/RCTT Workshop on Rice Husk Ash Cement**, Peshawar, Pakistan, 1979, p.158-161.

PETERMAN, M.B., CARRASSQUILLO, R.L. **Production of high-strength concrete**. Austin: University of Texas, 1986. 278p.

PITT, N. **Process for preparation of siliceous ashes**. U.S. Patent 3959007. May 1976

PLISKIN, L. High performance concrete – engineering properties and code aspects. In: MALIER YL (editor). **High performance concrete- from material to structure**. London, E & FN Spon, 1992. p. 186-195.

PRIETTO, P.D.M.; XAVIER, A.C.O.; NUNEZ, W.P.; SILVEIRA, A.A. Estudo da Influencia da Adição de Cinza da Casca de Arroz na Perda da Resistência com a Demora na Compactação em um Solo Estabilizado com Cimento Portland. In: **30a. Reunião Anual de Pavimentação**. Salvador, Bahia, 1996.

PRUDENCIO, J.R., SANTOS, S. Influencia do grau de moagem na pozolanicidade da cinza da casca de arroz. In: **Reciclagem e Reutilização de Resíduos como materiais de construção**, Workshop. USP - São Paulo, SP, Nov. 1996, p.53-62.

RAMACHANDRAN, V.S.; BEAUDOIN, J.J.; SHIHUA, Z. Control of slump loss in superplasticized concrete. **Materials and Structures**, RILEM, n.22, p.107-111, 1989.

RAMIRES, M.V.V. **Estudo da influencia da cura na resistência a compressão em concretos de alta resistência**. Porto Alegre, 1993. 92p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola de Engenharia, Curso de pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

RILEM TECHNICAL REPORTS Final Report: Siliceous by-products for use in concrete. **Materials and Structures**, vol. 21, No.121, p.69-80, 1988.

RODRIGUEZ, G., DAL MOLIN, D.C.C. Estudio sobre la influencia de la incorporación de ceniza de cascara de arroz en la resistencia a compresión del hormigón a diferentes edades. In: **1st International Congress of Concrete Technology**, Buenos Aires, Argentina, Jun.1998, p. 365- 378.

RODRIGUEZ, G., DAL MOLIN, D.C.C. Study of influence of rice-husk ash on compressive strength of concrete at different ages. In: **High Performance Concrete: Performance and Quality of Concrete Structures**, Gramado, Brazil, 1999, p. 213-230

RONNEBERG, H., SANDVIK, M. High strength concrete for North Sea platforms. **Concrete International**, v.12, n.1, p.29-34, Jan. 1990

ROSSI, P.; WU, X.; LE MAOU, F.; BELLOC, A.. Effect d'échelle sur le comportement du béton en traction. **Bulletin Liaison Laboratoires des Ponts et Chaussées**, 182, Nov.-Dec. 1992, p.11-20.

SALAS, J., GOMES, G., VERAS, J. Hormigones con ceniza de cascara de arroz (R.H.A.): Influencia del curado y del agua de amasado. **Informes de la Construcción**, IETCC, Madrid, vol.38, No. 385, 1986, p. 31-41.

SALAS, J., CASTILLO, P., ISABEL, M.I., VERAS, J. Empleo de ceniza de cáscara de arroz como adiciones en morteros. **Informes de la Construcción**, IETCC, Madrid, vol.36, No. 203, 1986, p. 21-39.

SALDIVAR, H., GETTU, R., ZERVINO, R., ROSSI, R. Efectos de la incorporación de fibras metálicas en hormigones de alta resistencia. In: **1er Symposium Nacional de Hormigón de Altas Prestaciones**, Madrid, España, Feb. 1998. Anales... E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid. p. 65-74.

SANTAMARIA, F.S. Las puzolanas y el ahorro energético en los materiales de construcción. **Materiales de Construcción**, n.190-191, 1983, p.69-84

SANTOS, S. **Etudo da viabilidade de utilização de cinza de casca de arroz residual em argamassas e concretos**. Florianopolis, 1997, 133p. Dissertação (Mestrado)-Escola de Engenharia, Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

SANTOS, S., PRUDENCIO Jr., L.R., GAVA, G.P. Comparison between demand of superplasticizer admixture and strength development of high-performance concrete using silica fume and residual rice-husk ash. In: **High Performance Concrete: Performance and Quality of Concrete Structures**, Gramado, Brazil, 1999, p. 655-670

SHAH, S.P. A summary. In: **Workshop on High Strength Concrete**, Chicago, 1979. Proceedings... Chicago: National Science Foundation, 1979. p.1-7.

SHEENAN, T. High strength concrete - a review of U.S. expertise. **Concrete**, v.25, n.7, p.35-37, Nov./Dec. 1991

SHEHATA, A.E.M., VENTORINI, L.A., SHEHATA, L.C.D. Bond influence on rotation capacity of high-strength and normal strength concrete beams. In: **High Performance**

Concrete: Performance and Quality of Concrete Structures, Gramado, Brazil, 1999, p. 231-252.

