

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**INFLUÊNCIA DA MICROFISSURAÇÃO CAUSADA POR
CARREGAMENTO PRECOCE NAS PROPRIEDADES
MECÂNICAS DE CONCRETOS PRODUZIDOS COM
DIFERENTES TIPOS DE CIMENTO**

Geilma Lima Vieira

Porto Alegre

2008

GEILMA LIMA VIEIRA

**INFLUÊNCIA DA MICROFISSURAÇÃO CAUSADA POR
CARREGAMENTO PRECOCE NAS PROPRIEDADES
MECÂNICAS DE CONCRETOS PRODUZIDOS COM
DIFERENTES TIPOS DE CIMENTO**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia.
Orientação: Prof.^a Dr.^a. Denise Carpena Coitinho Dal Molin

Porto Alegre
2008

V658i Vieira, Geilma Lima

Influência da microfissuração causada por carregamento precoce nas propriedades mecânicas de concretos produzidos com diferentes tipos de cimento / Geilma Lima Vieira. – 2008.

Tese (doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS, 2008.

Orientação: Prof^ª. Dr^ª. Denise Carpena Coitinho Dal Molin

1. Concreto – Ensaios. 2. Concreto – Propriedades. 3. Resistência à compressão. I. Dal Molin, Denise Carpena Coitinho, orient. II. Título.

CDU-691.32(043)

GEILMA LIMA VIEIRA

**INFLUÊNCIA DA MICROFISSURAÇÃO CAUSADA POR
CARREGAMENTO PRECOCE NAS PROPRIEDADES
MECÂNICAS DE CONCRETOS PRODUZIDOS COM
DIFERENTES TIPOS DE CIMENTO**

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA, Área de Construção, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 27 de junho de 2008

Prof^a Denise Carpena Coitinho Dal Molin
Dra. Pela Universidade de São Paulo
orientadora

Prof. Fernando Schnaid
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Hélio Adão Greven (ULBRA)
Dr. pela Universidade de Hannover, Alemanha

Prof. Dr. Cláudio de Souza Kazmierczak (UNISINOS)
Dr. Pela Universidade de São Paulo

Prof. Ph.D. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho (UFRGS)
Ph.D. pela Universidade de Leeds, Inglaterra

Dedico este trabalho a aos meus pais Geraldo e Valda,
com amor.

Também à Denise, Lucília e Simone por todas as
contribuições e amizade.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus por ter me iluminado em todos os momentos, por ser meu refúgio nas horas difíceis, que me conduziu, me fortaleceu e por todas as bênçãos concedidas.

À professora Denise Dal Molin, pela pessoa que é: amiga, sensível, bondosa, generosa, inteligente, otimista. Pela orientação séria e competente, por resolver todos os problemas e fazer com que eles pareçam simples, embora não sejam. Por tratar todos igualmente, por ter aceitado me orientar, por ter me ajudado em muitos momentos difíceis. Jamais poderei expressar toda minha gratidão e admiração.

À Lucilia e à Simone, minhas companheiras de pesquisa, minhas amigas. Juntas, compartilhamos as angústias e alegrias deste trabalho. Obrigada pelo apoio e amizade em todos os momentos. A caminhada foi difícil, mas a vitória é recompensadora. Minha conquista divido com vocês. Obrigada por tudo!

Aos professores do NORIE, no qual tenho orgulho de ter participado. Aos professores Ângela, Ana Luiza, Beatriz, Bonin, Formoso, Isatto, Sattler. Obrigada pelo conhecimento adquirido.

Aos amigos de turma e colegas do NORIE, Alexandre Vargas, Aline, Ana Paula, Ângela Azevedo, Antonio Eduardo, Bernardo, Cris Pauletti, Cris Moura, Cristiano, Daniel, Dayana, Diana, Elaine, Edna, Fábio, Fabrício, Francieli, Helenize, Letícia, Lisiane, Luciana, Luiz Carlos, Márcia, Maria Tereza, Marlova, Patrícia, Paulo Jorge, Paulo Salvador, Paulo Sérgio, Ricardo, Rodrigo Lameiras, Sandro, Simone Gusson. Obrigada pela amizade, pelas horas de debate científico e por todos os momentos de descontração.

Ao Éderson e Airton por terem me ajudado nos ensaios de laboratório, pela dedicação, eficiência e amizade.

Aos bolsistas do NORIE, em especial ao Bruno e ao Felipe por terem me ajudado nos ensaios de laboratório e que contribuíram na realização deste trabalho.

Aos amigos e professores do LEME, em especial ao Fontes e também ao professor Luiz Carlos por ter me direcionado para os estudos de mecânica do dano e da fratura, por ter me alertado beneficentemente sobre a multidisciplinaridade da Engenharia e pelo carinho. Obrigada por tudo.

Aos professores e funcionários do PPGEC, especialmente à Rita e Liliani por terem contribuído de alguma forma para que este trabalho pudesse ser realizado.

À Engenhosul Obras Ltda., que me proporcionou experiência profissional. Em especial ao Eng. Aquiles, Eng. Marco Périco e a todo grupo no qual tive a satisfação de trabalhar: Daniel Périco, Estaniara, Henrique, Isis, Miriam, Simone e a todos que fazem parte da empresa.

Às minhas queridas amigas, Carla, Mara e Raquel, que a pós-graduação me proporcionou conhecer. À Lisandra, Guguinha, Fernanda Costa, Tereza. Sem vocês a caminhada teria sido bem mais difícil. Juntos compartilhamos os mesmos sentimentos de saudade de casa, do nordeste, da família. Também à Paula, Pedro e Ingrid pela amizade.

Aos professores da Universidade Federal de Alagoas, em especial ao professor Flávio Barboza e Roberaldo Souza que acreditaram no meu potencial e torceram por mim.

À CAPES e ao CNPq, pela concessão da bolsa de estudo, sem a qual esse trabalho não poderia ser realizado.

Aos meus pais, pelo amor, carinho e compreensão incondicionais. Em especial a minha mãe, por ter estado sempre presente, apesar da distância geográfica, com suas orações, por ter influenciado decisivamente na formação do meu caráter e por me apoiar em todas as escolhas. Agradeço também a minha tia Rita, pela dedicação, educação e amor de mãe. Obrigada por tudo.

Aos meus irmãos, pelo respeito, carinho, admiração, por torcerem por mim, me incentivarem. Ao meu amado sobrinho Pedro por me proporcionar tanta alegria com sua chegada, o que me deu motivação extra para continuar.

Ao Cristiano Castilhos, pelo incentivo, amor, carinho, por me fazer acreditar que tudo é possível, que todos os sonhos podem se tornar realidade, por ter me conhecido e por todas as outras coisas.

Agradeço a todas as pessoas que direta ou indiretamente contribuíram para a realização deste trabalho.

SUMÁRIO

	LISTA DE TABELA	
	LISTA DE FIGURAS	
	RESUMO	
	ABSTRACT	
1	INTRODUÇÃO	19
1.1	HIPÓTESE	25
1.2	OBJETIVOS	25
1.3	ESTRUTURA DA TESE	26
1.4	LIMITAÇÕES DA PESQUISA	27
2	REVISÃO DA LITERATURA	28
2.1	AÇÕES DE CONSTRUÇÕES EM ESTRUTURAS DE CONCRETO	27
2.2	CONCRETO: ESTRUTURA E PROPRIEDADES	39
2.2.1	Matriz e zona de transição entre a pasta e o agregado graúdo	40
2.2.1.1	Influência da zona de transição nas propriedades do concreto	44
2.3	COMPORTAMENTO MECÂNICO DO CONCRETO SOB AÇÃO DE CARREGAMENTO E MECANISMO DE FORMAÇÃO DE FISSURAS	45
2.3.1	Mecânica da fratura do concreto e mecânica do dano contínuo	51
2.3.2	Comportamento do concreto submetido a carregamento e mecanismo de formação de microfissuras	57
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL	65
3.1	PLANEJAMENTO DOS ENSAIOS	65
3.1.1	Projeto estatístico utilizado	66
3.1.2	Estrutura do projeto experimental	67
3.2	ENSAIOS REALIZADOS	73
3.2.1	Resistência à compressão axial	73
3.2.2	Resistência à tração por compressão diametral	74
3.2.3	Módulo de elasticidade	76
3.2.4	Ensaio não destrutivo	77
3.2.4.1	Ensaio de propagação de onda ultra-sônica	77
3.2.4.2	Ensaio de microscopia eletrônica de varredura (MEV)	78
3.3	SELEÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	79
3.3.1	Cimento	79
3.3.2	Agregados	79

3.4	DOSAGEM EXPERIMENTAL	81
3.4.1	Ajuste do teor ideal de argamassa	81
3.4.2	Traços auxiliares	81
3.4.3	Definição dos traços utilizados na produção dos concretos	82
3.5	PRODUÇÃO DOS CONCRETOS	83
3.5.1	Mistura dos materiais	83
3.5.2	Moldagem, adensamento e cura dos corpos-de-prova	84
3.5.3	Procedimento de pré-carregamento nos corpos-de-prova	85
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES PRELIMINARES	87
4.1	DEFINIÇÃO DO TAMANHO DA MATRIZ EXPERIMENTAL	87
4.1.1	Matriz experimental 1 (relação água/cimento = 0,70)	88
4.1.2	Matriz experimental 2 (relação água/cimento = 0,35)	91
4.1.3	Matriz experimental 3 (relação água/cimento = 0,50)	92
4.2	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL	95
4.2.1	Efeito isolado da relação água/cimento sobre a resistência à compressão do concreto	97
4.2.2	Efeito isolado da idade sobre a resistência à compressão do concreto	98
4.2.3	Efeito da interação entre o percentual de carregamento e relação água/cimento sobre a resistência à compressão do concreto	99
4.2.4	Efeito da interação entre a idade de carregamento e relação água/cimento sobre a resistência à compressão do concreto	104
4.2.5	Efeito da interação entre idade de carregamento e do percentual de pré-carregamento na resistência à compressão do concreto	107
4.3	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO	110
4.3.1	Efeito isolado da relação água/cimento sobre a resistência à tração	111
4.3.2	Efeito isolado da idade sobre a resistência à tração do concreto	112
4.3.3	Efeito isolado da idade de carregamento sobre a resistência à tração	113
4.3.4	Efeito isolado do percentual de carregamento sobre a resistência à tração	115
4.3.5	Efeito da interação entre carregamento x relação a/c sobre a resistência à tração	116
4.3.6	Efeito da interação idade x carregamento sobre a resistência à tração	119
4.4	MÓDULO DE ELASTICIDADE	120
4.4.1	Efeito isolado da relação água/cimento sobre o módulo de elasticidade do concreto	122
4.4.2	Efeito isolado da idade sobre o módulo de elasticidade do concreto	123
4.4.3	Efeito isolado do percentual de pré-carregamento sobre o módulo de elasticidade do concreto	124

4.4.4	Efeito da interação entre a idade de ensaio e a idade de carregamento sobre o módulo de elasticidade do concreto	125
4.4.5	Efeito da interação entre a idade de carregamento e o percentual de pré-carregamento sobre o módulo de elasticidade do concreto	129
4.5	COMPARAÇÃO ENTRE OS CONCRETOS SUBMETIDOS À CURA ÚMIDA E À CURA AMBIENTE	132
4.5.1	Efeito da cura na resistência à compressão dos concretos	132
4.5.2	Efeito da cura na resistência à tração por compressão diametral dos concretos	136
4.5.3	Efeito da cura no módulo de elasticidade dos concretos	140
4.6	ENSAIO DE PROPAGAÇÃO DE ONDA ULTRA-SÔNICA	145
4.6.1	Correlação entre o módulo de elasticidade e a velocidade de propagação de onda ultra-sônica	148
5	ANÁLISE DA MICROESTRUTURA DO CONCRETO SUBMETIDO A CARREGAMENTO DE COMPRESSÃO	152
5.1	ANÁLISE EM MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA ATRAVÉS DE ELÉTRONS SECUNDÁRIOS	154
5.1.1	Análise em MEV para o cimento CPV ARI	154
5.1.2	Análise em MEV para o cimento CPIV RS	163
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	167
6.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	173
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	175
	ANEXOS	180

LISTA DE TABELAS

Tabela 1:	matriz experimental 1: variáveis de resposta analisadas, quantidade de corpos-de-prova submetidos ao pré-carregamento e quantidade de corpos-de-prova ensaiados após o pré-carregamento.....	67
Tabela 2:	matriz experimental 2: variáveis de resposta analisadas, quantidade de corpos-de-prova submetidos ao pré-carregamento e quantidade de corpos-de-prova ensaiados após o pré-carregamento.....	69
Tabela 3:	matriz experimental 3: variáveis de resposta analisadas, quantidade de corpos-de-prova submetidos ao pré-carregamento e quantidade de corpos-de-prova ensaiados após o pré-carregamento.	70
Tabela 5:	caracterização física dos agregados miúdos	78
Tabela 6:	caracterização física dos agregados graúdos	78
Tabela 7:	divisão dos traços em função da matriz experimental, e número de corpos-de-prova por traço	81
Tabela 8:	valores dos abatimentos, dos traços unitários, temperatura e umidade dos concretos produzidos	82
Tabela 9:	desvio padrão máximo e coeficiente de variação máximo admissíveis no controle do processo de produção e ensaio de concreto	86
Tabela 10:	resumo da regressão linear para as variáveis de resposta analisadas, com coeficiente de confiança $\alpha = 0,05$, para a matriz experimental 1	87
Tabela 11:	estatística descritiva dos resultados obtidos para as variáveis de resposta da matriz experimental 1, com nível de confiança de 95%	88
Tabela 12:	resumo da regressão linear para as variáveis de resposta analisadas, com coeficiente de confiança $\alpha = 0,05$, para a matriz experimental 2	89
Tabela 13:	estatística descritiva dos resultados obtidos para as variáveis de resposta da matriz experimental 2, com nível de confiança de 95%	90
Tabela 14:	resumo da regressão linear para as variáveis de resposta analisadas, com coeficiente de confiança $\alpha = 0,05$, para a matriz experimental 3	91
Tabela 15:	estatística descritiva dos resultados obtidos para as variáveis de resposta da matriz experimental 3, com nível de confiança de 95%	92
Tabela 16:	modelos matemáticos desenvolvidos para análise da resistência à compressão para cada tipo de cimento	94
Tabela 17:	modelos matemáticos desenvolvidos para análise da resistência à tração para cada tipo de cimento	108
Tabela 18:	modelos matemáticos desenvolvidos para análise do módulo de elasticidade para cada tipo de cimento	119

Tabela 19: resultados dos ensaios de resistência à compressão com seus respectivos métodos de cura	131
Tabela 20: análise de variância dos cimentos CPV ARI e CPIV RS, enfocando os diferentes tipos de cura para resistência à compressão.....	131
Tabela 21: resultados dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral com seus respectivos métodos de cura	134
Tabela 22: análise de variância dos cimentos CPV ARI e CPIV RS, enfocando os diferentes tipos de cura para resistência à tração.....	135
Tabela 23: resultados dos ensaios de módulo de elasticidade com seus respectivos métodos de cura	138
Tabela 24: análise de variância dos cimentos CPV ARI e CPIV RS, enfocando os diferentes tipos de cura para o módulo de elasticidade.	138

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: modelo esquemático de um ciclo de concretagem, escoramento, retirada de escoramento e execução de alvenaria de uma construção (a partir de PRADO, 1999).	27
Figura 2: posição inadequada do reescoramento (ACI Committee 347, 1994, citado por FREITAS, 2004).	31
Figura 3: esquema de superposição de ação de construção atuantes em estruturas recém concretadas (PRADO e CORRÊA, 2002).	33
Figura 4: exemplos do mau uso do reescoramento. (a) escoramento no meio do vão da laje (TECHNE, 2005). (b) fissura devida à formação de um momento fletor negativo por conta de um reescoramento mal executado. (c) fissura, ainda não tratada, decorrente do momento negativo.	35
Figura 5: configuração de puncionamento de lajes. Panorama da fissuração.	36
Figura 6: macroestrutura do concreto (MEHTA e MONTEIRO, 2008).	37
Figura 7: representação esquemática da zona de transição entre a pasta de cimento e o agregado (MONTEIRO, 1985).	39
Figura 8: representação esquemática do caminho de propagação de fissuras na zona de transição (MONTEIRO, 1985).	40
Figura 9: (a) zona de transição pasta/agregado de um concreto convencional típico. (b) zona de transição pasta/agregado de um concreto de alta resistência (MONTEIRO, 1993, apud DAL MOLIN, 1995).	41
Figura 10: evolução da fissuração na interface entre a pasta e o agregado para concreto sob compressão uniaxial (MEHTA E MONTEIRO, 1994)	42
Figura 11: diagrama momento-curvatura de um elemento fletido (BOTELHO e MARCHETTI, 2002).	44
Figura 12: fissuração em elemento fletido de concreto armado. (a) configuração hipotética. (b) fissuração em elemento pós-carregamento. (c) detalhe da fissuração no elemento após o carregamento (fotos: SALVADOR, 2007).	45
Figura 13: definição de (a) micro, (b) meso e (c) macro nível para o concreto (KANG e BITTENCOURT, 1999).	46
Figura 14: modos de sollicitação e formação de fissura (BOTTA, 1998)	48
Figura 15: direção da fissuração (linha pontilhada) do concreto submetido a carregamento de tração e compressão (BOTTA, 1998).	49
Figura 16: modelo de fraturamento apresentado por Inglis – furo elíptico em uma placa solicitada por tensões constantes (BARBIRATO, 1999).	51
Figura 17: mecânica do dano e mecânica da fratura (BOTTA, 1998).	55
Figura 18: defeitos sob partículas de agregado	56
Figura 19: comportamento de isotropia transversal em tração uniaxial	57

Figura 20: danificação sob solicitação de compressão com início na zona de transição (a partir de PITUBA, 2003).....	57
Figura 21: modos de ruptura do concreto submetido a carregamento de compressão (a) plano de cisalhamento a 45°. (b) ruptura em forma de cone (ELAQRA et al., 2007).....	59
Figura 22: critério de orientação de solicitações do concreto sob compressão.	60
Figura 23: elemento infinitesimal de concreto: configuração de dano causado por carregamento de compressão. (a) iniciação do dano. (b) propagação das fissuras.....	60
Figura 24: representação esquemática da formação do microplano. (a) vetores ortogonais. (b) superfície de contato do microplano (MATTEI et al., 2007).	61
Figura 25: execução do ensaio de tração por compressão diametral	74
Figura 26: execução do ensaio de módulo de elasticidade com a utilização dos LVDTs	75
Figura 27: diagrama de dosagem dos concretos produzidos.....	80
Figura 28: aplicação do pré-carregamento nos concretos	84
Figura 29: efeito isolado da relação água/cimento sobre a resistência à compressão dos concretos.....	95
Figura 30: resistência à compressão em função do efeito isolado da idade.....	96
Figura 31: efeito da interação entre o percentual de carregamento e relação água/cimento sobre a resistência à compressão. (a) CPII Z. (b) CPIV RS. (c) CPV ARI. (d) CPV ARI RS.	97
Figura 32: efeito da interação entre o percentual de carregamento e a relação água/cimento sobre a resistência à compressão. (a) relação a/c=0,35. (b) relação a/c=0,50. (c) relação a/c=0,70.....	98
Figura 33: efeito da interação entre idade de carregamento e relação água/cimento sobre a resistência à compressão do concreto. (a) CPIIZ. (b) CPIV RS. (c) CPV ARI. (d) CPV ARI RS.	102
Figura 34: efeito da interação idade x relação a/c sobre a resistência à compressão do concreto. (a) relação a/c=0,35. (b) relação a/c=0,50. (c) relação a/c=0,70	103
Figura 35: influência do tipo de cimento para diversas relações água/cimento (EVANGELISTA, 2002).....	105
Figura 36: efeito da interação entre o percentual de pré-carregamento e idade de carregamento sobre a resistência à compressão do concreto. (a) CPII Z. (b) CPIV RS. (c) CPV ARI. (d) CPV ARI RS.....	106
Figura 37: efeito da interação entre o percentual de pré-carregamento e idade de pré-carregamento sobre a resistência à compressão. (a) 1 dia. (b) 3 dias. (c) 7 dias de pré-carregamento.	107
Figura 38: efeito isolado da relação água/cimento sobre a resistência à tração do concreto	109

Figura 39: efeito isolado da idade sobre a resistência à tração dos concretos	111
Figura 40: efeito isolado da idade de carregamento sobre a resistência à tração por compressão diametral.	112
Figura 41: efeito isolado do percentual de carregamento sobre a resistência à tração por compressão diametral	113
Figura 42: efeito da interação entre o percentual de carregamento e a relação água/cimento sobre a resistência à tração por compressão diametral. (a) relação $a/c = 0,35$. (b) relação $a/c = 0,50$. (c) relação $a/c = 0,70$	115
Figura 43: efeito da interação entre o percentual de pré-carregamento e relação água/cimento sobre a resistência à tração do concreto. (a) CPII Z. (b) CPIV RS. (c) CPV ARI. (d) CPV ARI RS.....	116
Figura 44: influência da interação entre o percentual de carregamento e a idade de carregamento sobre a resistência à tração dos concretos. (a) idade de carregamento de 1 dia. (b) 3 dias. (c) 7 dias.....	117
Figura 45: efeito isolado da relação água/cimento sobre o módulo de elasticidade dos concretos.....	120
Figura 46: efeito isolado da idade sobre o módulo de elasticidade	121
Figura 47: efeito isolado do percentual de pré-carregamento sobre o módulo de elasticidade.....	122
Figura 48: efeito da interação entre a idade de ensaio e idade de pré-carregamento sobre o módulo de elasticidade do concreto. (a) 1 dia. (b) 3 dias. (c) 7 dias.	124
Figura 49: ganho do módulo de elasticidade em função da idade de pré-carregamento aos 28 dias, para os diferentes tipos de cimento.....	125
Figura 50: módulo de elasticidade em função da interação entre a idade de carregamento e o percentual de pré-carregamento. (a) idade de carregamento de 1 dia. (b) 3 dias. (c) 7 dias	128
Figura 51: comparação dos resultados de resistência à compressão dos concretos submetidos à cura úmida e cura ambiente, aos 28 dias. (a) cimento CPV ARI. (b) cimento CPIV RS.....	132
Figura 52: efeito isolado do tipo de cura utilizado para o cimento CPIV RS.....	133
Figura 53: influência do percentual de pré-carregamento sobre a resistência à compressão do concreto com CPV ARI.....	134
Figura 54: comparação dos resultados de resistência à tração por compressão diametral dos concretos submetidos à cura úmida e cura ambiente, aos 28 dias. (a) cimento CPV ARI, $a/c=0,35$. (b) cimento CPV ARI, $a/c=0,50$. (c) cimento CPV ARI, $a/c=0,70$. (d) cimento CPIV RS.....	136
Figura 55: tendência de comportamento da resistência à tração do concreto em função dos percentuais de pré-carregamento com CPV ARI.....	137
Figura 56: comparação dos resultados de módulo de elasticidade dos concretos submetidos à cura úmida e cura ambiente, aos 28 dias. (a) cimento CPV ARI, $a/c=0,35$. (b) cimento CPV ARI, $a/c=0,50$. (c) cimento CPV ARI, $a/c=0,70$. (d) cimento CPIV RS.....	140

Figura 57: influência do percentual de pré-carregamento sobre o módulo de elasticidade do concreto. (a) CPV ARI. (b) CPIV RS.....	142
Figura 58: velocidade de onda ultra-sônica em função do pré-carregamento, antes e depois do carregamento, em concretos com e sem ambiente de cura úmida e relação $a/c = 0,50$. (a) idade de 7 dias. (b) idade de 28 dias.....	143
Figura 59: velocidade de onda ultra-sônica em função do pré-carregamento, antes e depois do carregamento, em concretos com e sem ambiente de cura úmida e relação $a/c = 0,70$. (a) idade de 7 dias. (b) idade de 28 dias.....	145
Figura 60: correlação entre o módulo de elasticidade e a velocidade de onda ultra-sônica em concretos, aos 28 dias. (a) com ambiente de cura úmida. (b) sem ambiente de cura.....	148
Figura 61: interface agregado-matriz ampliada em 30 vezes.....	153
Figura 62: vista geral da interface pasta-agregado dos concretos de referência ampliada em 110 vezes	154
Figura 63: vista geral da interface agregado-pasta ampliada em 150 vezes.	155
Figura 65: microfissuras na matriz decorrentes da aplicação de 50% de pré-carregamento. Imagens ampliadas em 110 vezes.....	156
Figura 66: vista geral da não continuidade de uma microfissura que passa. (a) microfissura na pasta. (b) microfissura ar aprisionado, funcionando como concentrador de tensões.....	156
Figura 67: presença de vazios entre os produtos de hidratação na pasta de cimento. Possíveis origens de formação de microfissuras (a) vazios com ampliação de 350 vezes. (b) vazios com ampliação de 1000 vezes	157
Figura 68: recuperação de microfissuras nos concretos que receberam pré-carregamento.....	158
Figura 69: detalhe da região de recuperação de microfissuras. (a) ampliação de 1500 vezes. (b) detalhe da região destacada, ampliada 5000 vezes	160
Figura 70: microfissura formada pelo pré-carregamento. (a) ampliada em 1000 vezes. (b) ampliada em 5000 vezes	160
Figura 71: vista geral de microfissuras na pasta de cimento hidratada. (a) com cura úmida. (b) com cura ambiente	161
Figura 72: comparação entre as micrografias dos concretos para diferentes métodos de cura. (a) concreto de referência com cura ambiente. (b) concreto de referência com cura úmida. (c) concreto com 50% de pré-carregamento com cura ambiente. (d) concreto com 50% de pré-carregamento com cura úmida.	162
Figura 73: micrografias ampliadas em 350 vezes. Verificação de microfissuras em diferentes amostras de concreto com CPIV RS e 50% de pré-carregamento.....	164

RESUMO

VIEIRA, G. L. **Influência da microfissuração causada por carregamento precoce nas propriedades mecânicas de concretos produzidos com diferentes tipos de cimento.** 2008. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2008.

No Brasil, o processo construtivo como um todo está modificado, assim como o cálculo estrutural e as técnicas gerenciais de construção. Algumas empresas que visam competitividade no mercado buscam soluções para aumentar a velocidade de suas obras, como redução do tempo de execução da estrutura, redução do período de escoramento e antecipação das alvenarias. A retirada antecipada do escoramento submete a estrutura de concreto a um carregamento precoce, sem que haja tempo de ocorrerem todas as reações de hidratação do cimento, podendo desencadear um processo de microfissuração. Dessa forma, o presente estudo avaliou o comportamento das propriedades mecânicas de concretos produzidos com quatro diferentes tipos de cimento (CPV ARI, CPV ARI RS, CPIV RS, CPII Z), quando submetidos a um carregamento precoce de compressão. Foram avaliados resultados de resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral, módulo de elasticidade, velocidade de onda ultra-sônica, condições de cura e ensaios de microscopia eletrônica de varredura. Procurou-se analisar o efeito de diferentes níveis de resistências com a produção de concretos com relações água/cimento de 0,35, 0,50 e 0,70, quando submetidos a um carregamento precoce em diferentes idades (1, 3 e 7 dias) e diferentes percentuais de carregamento (0%, 25%, 50% e 75%). Aos 28 dias foram ensaiados em suas propriedades especificadas. Os resultados mostraram que à medida que aumenta a idade de carregamento, as propriedades mecânicas são melhoradas para todos os cimentos. Por outro lado, quando se aplica os percentuais de pré-carregamento a resistência à compressão tende a aumentar, principalmente para o cimento CPV ARI. A análise de microscopia possibilitou a visualização de microfissuras causadas pelo pré-carregamento, assim como a recuperação das mesmas. Em relação aos outros cimentos foi observada uma queda nos valores de resistência à tração e no módulo de elasticidade.

Palavras-chave: microfissuração; concreto; tipo de cimento; propriedades mecânicas.

ABSTRACT

VIEIRA, G. L. **Influência da microfissuração causada por carregamento precoce nas propriedades mecânicas de concretos produzidos com diferentes tipos de cimento.** 2008. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2008.

The influence of microcracking caused by premature load in concretes mechanical properties produced with different cements types

In Brazil the building process as a role is modified, as well as structural design and building management techniques. The companies that aim competitiveness in the market are in search of solutions to increase the speed of their constructions, like reduction of structure execution time, reduction of support time and anticipated masonry execution. The anticipated remove of support submits the concrete structure to a premature load, carrying damage in cement hydration reaction, can unleash microcracking process. In this way, the present study evaluated the mechanical properties behavior of concretes produced with four different cements types (CPV ARI, CPV ARI RS, CPIV RS, CP IIZ), when submitted to premature compression load. The analysis included evaluation of the results of compressive strength, split tensile strength, modulus of elasticity, ultrasonic pulse velocity, cure conditions and scanning electron microscopic. The effect from different strengths levels with 0.35, 0.50 and 0.70 water/cement ratio, when submitted to a premature load in different ages (1, 3 and 7 days) and different percents of load (0%, 25%, 50% and 75% from rupture load) were analyzed. At The concrete with the age of 28 days was submitted to tests in order to specify its properties. The results showed that the mechanical properties of all cements improve as the age of load increases. In the other hand, when the preload area applied, the compressive strength tends to increase, mainly to CPV ARI cement. The microscopy analysis makes possibly the visualization of microcracking caused by preload, as well the recovering themselves. In the other cements were observed a small decrease in tensile strength and modulus of elasticity values.

Keywords: microcracking; concrete; cement type; mechanical properties

1 INTRODUÇÃO

A indústria da construção civil desempenha um papel de grande importância no desenvolvimento econômico e social do país. O setor tem contribuído com cerca de 14% do PIB nacional, considerando toda a cadeia produtiva relacionada ao macrossetor da construção, e participado com uma parcela de mais de 60% da formação bruta de capital fixo no país¹. Ao longo de algumas décadas tem-se observado uma série de alterações no setor, tais como a racionalização de algumas etapas do processo produtivo e a evolução do parque produtor de materiais de construção, como na produção de cimentos, por exemplo.