SILVA FILHO, L.C.P.da. **Durabilidade do concreto a ação de sulfatos: análise do efeito da permeabilidade de água e da adição de microssilica**. Dissertação (Mestrado). Curso de pós-graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1994

SILVEIRA, A., DAL MOLIN, D. Adição de microssilica e cinza de casca de arroz com vistas à durabilidade de concretos. In: XII Reunião Técnica Dra. Haydee V. Amandola. Proceedings... Asociacion Argentina de Tecnologia del Hormigon, Argentina, 1995, p.221-228

SILVEIRA, A.A. **A utilização de cinza de casca de arroz com vistas a durabilidade de concretos: estudo do ataque por sulfatos**. Porto Alegre, 1996, 139p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia, Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

SILVEIRA, A.A., RODRIGUEZ, G.P., MOURA, W.A. **Resistência à compressão de concretos contendo varias adições minerais**. Porto Alegre, 1997, 39p. Seminário de Doutorado- Escola de Engenharia, Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

SPONHOLZ, Y. **Avaliação do desempenho de aditivos redutores de água em concreto de alto desempenho**. Florianópolis, 1998. 180p . Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia, Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

STANDARDS ASSOCIATION OF NEW ZEALAND **Concrete Design Standard**, NZS 3101, Part 1 and **Commentary on the Concrete Design Standard**, NZS 3101:1995, pART 2, Wellington, New Zealand

STROEVEN, P., SABUNI, E.I. RHA-Cement as a replacement for portland cement in rural tanzanian villages. **Appropriate Concrete Technology**. E& FN Spon, Edited by R.K. Dhir and M.J. Mc Carthy, p. 315-327, London, 1996

SUGITA, S., SHOYA, M., TOKUDA, H. Evaluation of pozzolanic activity of rice husk ash. In: **International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in**

Concrete, 4th, Istanbul, 1992. Proceedings... Detroit: American Concrete, 1993, 2v., v.1, p.495-512 (SP-132)

SUGITA, S., YU, Q., SHOYA, M., TSUKINAGA, Y., ISOJIMA, Y. The resistance of Rice Husk Ash Concrete to Carbonation, Acid Attack and Chloride Ion Penetration. In: **HIGH PERFORMANCE CONCRETE: Design and Materials and Recent Advances in Concrete Technology**, Proceedings... Third CANMET/ACI. ACI International Conference, Kuala Lumpur, Malaysia, 1997. Edit.. V.M. Malhotra. ACI SP-172, p.29-35

SUSTERSIC, J., KOLENC, M., ZAJC, A., RICEK, F., POGORELCNIK, M.Z. High-performance fiber reinforced concrete for mine roadway support panels. In: **High Performance Concrete: Performance and Quality of Concrete Structures**, Gramado, Brazil, 1999, p. 101-110.

TAYLOR, H.F.W. La química de los cementos. Bilbao: Urmo, 1978. v.1

TORALLES CARBONARI, B.M. **Estudio paramétrico de variables y componentes relativos a la dosificación y producción de hormigones de altas prestaciones.** (Tesis Doctoral). Escola Técnica superior D'Enginyers de Camins, Canals I Ports. Universitat Politècnica de Catalunya, 1996, 174p., Barcelona, España.

VALOIS, J.G.C. Estudo e controle tecnológico do concreto de alta resistência. In: **Reunião Anual do IBRACON**, 36, 1994, Porto Alegre. Anais... São Paulo: IBRACON, 1994. p.1071-1083

VALOIS, J.G.C. O uso do concreto de alta resistência - Comentários sobre produção e comportamento no estado fresco. In: **Reunião Anual do IBRACON**, 36, 1994, Porto Alegre. Anais... São Paulo: IBRACON, 1994. p.567-580

VAGHETTI, M.A.O. Efeitos da cinza volante com cinza de casca de arroz ou sílica ativa sobre a carbonatação do concreto de cimento Portland. Santa Maria, 1999, 113p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia, Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria, R.S., Brasil.

VIEIRA, F.M.P. **Estudo do comportamento da aderência das barras de aço no concreto de alta resistência com adição de microssílica.** Porto Alegre, 1994. 107p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia, Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

WEBB, J. High-strength concrete: economics, design and ductility. **Concrete International**, v.15, n.1, p.27-32. Jan 1993

WOLF, J. **Estudo sobre a durabilidade de concretos de alta resistência com adições de microssílica**. Porto Alegre, 1991. 145p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia, Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

YAMAMOTO, Y., KOBAYASHI, S. Effect of temperature on the properties of superplasticized concrete. **Journal of the American Concrete Institute**, v.83, p.80-87, Jan./Feb. 1986

YAMAMOTO, Y., LAKHO, S.M. Production and Utilization of Active Rice Husk Ash As A Substitute for Cement. **Proceedings of Japan Soc. of Civil Engineers**, n.322, June 1982, p.157-166

ZHANG, M.H., MALHOTRA, V.M. Characteristics of a thermally activated alumino-silicate pozzolanic material and its use in concrete. **Cement and Concrete Research**, v.25, n.8, p.1713-1725, 1995

ZHANG, M.H., MALHOTRA, V.M. High-performance concrete incorporating rice husk ash as a supplementary cementing material. **ACI Materials Journal**, November-December, p.629-636, 1996

ZHANG, M.H., LASTRA, R., MALHOTRA, V.M. Rice-husk ash paste and concrete: some aspects of hydration and the microstructure of the interfacial zone between the aggregate and paste. **Cement and Concrete Research**, vol. 26, n.6, p.963-977, 1996.

ZHOU, F.P.; LYDON, F.D.; BARR, B.I.G Effect of Coarse Aggregate on Elastic Modulus and Compressive Strength of High Performance Concrete. **Cement and Concrete Research**, vol.25, n.1, p.177-196, 1995.