O processo de racionalização e industrialização da construção trouxe profundas alterações na forma de construir edificações no Brasil. O processo construtivo está modificado, assim como o cálculo estrutural e as técnicas gerenciais. Houve uma evolução da resistência do concreto, as estruturas e tipologias são mais arrojadas e as alvenarias mais precisas. Por conta disso, têm surgido novos fenômenos, antes não observados nas construções e ainda pouco conhecidos pelos profissionais. Paredes de vedação estão se rompendo, fissuras nas alvenarias são visíveis e problemas nos revestimentos são cada vez mais frequentes e têm preocupado construtoras de todo país (TÉCHNE, 2005).

Fissuras e trincas em alvenaria originam-se devido ao mecanismo inerente que os materiais possuem de aliviar tensões que lhe são impostas. Fissuras de origem externa decorrem, em geral, da incompatibilidade entre estruturas de concreto armado e alvenarias de vedação. Esta incompatibilidade tem sido notadamente por movimentos diferenciais entre os elementos de concreto armado e as paredes. A inadequação da seqüência e velocidade de execução e a ausência de um projeto que considere corretamente a interação entre esses subsistemas na definição de materiais, detalhes de projeto, técnicas executivas podem ser apontados como aspectos fundamentais nesta questão.

Entre as hipóteses assumidas e muitas vezes não verificadas que influenciam diretamente a deformação da estrutura, estão: o módulo de elasticidade considerado no dimensionamento e não obtido em obra, aumento da fluência e retração devido à velocidade de execução e carregamento e diminuição da rigidez devido à microfissuração em trabalho.

Muitas empresas construtoras, para garantir competitividade no mercado, buscaram soluções capazes de aumentar a velocidade de suas obras, tais como a redução do tempo de execução da estrutura, do período de escoramento e antecipação do início das alvenarias. A retirada antecipada do escoramento submete a estrutura a carregamento precoce, sem que haja tempo suficiente para ocorrerem todas as reações de hidratação do cimento, podendo desencadear um processo de microfissuração no concreto. Como consequência, as deformações instantâneas e lentas tendem a aumentar, podendo intensificar a incidência de manifestações patológicas nas edificações (MEDEIROS, 2005).

No entanto, o fenômeno observado não é resultado do uso indevido de um material, de um subsistema ou de uma técnica específica empregada. As manifestações patológicas são decorrentes de deformações lentas excessivas das estruturas. A principal causa dessas deformações é o comportamento do *concreto* nessas estruturas. Os materiais empregados para fabricação do concreto, a cura e a análise das propriedades do concreto devem ser cuidadosamente estudados e podem reduzir o potencial de deformação.

França (2005) aponta alguns fatores críticos que influenciam nas deformações de estruturas de concreto, entre elas, a macroestrutura do concreto, os ciclos de execução e reescoramento. Uma solução eficaz, segundo o autor, é retardar o primeiro carregamento do concreto, ou seja, definir um cronograma de construção de modo a permitir que sejam asseguradas as resistências mecânicas do concreto (compressão e tração), além de definir um bom projeto de reescoramento.

Ainda segundo França (2005) é importante que sejam tomadas medidas em relação aos procedimentos de execução do concreto nas diversas etapas, principalmente em relação à cura, para permitir que sua resistência potencial à tração seja atingida e para diminuir possíveis efeitos de retração e fluência.

De acordo com Freitas (2004), uma estrutura de concreto armado é normalmente projetada para resistir apenas às ações atuantes finais, correspondentes à fase de ocupação e considerando-se a resistência do concreto aos 28 dias. No entanto, segundo o autor, durante a etapa construtiva, a composição das ações a qual a estrutura está submetida é bem diferente daquela inicialmente prevista. Durante a construção do edifício por métodos convencionais, um pavimento recém concretado é temporariamente suportado por outros pavimentos,

¹ Fonte: www.sinduscon-rs.com.br/documentos

previamente executados, que por sua vez estão suportados por escoras e reescoras, até que o mesmo adquira resistência suficiente para absorver as cargas que nele incidem.

A distribuição das ações de construções entre os pavimentos interligados pelo sistema de escoramento depende de vários fatores. A cada nova etapa construtiva realizada, uma nova parcela de ação é absorvida pelo conjunto de lajes, vigas e pilares, curados ou parcialmente curados. Dessa forma, ao longo da construção, a estrutura fica submetida a esforços solicitantes que devem ser comparados aos esforços resistentes. Portanto, a estrutura, em alguma etapa da construção ou de ocupação, poderá apresentar razão entre o esforço resistente e solicitante inferior àquela considerada no projeto, podendo causar o aparecimento de fissuras, deformações excessivas, ou até mesmo o colapso parcial ou total da estrutura (FREITAS, 2004). O conhecimento das propriedades do concreto nas primeiras idades, das ações ocorridas durante a construção e das deformações impostas por essas ações são de importância para a minimização desses problemas.

O concreto produzido atualmente difere dos concretos produzidos nos últimos 12 a 15 anos. Houve diferença significativa na dosagem dos concretos estruturais. É possível produzir um concreto que utiliza agregados finos, com consumos bem menores de cimento e com custos reduzidos. O conhecimento do tipo de cimento empregado, assim como o tipo de brita, é fundamental para observar o comportamento do concreto e o seu desempenho no sistema. A seleção dos materiais é o primeiro passo na busca da obtenção de concretos com características desejadas de desempenho (MEDEIROS, 2005; MEHTA e MONTEIRO, 1994)

No que se refere ao estudo das propriedades mecânicas de um concreto que passou por um processo de racionalização e que os métodos de dosagem foram modificados, levar em conta apenas a resistência à compressão já não é mais suficiente para prever o comportamento da estrutura. Torna-se relevante, também, o estudo do módulo de elasticidade e da resistência à tração do concreto.

Quando o concreto apresenta baixo módulo de elasticidade, pode ocorrer uma deformação instantânea excessiva. Nesse caso, o problema pode ser identificado mais facilmente. As deformações no concreto, que freqüentemente levam à fissuração, ocorrem como um resultado da resposta do material à carga externa e ao meio ambiente.

Em relação à resistência à tração, o processo de cura deve ser feito cuidadosamente, pois durante a execução da obra, se o concreto for mal curado a resistência à tração é afetada. Tal

propriedade depende da aderência entre o agregado e a pasta, podendo ocorrer microfissuras que só podem ser vistas microscopicamente. A direção de propagação das fissuras quando o material é tracionado é transversal à direção da tensão. O início e o crescimento de cada nova fissura reduzem a área disponível de suporte da carga, e essa redução causa um aumento de tensões nas extremidades da fissura crítica. Quando o concreto rompe à tração, significa que a ruptura foi causada por algumas fissuras que se unem e não por numerosas fissuras, como é o caso da ruptura por compressão (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

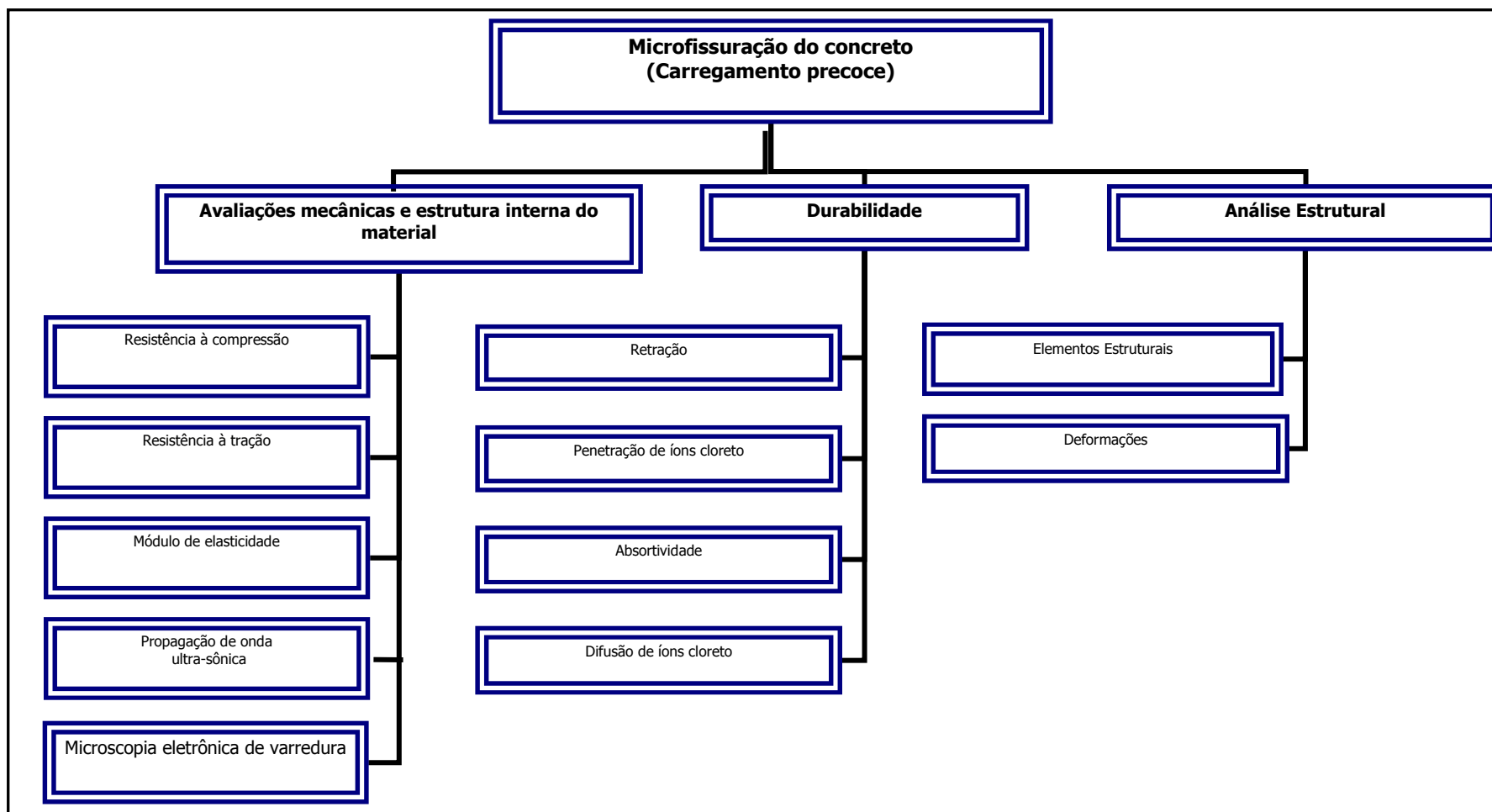
Diante do exposto, pode-se dizer que as deformações excessivas causadas pelo carregamento precoce trazem reflexos negativos não só com relação ao comportamento mecânico da estrutura, pois afeta diretamente a capacidade resistente do concreto, mas também contribui para a redução da sua durabilidade, devido à formação de microfissuras.

Neste sentido, o objetivo desse estudo é avaliar os efeitos do carregamento precoce nas propriedades mecânicas do concreto. Para tanto, utilizou-se quatro níveis de pré-carregamento (0, 25%, 50% e 75%), aplicados aos 1, 3 e 7 dias de idade, em concretos produzidos com diferentes tipos de cimentos, com o objetivo de verificar a influência de suas composições químicas, utilizando-se diferentes relações água/cimento (0,35, 0,50 e 0,70). Os concretos submetidos ao carregamento foram ensaiados em diferentes idades, inclusive aos 28 dias, idade da maioria dos projetos estruturais, buscando-se verificar a influência da microfissuração na resistência à compressão axial, no módulo de elasticidade, na resistência à tração, na velocidade de propagação de onda ultra-sônica e na formação de fissuras dos diferentes tipos de concretos produzidos, para diferentes tipos de cura.

A preocupação de muitos engenheiros projetistas estruturais em resolver o problema das deformações excessivas em estruturas de concreto que vêm ocorrendo nos últimos anos, a prática da desforma precoce de elementos estruturais e o desconhecimento do comportamento do concreto nessas condições proporcionaram o surgimento desse estudo. O Sinduscon de São Paulo tem promovido diversos debates acerca do problema, com questionamentos sobre o porquê desses acontecimentos e enfatiza para a importância do estudo do *material concreto*, seus constituintes e propriedades, para tentar explicar, sob a ótica da tecnologia do concreto, o comportamento do material nessas circunstâncias e minimizar os efeitos danosos da deformação excessiva em estruturas de concreto quando submetidos a carregamento precoce, através da retirada prematura do escoramento.

Este trabalho faz parte de um projeto desenvolvido pelo Núcleo Orientado para Inovação da Edificação (NORIE) no qual estuda o problema do carregamento precoce em concreto sob a ótica não só das propriedades mecânicas, mas também através de trabalhos que enfoca aspectos de retração em corpos de prova de concreto submetidos a um carregamento precoce; aspectos de durabilidade, através do trabalho desenvolvido por Venquiaruto (2006), que aborda o problema da durabilidade do concreto quando submetido a carregamento precoce; e deformações lentas, através do trabalho desenvolvido por Salvador (2007), que analisa a influência do carregamento precoce em deformações de vigas de concreto armado. O quadro 1 apresenta uma configuração esquemática da pesquisa desenvolvida.

Quadro 1: Panorama geral das linhas de pesquisa do carregamento precoce desenvolvidas pelo Núcleo Orientado para Inovação da Edificação (NORIE)



É importante salientar que o enfoque principal deste trabalho está sob o ponto de vista da tecnologia do concreto, sua relação intrínseca com os materiais constituintes, no sentido de que seja entendido o fenômeno de deformações excessivas e a possível formação de fissuras ou microfissuras em concretos produzidos com as técnicas de execução atualmente empregadas.

1.1 HIPÓTESE

A hipótese a ser testada neste trabalho é a de que o carregamento precoce aplicado em concretos nas primeiras idades provoca o aparecimento de microfissuras, diminuindo sua resistência mecânica de tração e compressão, além de propiciar deformações excessivas no concreto.

Para isso foram realizados ensaios, em laboratório, de resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade, velocidade de propagação de onda ultra-sônica e microscopia eletrônica de varredura em concretos com diferentes tipos de cimento e relações água/cimento.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo principal do projeto consiste em verificar a influência da microfissuração causada por carregamento precoce em concretos produzidos com diferentes tipos de cimento, através do estudo de propriedades mecânicas, velocidade de onda ultra-sônica e de microscopia.

Os objetivos específicos são:

- avaliar os reflexos de diferentes níveis de pré-carregamento nas propriedades de resistência à compressão axial, resistência à tração e módulo de elasticidade, ao longo do tempo;
- avaliar os reflexos de diferentes idades de pré-carregamento nas propriedades de resistência à compressão axial, resistência à tração e módulo de elasticidade, ao longo do tempo;

- analisar as diferentes relações água/cimento utilizadas, no estudo das propriedades mecânicas em relação aos percentuais de pré-carregamento e idade de pré-carregamento;
- avaliar a influência dos diferentes tipos de cimento utilizados e análise do pré-carregamento nas propriedades mecânicas dos concretos produzidos;
- avaliar a influência do carregamento precoce na velocidade de propagação de onda ultra-sônica no sentido de verificar a presença de microfissuras;
- avaliar o aparecimento de microfissuras, através de análise de imagens de microscopia eletrônica, causadas pela aplicação do carregamento precoce.

1.3 ESTRUTURA DA TESE

O trabalho está dividido em 7 capítulos, estruturados de forma a permitir uma abordagem geral sobre o tema, com características peculiares para cada assunto, formando uma seqüência lógica de conceitos e formulações que se interligam para compor o problema da microfissuração. Dessa forma, após as considerações iniciais mostradas no capítulo 1, é mostrada no capítulo 2 uma breve revisão bibliográfica dos assuntos pertinentes ao trabalho, como ações de construção não previstas em projetos, comportamento mecânico do concreto sob condições de carregamento e entendimento do processo de formação de microfissuras no concreto.

No capítulo 3 é apresentada a metodologia experimental adotada neste trabalho, enfocando o planejamento estatístico empregado para a definição do tamanho da matriz experimental. Nesse capítulo são mostradas a caracterização física dos materiais empregados e o método de dosagem dos concretos produzidos. Também é apresentada uma sistemática dos ensaios realizados (pré-carregamento, ensaio de compressão axial, tração por compressão diametral, módulo de elasticidade, propagação de ondas ultra-sônicas e microscopia eletrônica de varredura), assim como um referencial normativo para a execução dos ensaios.

O capítulo 4 apresenta os resultados obtidos a partir da implementação do programa experimental adotado. São mostrados a justificativa da determinação do tamanho da matriz

experimental, além dos resultados das modelagens matemáticas realizadas a partir dos resultados obtidos dos ensaios experimentais.

No capítulo 5 é apresentado o resultado das análises de imagens, obtidas através de microscopia eletrônica de varredura, mostrando, qualitativamente, a presença de microfissuras nos concretos produzidos.

O capítulo 6 apresenta as considerações gerais sobre o trabalho propõe sugestões para trabalhos futuros.

O capítulo 7 apresenta a bibliografia utilizada nesta pesquisa.

Por fim, seguem-se os anexos com os resultados dos ensaios mecânicos obtidos e os detalhes estatísticos referentes aos modelos matemáticos obtidos para cada tipo de cimento utilizado e para cada propriedade mecânica estudada.

1.4 LIMITAÇÕES DA PESQUISA

O tema desse trabalho surgiu da interação entre pesquisadores da área de estruturas e tecnologia do concreto diante da preocupação do comportamento mecânico do concreto e seus constituintes, quando submetidos a um carregamento precoce. Diante disso, a metodologia de experimento empregada nessa pesquisa quase não dispõe de trabalhos de natureza semelhante e de bibliografia que possa embasar e corroborar com os resultados obtidos nesta tese. Por esse motivo, a falta de referências que possa servir de parâmetro de comparação constitui-se numa limitação de pesquisa. Outro ponto importante consiste no estabelecimento da metodologia de ensaios desses concretos, que não simulam uma situação real de obra. Pois, nesse caso a carga permanece constante e o estado de tensões é diferente. Neste estudo a aplicação da carga precoce enfatiza a formação de microfissuras e suas conseqüências nas propriedades mecânicas.

2 REVISÃO DA LITERATURA

Neste capítulo serão discutidas questões sobre a importância do processo construtivo numa estrutura de concreto em construção, seu desempenho frente aos tipos de solicitações impostas como escoramentos, escoramentos remanescentes e solicitações durante a construção. Também são discutidos alguns aspectos em relação ao material concreto no que diz respeito a sua estrutura e propriedades, enfocando sua microestrutura com ênfase na formação da zona de transição, natureza da formação das microfissuras e o comportamento mecânico do concreto submetido a solicitações externas.

2.1 AÇÕES DE CONSTRUÇÃO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO

A indústria da construção civil tem importância dentro do contexto econômico de qualquer país. Faz parte de um macrocomplexo que envolve muitos outros setores, como químico, metalúrgico e plástico. O ambiente no qual essa indústria se insere tem apresentado forças que geram a necessidade de adaptação, de formulação de respostas a um ambiente mais competitivo, que exige mais qualidade com custos reduzidos e prazos ainda menores. Ao longo de décadas tem-se observado algumas alterações nos processos construtivos que priorizam a construção desde a etapa de elaboração do projeto até a execução da edificação, propriamente dita. Este é um dos conceitos de racionalização da construção, ou seja, a busca de novos padrões de qualidade e produtividade, com inovações tecnológicas, gerenciais e organizacionais.

Com a implantação da racionalização da construção, o processo construtivo está modificado, e com ele o cálculo estrutural e suas ações gerenciais. No entanto, para manterem-se competitivas no mercado muitas empresas confundem racionalização da construção com velocidade de entrega da obra, sem se preocupar com assuntos de natureza estrutural no qual o desempenho geral da edificação fica submetido. Um exemplo disso é a retirada antecipada do escoramento, submetendo a estrutura a um carregamento precoce, sem que haja tempo para que ocorram as reações químicas necessárias para o processo de hidratação do cimento, desenvolvendo uma série de problemas posteriores.

Na figura 1 pode ser visto um modelo esquemático do ciclo de concretagem, escoramento e retirada do escoramento do processo de execução de uma edificação.

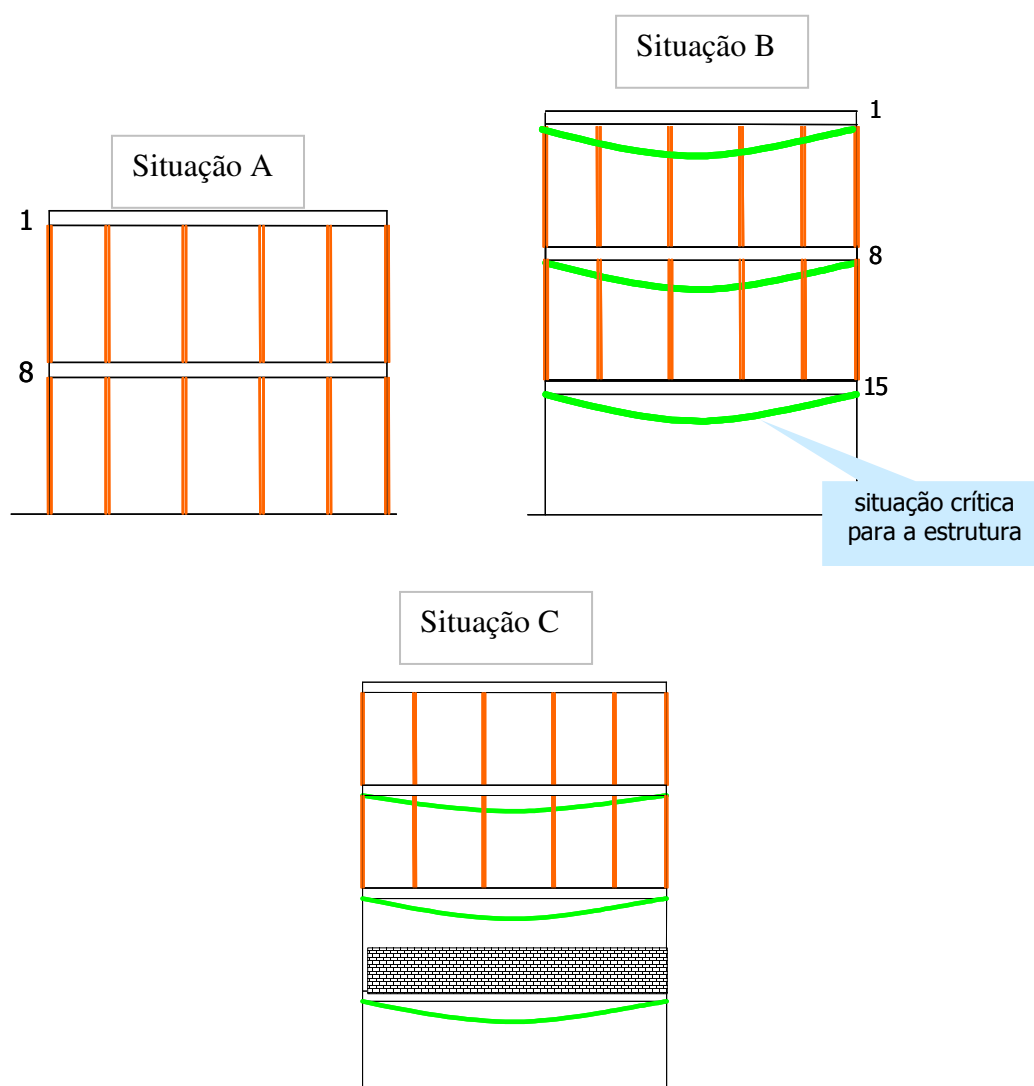


Figura 1: modelo esquemático de um ciclo de concretagem, escoramento, retirada de escoramento e execução de alvenaria de uma construção (a partir de PRADO, 1999).

Pela figura 1, o ciclo de concretagem é de 7 dias e só há dois jogos de escoramento (situação A). Nessa configuração, para os procedimentos de concretagem do terceiro pavimento (situação B) terá que ser deslocado o escoramento. Para essa situação terá que ser retirado o escoramento do primeiro pavimento (situação A) que está apenas com cura de 15 dias e suportará, além do peso próprio, as cargas provenientes dos elementos superiores.

Cada elemento recém concretado é suportado por outro, que por sua vez, ainda não desenvolveu resistência suficiente para suportar as cargas adicionais. Aliado a isso, tem-se a execução antecipada das alvenarias (situação C) que é mais uma etapa construtiva e somatiza possíveis efeitos indesejáveis na estrutura como um todo, pois a cada etapa construtiva realizada nova parcela de ação é absorvida pelos elementos estruturais, curados ou não.

Sem resistência suficiente e escoramento permanente que possa suportar as cargas adicionais, podem ocorrer deformações não previstas em projetos em função desse ciclo de concretagem e disponibilidade insuficiente de escoramento. Tais deformações, não previstas, podem provocar o surgimento de fissuras em função dos esforços prematuros.

Segundo Prado e Corrêa (2002), um edifício em construção compõe um sistema estrutural que muda com o tempo. Nesse caso, o tempo altera as características de resistência e deformabilidade do concreto de forma mais acentuada nas idades iniciais. Além da diminuição do ciclo de construção de pavimentos de concreto, escoras, reescoras, lajes de concreto são muitas vezes solicitadas com carregamentos de construção além daqueles previstos em projeto. Tanto a NBR 6118 (ABNT, 2003) quanto as normas internacionais não definem qualquer procedimento para determinação da distribuição das ações de construção nas estruturas de edifícios de concreto armado com múltiplos pavimentos (FREITAS, 2004).

A NBR 6118 (ABNT, 2003) indica que estruturas de concreto devem atender aos requisitos mínimos de qualidade ligados à capacidade resistente, desempenho em serviço e durabilidade durante as etapas construtivas e ao longo da vida útil da estrutura. A mesma norma recomenda que as verificações das etapas construtivas sejam incluídas no projeto de escoramento, cimbramento e com seus respectivos pesos próprios, além das ações decorrentes de variações das etapas construtivas. Porém, a NBR 6118 não apresenta valores das ações variáveis que devem ser consideradas nas etapas construtivas.

A NBR 14931 (ABNT, 2003) considera alguns aspectos das etapas construtivas no que diz respeito ao escoramento:

- Nenhuma carga deve ser imposta e nenhum escoramento removido de qualquer parte da estrutura enquanto não houver certeza de que os elementos estruturais e o sistema de escoramento têm resistência suficiente para suportar com segurança as ações a que estão sujeitos;

- Nenhuma ação adicional, não prevista nas especificações de projeto ou na programação da execução da estrutura de concreto, deve ser imposta à estrutura ou ao sistema de escoramento que se comprove que o conjunto tem resistência suficiente para suportar com segurança as ações que estará sujeito;
- A análise estrutural e os dados de deformação e resistência de projeto do concreto usados no planejamento para a reestruturação do escoramento devem ser fornecidos pelo responsável pelo projeto estrutural ou pelo responsável da obra.

A NBR 14931 (ABNT, 2003) não estabelece prazos para a retirada de formas e escoramentos, mas indica que estes só podem ser retirados quando houver suficiente resistência do concreto para resistir às ações que atuarem sobre ele e não conduzir a uma configuração de deformações inaceitáveis, em função do baixo módulo de elasticidade do concreto e maior deformação diferida no tempo quando o concreto é solicitado com idades inferiores a 28 dias. A norma recomenda que sejam atendidos os requisitos de monitoramento da gradual evolução da resistência do concreto nas primeiras idades.

Em relação ao processo de concretagem, aspectos relacionados aos efeitos da temperatura podem favorecer ou prejudicar o andamento da operação. Para concretagem em tempo frio (abaixo de 0° C) a hidratação do cimento ocorrerá igualmente, porém a pega e o endurecimento do concreto serão retardados. Se o concreto que ainda não teve início de pega congela, a água de amassamento também congela, ocorrendo aumento do volume do concreto. Por esse motivo não existe água para as reações químicas ocorrerem. Enquanto a temperatura permanecer baixa, o processo de hidratação fica suspenso. Zhang e Zhang (2006) afirmam que em situações de suspensão do processo de hidratação, ao ocorrer o degelo, o concreto deverá ser revibrado sem que haja perdas da resistência. No entanto, em função da dilatação da água de amassamento durante o congelamento, a falta de revibração resultaria em um concreto mais poroso. Para Neville (1997), a revibração após o degelo pode produzir um concreto satisfatório, mas esse procedimento só é recomendável em casos inevitáveis. Se houver congelamento depois que o concreto tenha atingido uma resistência mediana, a expansão devida à formação do gelo causa desagregação e perda irreversível da resistência.

Em temperaturas elevadas ocorre uma maior velocidade de evaporação de água da mistura fresca e a pega do concreto é acelerada. A evaporação rápida pode causar fissuração por retração plástica e fissuração generalizada, e um resfriamento subsequente do concreto endurecido pode dar origem a tensões de tração. A fissuração por retração plástica ocorre, provavelmente, quando a velocidade de evaporação é maior que a velocidade de ascensão da água de exsudação. Além disso, a incorporação de ar em situações de alta temperatura é mais difícil, embora esse problema seja contornado usando-se teores maiores de incorporador. Se o concreto, relativamente frio, se dilata quando lançado em temperatura mais alta, as bolhas de ar se dilatam, reduzindo a resistência (NEVILLE, 1997; ZHANG e ZHANG, 2006; PICHLER, et al., 2007).

Para situações de grandes variações térmicas é conveniente fazer um planejamento detalhado do dia e horário da concretagem, além de uma previsão diária e semanal da variação da temperatura na região. A tomada de decisão sobre qual técnica e quais materiais serão utilizados dependerá da tendência de comportamento da temperatura e da permanência dos índices. Em caso de permanência de dias frios é recomendável o uso de concretos com misturas mais ricas, com relação água/cimento menor, cimentos de alta resistência inicial, assim como cimentos com grande desprendimento de calor, com teores elevados de C_3S e C_3A . Também podem ser utilizados aditivos aceleradores, evitando cloretos em sua composição. Deve-se usar teores de cimentos mais baixos possível, de modo a permitir que o calor de hidratação não venha agravar os efeitos da alta temperatura ambiente. A água de amassamento pode ser resfriada até próximo do ponto de congelamento ou pode ser parcialmente substituída por gelo britado (ZHANG e ZHANG, 2006; NEVILLE, 1997). Neville (1997) aponta para uma provável fissuração caso o concreto, depois de aplicado, não seja protegido do sol e seguido de uma noite fria. A extensão dessa fissuração está diretamente relacionada à variação da temperatura. Nesse caso, é fundamental um procedimento apropriado de cura para evitar conseqüências danosas e propiciar a ausência da secagem nos primeiros dias de vida do concreto, pois a ausência de secagem é igual a cura úmida, que é benéfica do ponto de vista do aumento gradual da temperatura e redução da retração plástica.

Na fase de concretagem, outro aspecto deve ser considerado. Nessa etapa as fôrmas ficam submetidas a um carregamento concentrado, além de uma solitação dinâmica momentânea. Dessa forma, poderá ocorrer, em um determinado ponto do cimbramento, um levantamento das fôrmas e conseqüente desprendimento do topo das escoras, caso elas não estejam bem

fixas na estrutura (FREITAS, 2004). Segundo o ACI COMMITTEE 347 (1994), citado por Freitas (2004), as reescoras apoiadas diretamente na laje e instaladas em pavimentos intermediários não podem se localizar fora do mesmo prumo das escoras dos pavimentos superiores caso a rigidez da laje não seja suficiente para combater a inversão de esforços e o efeito de punção.

Os escoramentos que sustentam um pavimento recém concretado são suportados por pavimentos inferiores que não são projetados considerando o carregamento de construção. O sistema temporário de apoio deve possuir número mínimo de pavimentos escorados e/ou reescorados (figuras 2 e 3) necessário para permitir que o concreto desenvolva resistência suficiente para suportar o carregamento a que está submetido nessas etapas e não ficar submetido a um estado de tensões e deformações além dos previstos em projeto (FREITAS, 2004).

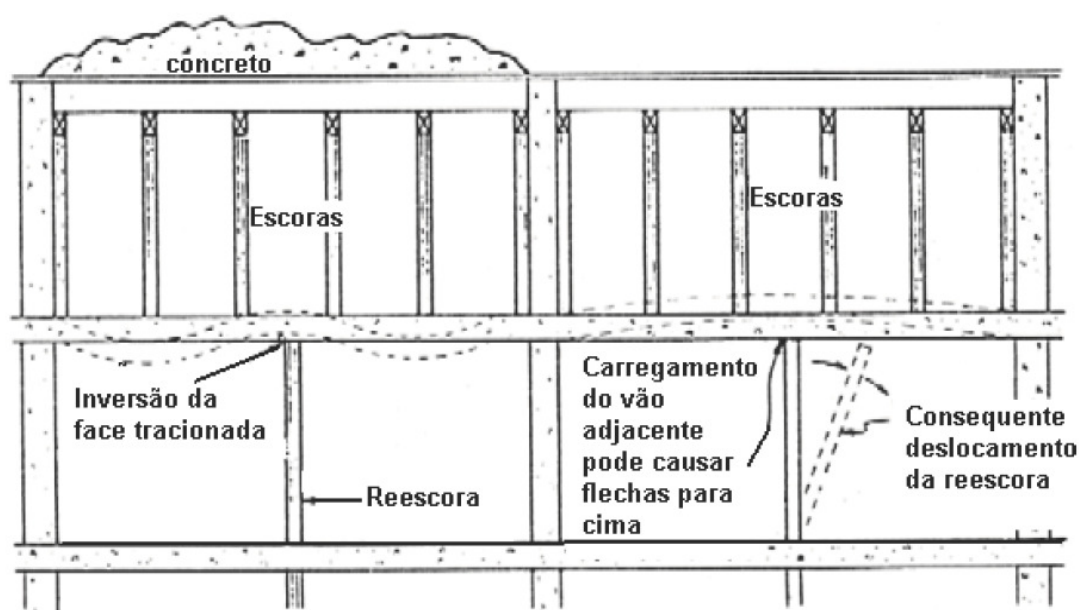


Figura 2: posição inadequada do reescoramento (ACI Committee 347, 1994, citado por FREITAS, 2004)

A configuração imposta na situação da figura 2 revela aspectos comprometedores da etapa de concretagem e também em etapas posteriores, com deformações excessivas e possibilidades de colapso estrutural. Epaarachchi et al. (2002) analisaram a probabilidade de colapso de uma estrutura de concreto armado para a qual foi desenvolvido um modelo probabilístico de colapso durante a fase de construção, em elementos estruturais de laje plana. Foram

analisadas variáveis do tipo escoramento/reescoramento, ciclo de construção, concretagem, cura do concreto, variabilidade dos carregamentos acidentais, peso próprio, entre outras. Foi verificado que trabalhos de concretagem, cura mal realizada, adensamento mal executado são tão importantes quanto diminuir o ciclo de construção ou reduzir o número de pavimentos escorados inadequadamente. Estas condições aumentam o risco de colapso estrutural.

Chen et al. (1993) apontam para a importância do cumprimento aos prazos de escoramento e reescoramento e monitoramento do processo de hidratação do concreto. Os autores afirmam que grande parte dos acidentes estruturais causados por colapsos da estrutura, logo após a retirada do escoramento, era decorrente da incompleta hidratação dos compostos do cimento e de procedimentos inadequados de cura.

Chen et al. (1993) também desenvolveram estudos sobre a possibilidade de colapso estrutural em lajes planas de concreto armado através de modelos matemáticos. Segundo os autores, a probabilidade de colapso é definida por meio de modelos que levam em conta variáveis presentes nas etapas construtivas, entre elas, a resistência à compressão do concreto, ciclo de construção e espaçamento entre escoras. O efeito da resistência é o mais significativo para garantir a segurança de um edifício, com a menor probabilidade de colapso. Nos resultados obtidos por estes autores, variando-se as distâncias entre escoras de 1,0 a 2,0 metros, a probabilidade de colapso tem uma variação de 2%, enquanto que uma variação na resistência do concreto de 41 MPa para 34 MPa eleva para 20% as chances de um colapso estrutural. Daí a importância da manutenção e cumprimento dos prazos de evolução da resistência das propriedades mecânicas especificadas em projeto.

A figura 3 apresenta um esquema em que a superposição de ações de construção atua sobre estruturas intermediárias já concretadas. Nesse caso, as ações do peso próprio dos pavimentos superiores afetam os pavimentos inferiores.

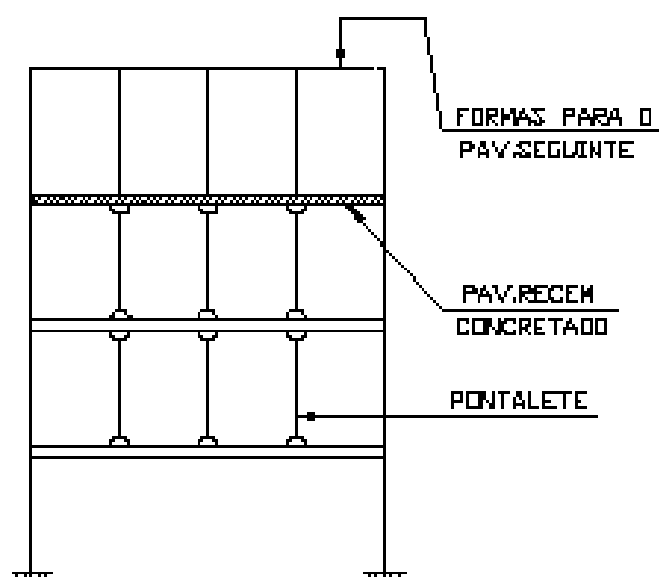


Figura 3: esquema de superposição de ação de construção atuantes em estruturas recém concretadas (PRADO e CORRÊA, 2002).

As análises de estruturas de edifício às vezes são feitas considerando que toda a estrutura já existe quando as ações são impostas. Com isso, obtidos os valores dos esforços solicitantes, através de determinada análise, o dimensionamento das seções é feito no estado limite último, analisando-se a estrutura de uma forma global, impondo-se que o estado limite último seja alcançado, majorando-se as ações e minorando-se as resistências dos materiais envolvidos. Segundo Prado e Corrêa (2002), esta hipótese é válida para as ações horizontais devidas ao vento e para as ações verticais quando a estrutura está completamente construída. Porém, para ações como o peso próprio, que são impostas gradualmente, em diversas etapas da construção, tais análises globais não são muito precisas, devendo-se considerar, convenientemente, a seqüência de construção do edifício.

Não levar em conta ações de construção no projeto de estruturas pode acarretar uma série de problemas que poderiam ser evitados se fossem previstas ações como escoramento, reescoramento e, principalmente, a retirada precoce do sistema de escoramento. Colapsos de estruturas muitas vezes são causados por deficiências na etapa de construção, tendo a maioria das suas causas em ações de construção não previstas ou insuficiente resistência do concreto. Muitas vezes, a urgência de finalização da obra e a falta de um projeto detalhado proporcionam problemas de grande magnitude que poderiam ser evitados se houvesse uma análise mais detalhada que envolvesse um estudo da etapa de retirada do sistema de

escoramento e o conhecimento das características do concreto na etapa de retirada desses escoramentos (FREITAS, 2004).

Para minimizar efeitos em decorrência da retirada precoce do escoramento, algumas construtoras adotam um método paliativo e muitas vezes ineficaz, que é deixar um ou outro elemento de escoramento numa laje ou viga recém concretados. Esse procedimento é chamado de reescoramento, ou escoramento remanescente. Em alguns casos, o escoramento remanescente funciona se houver projeto detalhado e bem dimensionado que possa garantir a eficácia do processo e permita a evolução da hidratação do concreto sem danos. Caso contrário pode ocorrer uma situação estrutural não prevista em projeto e de proporções irreversíveis. Algumas vezes, construtoras adotam o chamado *escoramento remanescente* e colocam uma escora no meio do vão do elemento estrutural (zona de maior momento fletor, no caso de lajes e vigas bi-apoiadas), provocando um esforço contrário e gerando um momento fletor negativo que não estava previsto em projeto e para o qual a estrutura não recebeu a armadura negativa necessária. A consequência disso é o surgimento de fissuras ao longo do meio do vão, provocadas por esse procedimento.

A figura 4 apresenta alguns exemplos do mau uso do reescoramento e as consequências disso, no surgimento de fissuras nos elementos estruturais.



(a)



(b)



Figura 4: exemplos do mau uso do reescoramento. (a) escoramento no meio do vão da laje (TECHNE, 2005). (b) fissura devida à formação de um momento fletor negativo por conta de um reescoramento mal executado. (c) fissura, ainda não tratada, decorrente do momento negativo.

O exemplo da figura 4 mostra as ações gerenciais que são tomadas sem a preocupação do desempenho de natureza estrutural. A figura 4 apresenta um caso em que a velocidade de entrega da obra, aliada à má execução de procedimentos estruturais, foi confundida com o processo de racionalização da construção. Ações de construção não previstas provocaram um comportamento não esperado da estrutura de concreto armado.

Em outros casos o reescoramento pontual em lajes de concreto com pouca idade provoca o efeito *punção*, que gera fissuras em decorrência da ausência de armadura para absorver os esforços. O panorama da fissuração apresenta fissuras predominantemente radiais. O sólido que se forma com uma fissura circunferencial somente ocorre na ruptura da laje, quando o concreto perde todas as suas resistências, inclusive ao cisalhamento, por pulverização do material na região solicitada. A figura 5 apresenta uma configuração de um carregamento que ocasiona punção. Na tentativa de manter a estrutura protegida de ações de flexão o reescoramento sem detalhamento e dimensionamento provoca o estágio de fissuração radial visto na figura 5.

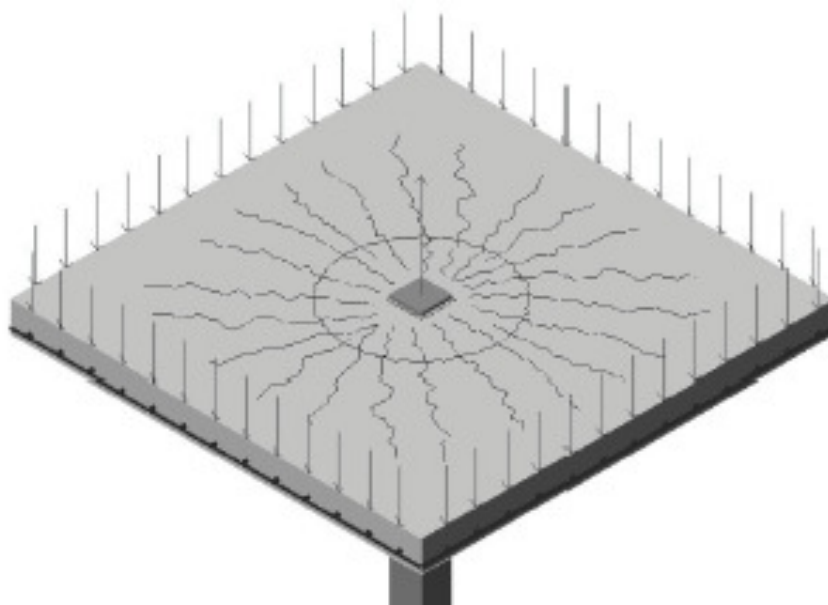


Figura 5: Configuração de punção de lajes. Panorama da fissuração

O surgimento de fissuras decorrentes dessas ações carregou precocemente a estrutura, submetendo-a a esforços não previstos, prejudicando o desempenho da estrutura como um todo. As conseqüências disso serão vistas com o surgimento de fenômenos antes não observados, como deformações excessivas, fissuras nas alvenarias decorrentes dessa deformação e, na pior das situações, o colapso estrutural da edificação. No que se refere a esse aspecto (surgimento de fissuras) no processo de construção, este altera a distribuição das ações entre os pavimentos recém concretados. Para Sbarouns (1984), citado por Prado (1999), a incorporação desse efeito deve reduzir os valores das máximas ações de construção que, se forem obtidos sem a consideração da fissuração, representam um limite superior para os resultados, mascarando a real condição de distribuição das cargas nos pavimentos.

Além da tomada de decisão sobre os corretos procedimentos de cálculo, projeto e execução de estruturas de concreto, o conhecimento da tecnologia dos materiais constituintes do concreto pode ajudar a minimizar tais efeitos. Um aprimoramento das técnicas construtivas e respeito às normas são ferramentas poderosas na solução dos problemas.

O desenvolvimento de novos materiais da construção civil e o conhecimento do desempenho das estruturas em um nível mais aprofundado surge como parâmetros de grande importância

na busca do melhor desempenho das estruturas dentro do processo de racionalização. Avaliação de propriedades como a resistência à compressão, tão somente, torna-se um parâmetro insuficiente no desempenho da estrutura quando submetida a cargas precoces.

Dentro desse contexto, um estudo aprofundado das características e propriedades do concreto, seus materiais constituintes e seu desempenho quando submetido a carregamento precoce torna-se relevante, para a garantia de segurança de uma obra e também após a etapa de construção.

2.2 CONCRETO: ESTRUTURA E PROPRIEDADES

O concreto de cimento Portland é um material poroso, com uma estrutura bastante heterogênea e complexa. É um material composto que consiste essencialmente de um meio contínuo aglomerante, dentro do qual estão mergulhadas partículas de agregados. Macroestruturalmente, o concreto possui dois constituintes principais: a pasta de cimento endurecida e as partículas de agregado. Analisando sua microestrutura, através de um microscópio, observa-se que a pasta de cimento em contato com o agregado possui características diferentes do restante da pasta, podendo ser considerada mais uma fase constituinte do concreto. A figura 6 apresenta a fase macroestrutural do concreto, visualizando a pasta de cimento e o agregado graúdo.

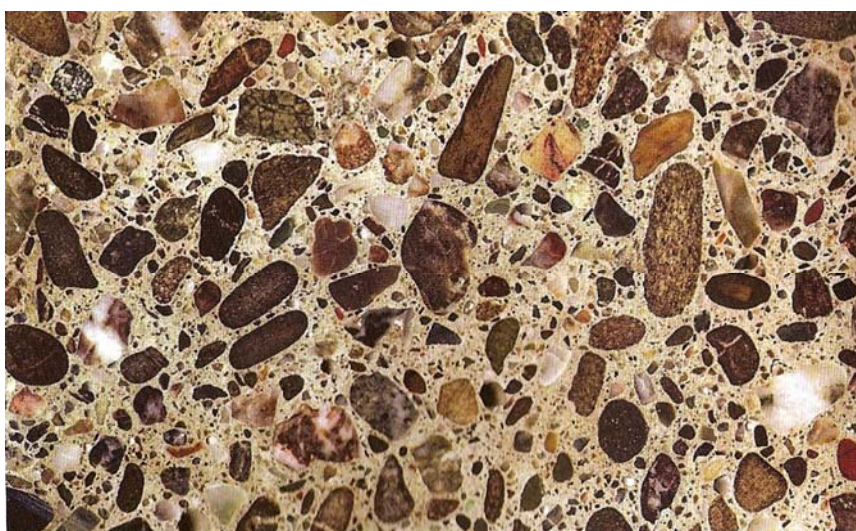


Figura 6: macroestrutura do concreto (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

Na avaliação de uma seção transversal do concreto em nível macroscópico, as duas fases (pasta de cimento e agregado) podem ser facilmente distinguidas. Em nível microscópico, as complexidades começam a surgir. A zona de transição, que representa a região interfacial entre as partículas de agregado graúdo e a pasta, constitui a área mais fraca em relação aos outros dois componentes macroscópicos. É uma camada delgada, com espessura típica de 10 a 50 μm que é função do diâmetro do agregado (MEHTA e MONTEIRO, 1994). No entanto, exerce influência muito maior sobre o comportamento mecânico do concreto do que as demais fases.

Além disso, Mehta e Monteiro (1994) descrevem:

“cada uma das fases do concreto é de natureza multifásica. Toda partícula de agregado pode conter vários minerais, além de microfissuras e vazios. Analogamente, tanto a matriz de pasta como a zona de transição contêm geralmente uma distribuição heterogênea, de diferentes tipos e quantidades de fases sólidas, poros e microfissuras. Não obstante, a estrutura do concreto não permanece estável. Isto porque a pasta e a zona de transição estão sujeitas a modificações com o tempo, umidade ambiente e temperatura.”

2.2.1 Matriz e zona de transição entre a pasta e o agregado graúdo

A matriz, ou seja, a pasta de cimento que envolve os grãos de areia e os do agregado graúdo, é constituída por diferentes tipos de compostos hidratados do cimento. Os mais importantes são os silicatos hidratados, C-S-H, que podem parecer como estruturas fibrosas, o hidróxido de cálcio, $\text{Ca}(\text{OH})_2$, que cristaliza em grandes placas hexagonais superpostas e a etringita, que cristaliza no início da pega na forma de agulhas. A porosidade total da pasta de cimento Portland fica entre 25 e 30% em volume para uma relação água/cimento de 0,5. Esta porosidade é composta por vários tipos de cavidades ou vazios: poros entre os cristais C-S-H, de alguns nanômetros de comprimento, poros capilares entre os compostos hidratados, bolhas e fissuras, com tamanhos variando entre 100 nm e alguns mm (REDA et al., 1999).

Como já exposto anteriormente, a zona de transição é a porção da pasta de cimento em contato com o agregado. Normalmente ela apresenta características diferentes do restante da

pasta. A espessura e as características desta zona variam conforme os componentes da pasta e do agregado.

A zona de transição é caracterizada por ser uma região com maior porosidade e heterogeneidade do que o restante da pasta. Esta porosidade é decorrente da elevação da relação água/cimento na mistura em decorrência do filme de água que se forma em torno do agregado durante a exsudação e sedimentação do concreto. Os maiores espaços permitem a formação de grandes cristais de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ com seu eixo C orientado perpendicularmente ao agregado, o que cria planos preferenciais de ruptura, como pode ser visto na figura 6. Verifica-se também falha na aderência entre a pasta e o agregado, podendo-se relacionar este fato aos grandes cristais formados, com superfície específica menor, o que diminui a força de adesão (forças de Van der Waals) (REDA et al. 1999).

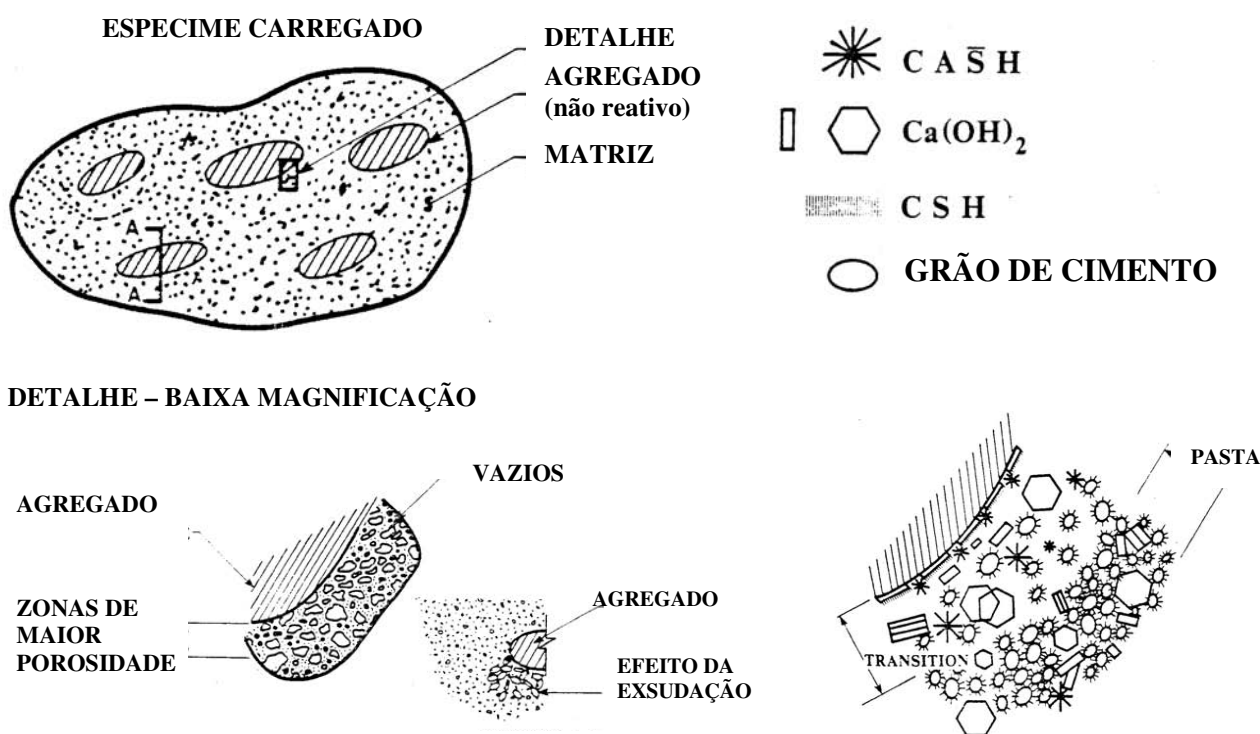


Figura 7: representação esquemática da zona de transição entre a pasta de cimento e o agregado (MONTEIRO, 1985²).

A zona de transição é também considerada o elo fraco do conjunto, estando sujeita à microfissuração muito facilmente, com pequenos acréscimos de carregamento, variações de volume e umidade. A figura 8, extraída de Monteiro (1985), condensa os resultados obtidos

² MONTEIRO, P.J.M. Microstructure of concrete and its influence on the mechanical properties. Berkeley, California, 1985. 153p. Tese (Doutorado) – University of California, Berkeley.

pelo autor e mostra o caminho das microfissuras para diferentes idades do concreto, utilizando ou não agregado reativo.

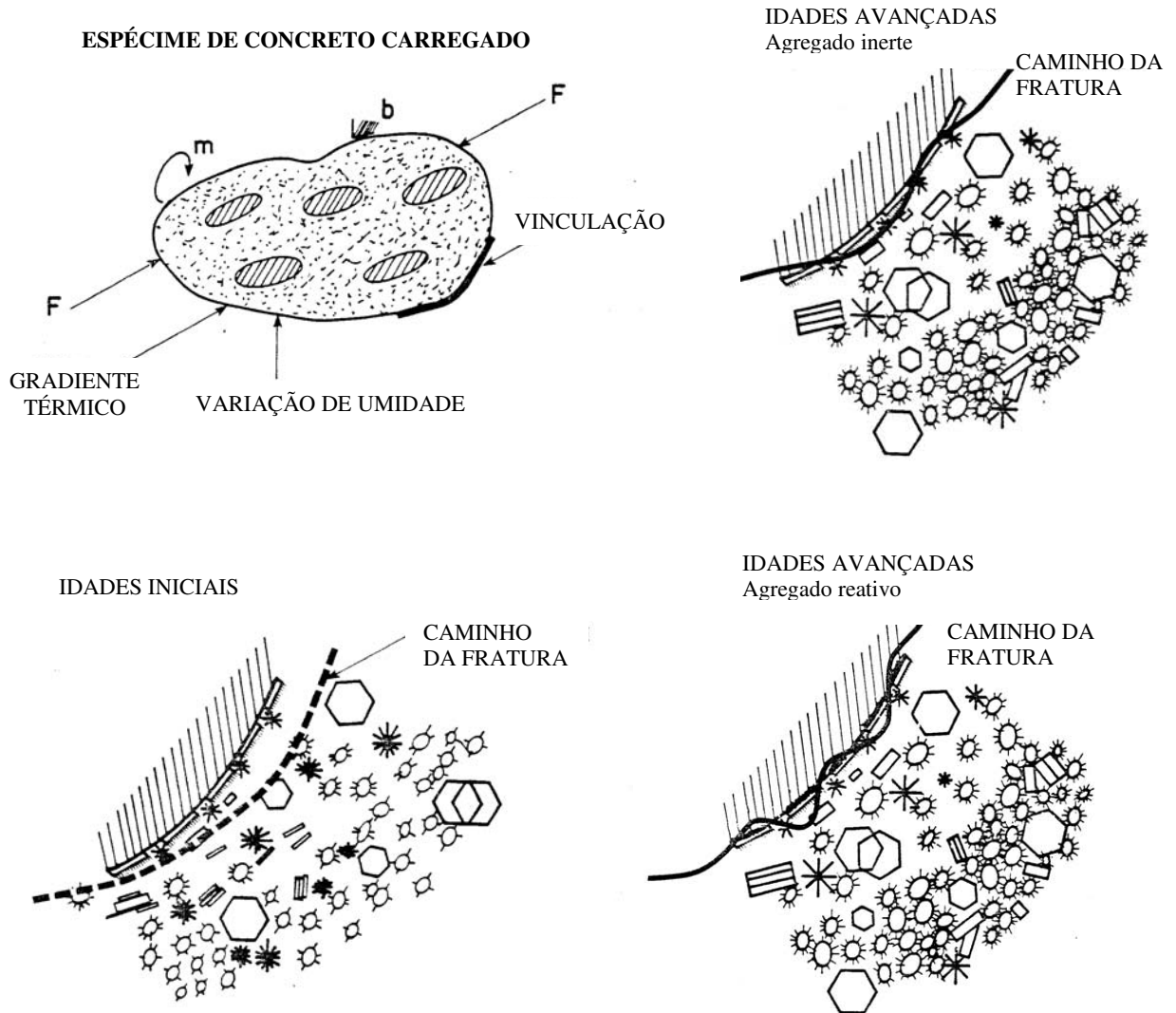


Figura 8: representação esquemática do caminho de propagação de fissuras na zona de transição (MONTEIRO, 1985).

Monteiro (1985) conclui em sua pesquisa que quando o concreto é carregado nas primeiras idades, as microfissuras tendem a se propagar na zona de transição, bastante porosa. Entretanto, com o tempo a zona de transição é preenchida com produtos da hidratação e as fissuras passam a se propagar pelo filme de hidróxido de cálcio depositado sobre o agregado. Quando se utilizam rochas carbonáticas como agregado, a pasta adere fortemente ao agregado através de processos químicos, mostrando-se na figura que o filme de hidróxido de cálcio

pode deixar de ser o elo mais fraco da mistura, fazendo com que as fissuras se propaguem pelo agregado.

A relação água/cimento afeta diretamente a qualidade da zona de transição. Quanto maior a relação água/cimento, mais poroso é o concreto e, conseqüentemente, menos resistente é a ligação entre a pasta de cimento hidratada e o agregado. A resistência da zona de transição, em qualquer ponto, depende do volume e do tamanho dos vazios presentes. Mesmo para concretos nas primeiras idades, o volume e tamanho de vazios na zona de transição são maiores do que na matriz de argamassa (MEHTA e MONTEIRO, 1994). A figura 9 apresenta duas diferentes situações na zona de transição do concreto em relação ao grau de porosidade do material.

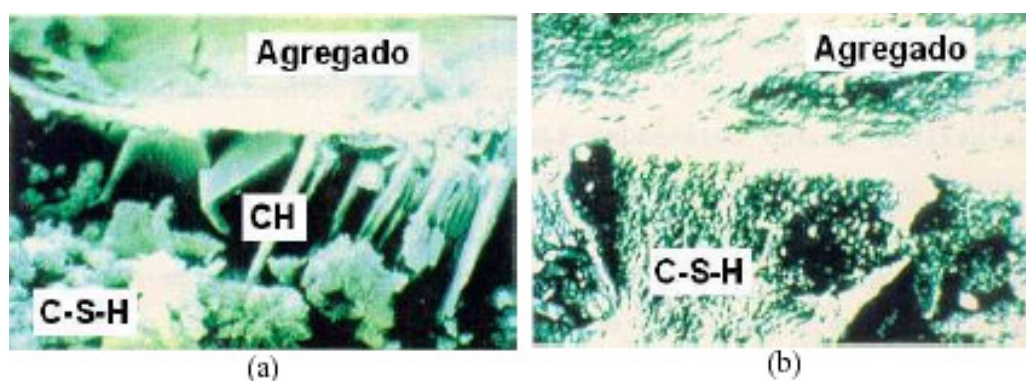


Figura 9: (a) zona de transição pasta/agregado de um concreto convencional típico. (b) zona de transição pasta/agregado de um concreto de alta resistência (MONTEIRO, 1993, apud DAL MOLIN, 1995).

A figura 9 apresenta o comportamento da zona de transição em concretos com diferentes porosidades. No primeiro caso, observa-se o comportamento da zona de transição em concretos convencionais, podendo-se visualizar a presença de cristais de hidróxido de cálcio (CH). No segundo caso, tem-se um concreto de baixa porosidade, com uso de adições pozolânicas, agindo diretamente na zona de transição, removendo o excesso de hidróxido de cálcio da pasta de cimento hidratada, conferindo uma aparência homogênea e amorfa ao concreto, preenchendo inclusive os espaços vazios (DAL MOLIN, 1995).

2.2.1.1 Influência da zona de transição nas propriedades do concreto

No concreto, as tensões de tração induzidas pelas deformações na retração térmica e na secagem são grandes o suficiente para causar microfissuração na zona de transição, mesmo que o concreto não seja submetido a qualquer carga externa. A resistência à ruptura do elemento sob carga é controlada pela propagação e reunião de uma parte do sistema de microfissuras na pasta de cimento hidratada. De uma forma geral, a resistência do concreto aumenta com a idade enquanto as partículas não hidratadas de cimento continuam a formar produtos de hidratação, que tendem a reduzir o tamanho e o volume total de vazios. Genericamente, na faixa de relação água/aglomerante de 0,5 a 0,7, pode-se dizer que a microestrutura da zona de transição impede o concreto de comportar-se como um material composto (AITCIN, 2000; NEVILLE, 1997).

É em função da presença da zona de transição que o concreto rompe a um nível de tensão consideravelmente mais baixo do que a resistência dos dois constituintes principais (agregado e pasta). Conforme comentado anteriormente, mesmo antes da aplicação do carregamento, já existem microfissuras na região da interface, que são geradas durante o processo de endurecimento da pasta e causadas pela exudação, retração por secagem, entre outros. A figura 10 ilustra a evolução da fissuração nessa interface, sob condições de carregamento.

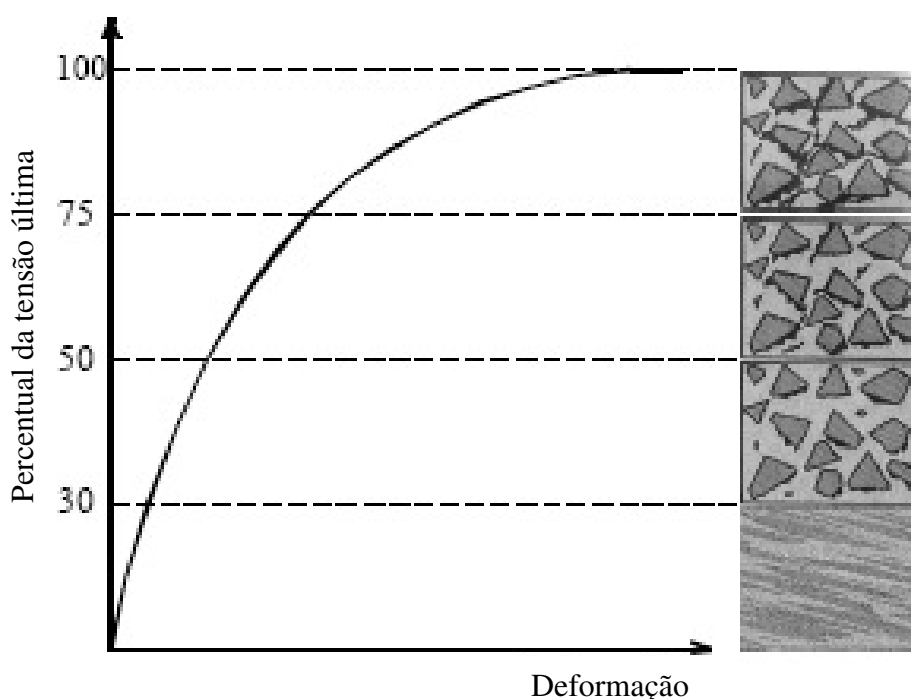


Figura 10 – Evolução da fissuração na interface entre a pasta e o agregado para concreto sob compressão uniaxial (MEHTA E MONTEIRO, 1994)

Em níveis não muito elevados de energia para estender as fissuras já existentes na zona de transição, com tensões de 40 a 70% da resistência última, já se percebem incrementos de deformação por unidade de força aplicada. Em níveis de tensões maiores do que 70% da carga última já se formam novas fissuras, propagando-se gradativamente até unirem-se às fissuras da zona de transição. Fato este, que pode levar o material à ruptura. Sob cargas de tração, as fissuras se propagam a um nível muito mais baixo. Em relação ao módulo de elasticidade, a estrutura da zona de transição, principalmente o volume de vazios considerado e a presença de microfissuras, provoca grande interferência. No concreto, a zona de transição serve de ponte entre a matriz e o agregado graúdo. Mesmo que os materiais constituintes (argamassa e agregado graúdo) possuam elevada rigidez, a rigidez do material composto pode ser baixa em função da presença dos vazios e das microfissuras presentes na zona de transição, as quais não permitem transferência de resistência (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

2.3 COMPORTAMENTO MECÂNICO DO CONCRETO SOB AÇÃO DE CARREGAMENTO E MECANISMO DE FORMAÇÃO DE FISSURAS

O comportamento da zona de transição influencia significativamente o módulo de elasticidade e a resistência à tração, já que normalmente é nessa região que o concreto rompe com um nível de sollicitação inferior ao da resistência da pasta e do agregado, como visto na figura 10.

Em função desse estágio de microfissuração muitos elementos de concreto (principalmente lajes) têm sua rigidez prejudicada. Para elementos de concreto armado, a rigidez depende do estágio de fissuração de cada peça, considerado através da variação do momento de inércia. Para elementos submetidos à flexão, por exemplo, é usual a ocorrência de fissuras, embora já existam microfissuras na zona de transição e admite-se que a fissuração começa quando a resistência à tração é atingida.

Pela figura 11 é possível visualizar um gráfico momento-curvatura de um elemento de concreto armado submetido à flexão, podendo ser observado a evolução da fissuração com o nível de sollicitação.

Para pequenos valores de momentos, a seção não apresenta fissuras (trecho AO). Isso significa que a tensão máxima de tração é menor que a resistência à tração do concreto. Nesse caso, admite-se comportamento elástico linear (Estádio I). No Estádio I, tanto o concreto da região comprimida quanto da tracionada colaboram para a rigidez à flexão do elemento.

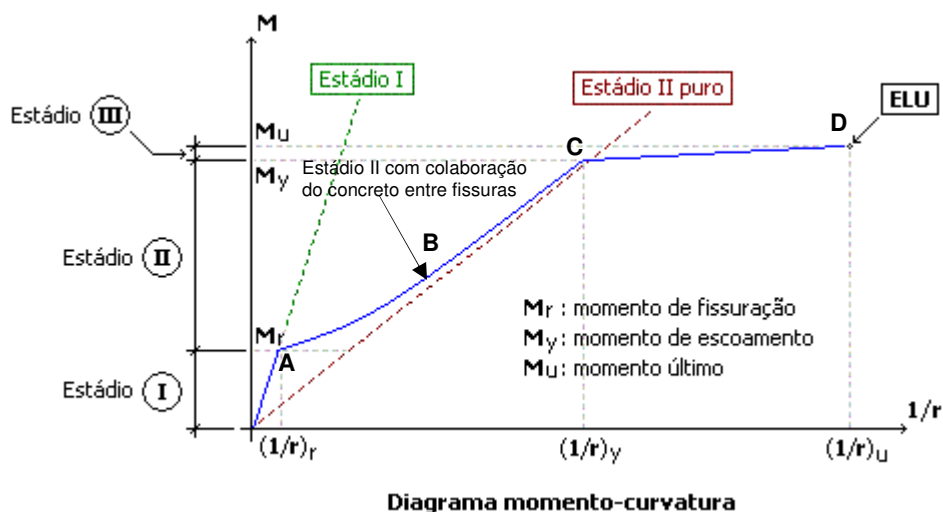


Figura 11: Diagrama momento-curvatura de um elemento fletido (BOTELHO e MARCHETTI, 2002)

No ponto A, a tensão máxima de tração atinge a resistência à tração do concreto. Surge então a primeira fissura na região onde o momento fletor é máximo e aumenta na proporção que o momento solicitante aumenta. A partir daí surgem novas fissuras e a contribuição do concreto na zona tracionada diminui, reduzindo também a rigidez à flexão. A formação de novas fissuras ocorre até certo nível de sollicitação, no ponto B. A partir daí, o aumento da sollicitação não acarreta a formação de novas fissuras, mas as existentes apresentam maior abertura e comprimento. Esse processo se desenvolve até que as seções transversais já possam ser consideradas totalmente fissuradas (ponto C) e então a fase de abertura e estabilização de fissuras é caracterizada como o Estádio II. Em serviço, a maior parte das seções transversais dos elementos fletidos de concreto armado trabalham nos Estádios I e II, nos quais a rigidez é determinada desprezando-se a parcela do concreto na região tracionada. No Estádio III, mesmo sem acréscimo do momento, o elemento continua a se deformar. A linha neutra fica situada próxima da zona comprimida, ocasionando esmagamento do concreto (ponto D) chamado ruína secundária de momento último ou de ruína (BOTELHO e MARCHETTI, 2002).

A NBR 6118 (ABNT, 2003) sugere, para os cálculos de verificação de peças de concreto armado em serviço, o Estádio II de comportamento. O cálculo recomendado pela norma brasileira está muito a favor da segurança.

Para um elemento estrutural submetido a um carregamento uniformemente distribuído, no qual se configura uma situação de um elemento fletido que apresenta momentos fletores variando ao longo do vão, surgirão seções não fissuradas nas regiões onde o momento fletor é mais baixo e seções parcialmente ou totalmente fissuradas, nas regiões de maior momento fletor. A figura 12 apresenta exemplos de um elemento estrutural (viga) no qual se observa que nas seções transversais próximas aos apoios, em que os momentos fletores são baixos, não ocorrem muitas fissuras. Ao contrário da região do meio do vão, em que os valores dos momentos são mais altos e as seções se apresentam bastante fissuradas. A figura 12 (a) apresenta um desenho hipotético do comportamento do elemento submetido a carregamento. A figura 12 (b) representa uma configuração de uma viga de concreto armado submetido a carregamento na qual poder ser visualizada a configuração do nível de fissuração num elemento fletido. Na figura 12 (c) pode ser visto um detalhe das fissuras formadas em função do carregamento.

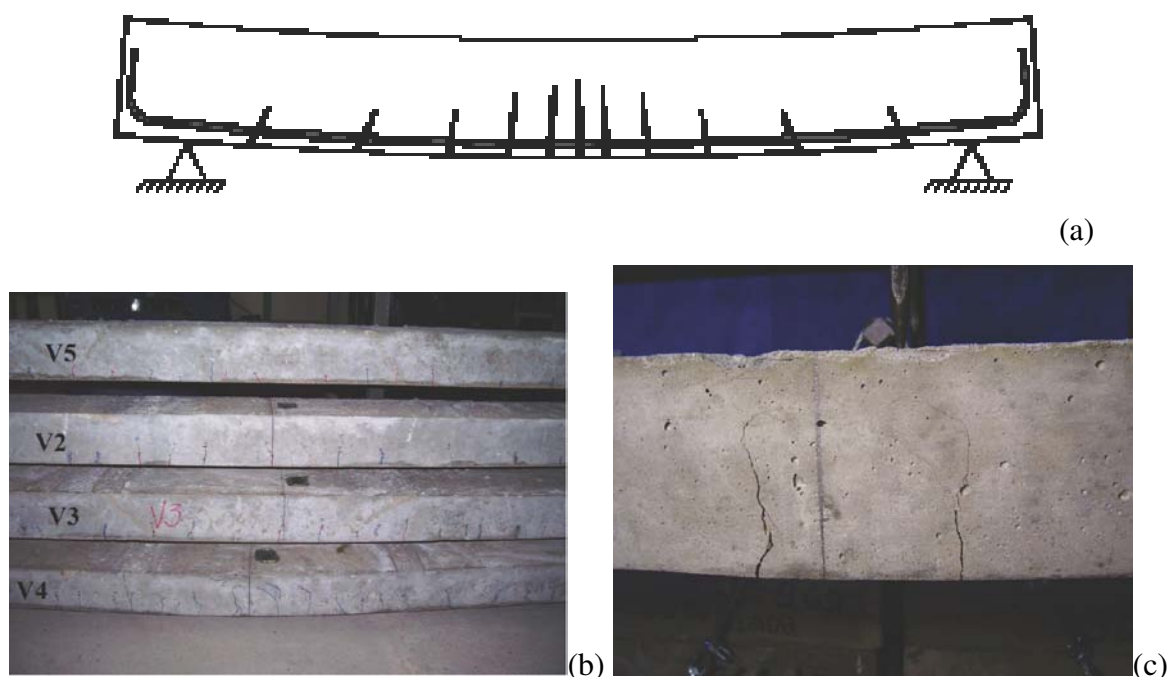


Figura 12: Fissuração em elemento fletido de concreto armado. (a) configuração hipotética. (b) fissuração em elemento pós-carregamento. (c) detalhe da fissuração no elemento após o carregamento (fotos: SALVADOR, 2007).

Tais fissuras estão situadas nos Estádios I e II. São inclinadas em aproximadamente 45° junto aos apoios e praticamente verticais no meio do vão. Geralmente são causadas por sobrecargas não previstas, armadura insuficiente, ancoragem insuficiente, armadura mal posicionada no projeto ou na execução. Com o agravamento da sobrecarga, ou seja, com o aumento do momento fletor no meio do vão, a estrutura entra em colapso (Estádio III) e configura uma situação de ruína, com abertura de fissuras cada vez maiores.

Essas fissuras são visíveis numa escala métrica, de laboratório, no local onde são executados os experimentos com o concreto, seja ele simples ou armado, e o material é assumido como apresentando propriedades isotrópicas em todos os pontos do elemento estrutural. Nesse nível nenhuma condição microestrutural pode ser reconhecida e a identificação do ponto de origem do processo de fissuração não pode ser observada.

Em função disso, usualmente empregam-se três diferentes níveis estruturais, denominados micro, meso e macro nível, para distinguir as características importantes de cada material nas suas diferentes fases, como pode ser visto na figura 13. No micro nível, por exemplo, a estrutura interna do cimento e da pasta de cimento endurecida são as características mais relevantes, enquanto que no meso nível, as partículas do material tornam-se mais importantes. Nesse nível observa-se que a natureza heterogênea do material pode provocar concentração local de tensões e a existência de poros e impurezas reduz a resistência do material. No macro nível, nenhuma estrutura interna do material pode ser reconhecida, exceto para o concreto armado em que a armadura é geralmente levada em consideração (KANG e BITTENCOURT, 1999).

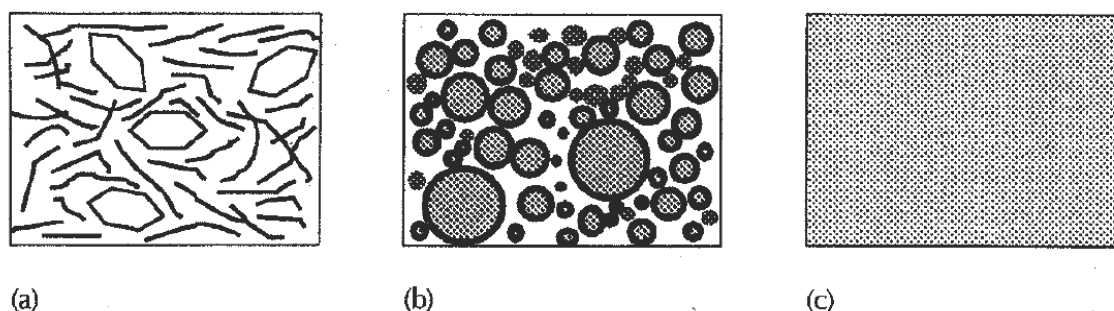


Figura 13: Definição de (a) micro, (b) meso e (c) macro nível para o concreto (KANG e BITTENCOURT, 1999).

Com isso, o comportamento mecânico do concreto em relação a sua macroestrutura, muitas vezes, pode ser explicado num nível de observação inferior, com análises dos micromecanismos do concreto ativados por diferentes tipos de carregamento. Por exemplo, na micro escala, conhecimentos sobre a estrutura de silicatos hidratados de cálcio, a estrutura porosa da pasta de cimento endurecida e a interação entre o cimento e a água ajudam a esclarecer os fenômenos de fluência, retração e diminuição da rigidez do concreto. Além disso, o conhecimento sobre o comportamento mecânico da zona de transição interfacial entre agregados e a pasta de cimento, importante no meso nível, também pode ser obtido considerando detalhadamente a estrutura interna do concreto endurecido. Ainda, um estudo sobre interações entre a pasta de cimento e agregados, assim como interações mútuas entre agregados no meso nível ajudam a compreender melhor o comportamento mecânico do concreto.

Quando um corpo-de-prova de concreto é submetido a um carregamento de compressão axial, a curva tensão-deformação apresenta um ramo ascendente, seguido por um pico que é conhecido como a resistência à compressão do concreto, como pôde ser visto na figura 9. Embora a parte inicial da curva pareça uma reta, medições mais detalhadas mostram que existe uma curvatura desde o início do carregamento, em função dos processos de retração e endurecimento do cimento. Com isso surgem concentrações de tensões de tração na interface entre agregados e a pasta de cimento, causando microfissuras que podem se propagar quando estiverem sujeitas a carregamentos externos.

Uma importante classificação para o estudo de uma fissura ou trinca é o modo como ela está solicitada. Existem três modos possíveis, conforme pode ser observado na figura 14. O modo I é caracterizado por um esforço de tração unidirecional, com a fissura se desenvolvendo num plano perpendicular ao do carregamento. O modo II caracteriza-se pelo escorregamento entre as faces das fissuras, com esforço cisalhante aplicado na direção paralela ao defeito. O modo III também caracteriza-se por escorregamento entre as faces, mas com esforço cisalhante atuando na direção perpendicular à da fissura. Esses são os modos de solicitação, qualquer outro constitui uma superposição desses aqui apresentados (BOTTA, 1998; KANG e BITTENCOURT, 1999; SANTOS et al., 2003).

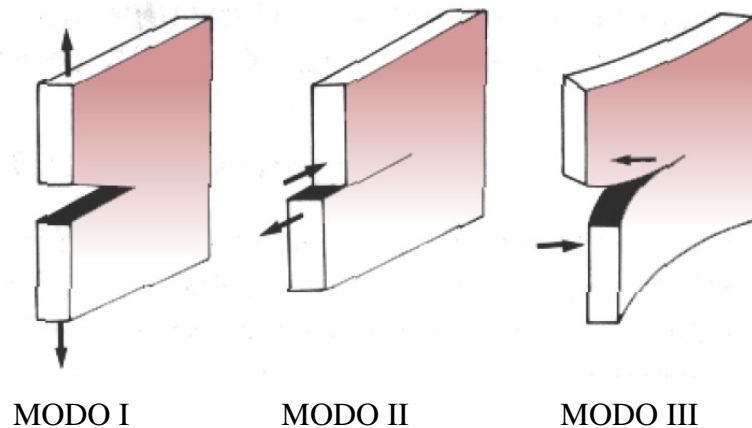


Figura 14: modos de sollicitação e formação de fissura (BOTTA, 1998)

Segundo Burlion et al. (2005), quando o concreto for submetido a tensões externas de compressão serão desenvolvidas forças laterais de separação dentro da estrutura que provocam a proliferação das microfissuras. Segundo os autores, podem ser observadas mudanças na rigidez do material, que depende da direção do lançamento e da aplicação do carregamento, ou seja, quando o carregamento for aplicado na direção paralela à direção do lançamento concreto, o crescimento de fissuras é mais demorado. Para Botta (1998) e Burlion et al. (2005), em concretos submetidos a carregamentos de tração uniaxial, as fissuras se distribuem perpendicularmente à direção do carregamento, sendo que fissuras encontradas na interface agregado-argamassa são denominadas primárias e aquelas situadas na massa de cimento e areia são ditas secundárias, como pode ser visto na figura 15.

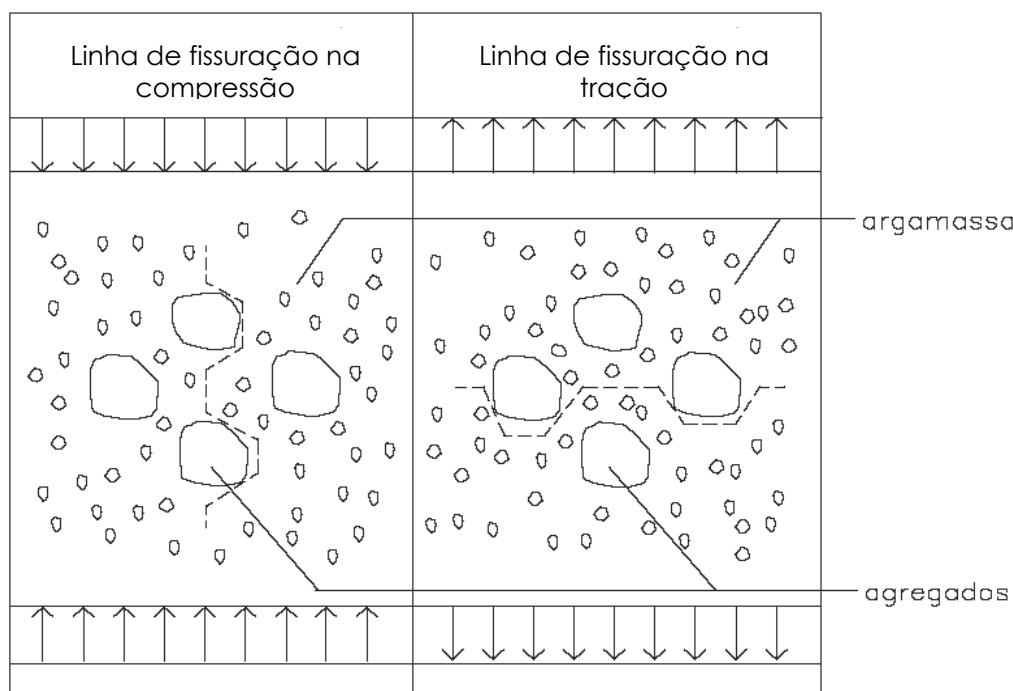


Figura 15: Direção da fissuração (linha pontilhada) do concreto submetido a carregamento de tração e compressão (BOTTA, 1998).

As fissuras ao redor dos agregados (fissuras primárias), tanto na compressão quanto na tração, se desenvolvem segundo os modos I e II de sollicitação. Com cargas próximas da máxima, em ambos os casos, predomina o modo I de fraturamento da argamassa (fissuras secundárias). Na compressão, o modo II também acontece nessa região.

Análises da danificação do concreto sob compressão permitem concluir que de 0 a 30% ou 40% da tensão máxima do ensaio uniaxial, as fissuras permanecem estáveis na região da interface. Desse ponto até 70% ou 80% da carga máxima as fissuras se desenvolvem segundo os modos II (fissuras a 45° em relação à direção da carga) e I ainda na região da interface agregado-argamassa. A partir daí ocorre instabilidade e rupturas locais na argamassa, conduzindo o material à iminente ruptura devido à intensa degradação.

2.3.1 Mecânica da fratura do concreto e mecânica do dano contínuo

O estudo do comportamento estrutural, no que diz respeito aos problemas gerados em função da presença de fissuras ou microfissuras, inerente ao material empregado ou provocado por carregamentos não previstos, tem alertado a engenharia no sentido de entender o

comportamento mecânico do concreto frente às condições de serviço e segurança (em prédios, pontes e obras em geral). É interessante poder analisar estruturas em que existem fissuras, conhecendo seu modo de propagação.

Os sólidos normalmente contêm alguma fissura em seu interior, resultado do processo de fabricação ou devido às cargas atuantes. Essas fissuras agem como pontos de elevação de tensões e a sua propagação pode levar à degeneração da resistência da estrutura (BARBIRATO, 1999). Nesse contexto se insere a Ciência da Mecânica da Fratura, cujo significado prático na engenharia é importante, pois define a base racional para o cálculo da resistência de estruturas com trincas e fissuras e permite a determinação das taxas de propagação das mesmas em situação de fadiga. A mecânica da fratura para o concreto pode ser um recurso útil em projetos estruturais por causa do subsídio que fornece para os efeitos da dimensão, ou seja, como o tamanho de um elemento estrutural afetará a sua capacidade de carga última.

A responsabilidade de determinar se uma fissura irá se propagar em uma grande estrutura constitui-se num problema. Pode-se adotar um critério de resistência, no qual uma fissura irá se propagar quando as tensões atingirem a resistência à tração última do material. Entretanto, para fissuras localizadas, a teoria da elasticidade linear pressupõe que as tensões nos extremos da fissura vão ao infinito, portanto, esta teoria prevê que a fissura irá propagar, não importando quão pequena seja a tensão aplicada. A mecânica da fratura, por outro lado, fornece um critério de energia que não tem tais deficiências e permite previsões mais precisas da estabilidade da fissura (MEHTA E MONTEIRO, 1994; BARBIRATO, 1999).

Segundo Timoshenko (1953), citado por Barbirato (1999), os primeiros relatos sobre a observação do fenômeno do fraturamento devem-se a Leonardo da Vinci, a partir de um estudo sobre a variação da resistência de materiais em corpos-de-prova de diferentes comprimentos e mesmo diâmetro, chamado efeito do tamanho, hoje denominado “efeito escala”. Em 1913 é apresentada uma aproximação matemática para representar o efeito do fraturamento. Inglis (1913), citado por Barbirato (1999), ensaia experimentalmente uma chapa solicitada por tensão constante na presença de um furo elíptico com raio maior na direção perpendicular à da aplicação do carregamento. O furo age como um concentrador de tensões, provocando o colapso do material na ponta do entalhe (região próxima ao eixo x) ultrapassando a resistência do material. Tal configuração pode ser visualizada na figura 16.

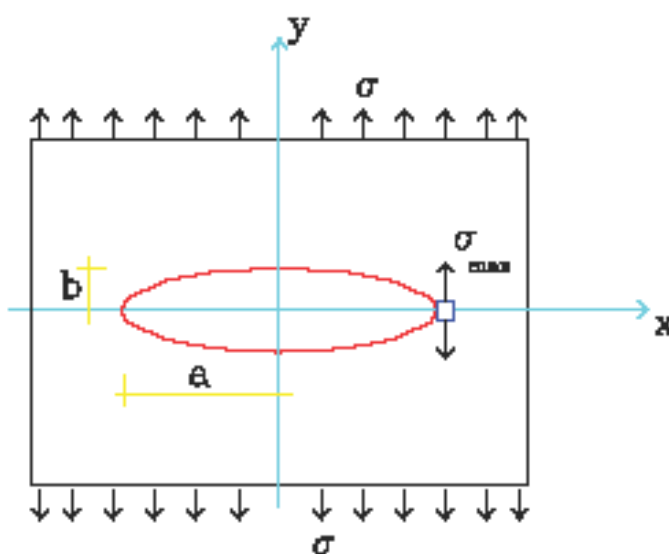


Figura 16: Modelo de fraturamento apresentado por Inglis – furo elíptico em uma placa solicitada por tensões constantes (BARBIRATO, 1999).

Como resultado, é determinado que a máxima tensão ocorra no ponto extremo do eixo maior da elipse em que o raio de curvatura é mínimo. No limite, quando o eixo $b = 0$, situação real de uma trinca, o valor da tensão máxima próxima da ponta da mesma tem o valor infinitamente grande. Como consequência, poder-se-ia dizer que o elemento estrutural que apresentasse alguma trinca não suportaria carregamento algum.

Estes resultados são reavaliados em trabalhos posteriores, como em Griffiths (1924), citados por Barbirato (1999), Mehta e Monteiro (1994), Ekane (1999). O interesse original é o efeito do tratamento superficial na resistência dos sólidos. Griffiths desenvolveu um novo critério para previsão da fratura. Ele propõe que uma fissura torna-se instável somente quando a taxa de decréscimo de energia de deformação elástica, devida ao aumento da fissura, excede a taxa de acréscimo da energia de superfície associada à nova forma da superfície da fissura. Griffiths determina que a taxa e energia de deformação liberada no fenômeno de fraturamento é uma propriedade intrínseca do material, já que está associada ao rompimento das forças atômicas de coesão na ponta da fissura. Isto permite determinar a resistência de um peça, composta de material frágil, relacionando a sua tenacidade (resistência ao fraturamento) ao tamanho da fissura.

Em relação à tenacidade do material, Irwin (1957), citado por Ekane (1999), verifica que há uma regularidade de forma no campo de tensões nas proximidades da ponta da fissura. Irwin propõe uma representação numérica para o campo de tensões e dessa configuração, analisando o que acontece no campo das tensões, é determinado o chamado *fator de intensidade de tensão*, K , que deve estar relacionado linearmente à tensão e à raiz quadrada de um comprimento de fissura. Matematicamente, o fator de intensidade de tensão, ou tenacidade da fratura, toma a forma:

$$K = \sigma \times \sqrt{a} \times f(g) \quad (\text{equação 1})$$

Onde:

σ = tensão crítica para o estado plano de tensão;

a = comprimento da fissura;

$f(g)$ = é uma função que depende do corpo-de-prova e da geometria da fissura.

Os fatores de intensidade de tensão, uma vez determinados, podem ser utilizados em três áreas diferentes (BABIRATO, 1999; MEHTA E MONTEIRO, 1994; EKANE 1999):

- na determinação da resistência estática de uma estrutura fraturada (obtenção da resistência residual);
- na determinação da taxa de propagação de uma fissura em uma estrutura submetida a cargas variáveis; e
- na determinação da taxa de propagação de uma fissura em estrutura carregada em ambiente corrosivo.

No que diz respeito à determinação da taxa de propagação de fissuras em estruturas submetidas a cargas variáveis, a utilização dos fatores de intensidade de tensão é feita em elementos submetidos à fadiga. Na determinação da taxa de propagação de fissuras em ambiente corrosivo, o fator K leva em conta a interação com o ambiente e é determinado levando-se em conta variáveis como umidade, perda de massa da seção e fragilidade do material.

Em relação à determinação da resistência estática de uma estrutura fraturada, o fator de intensidade de tensão é utilizado para obter a chamada *resistência residual*.

A resistência residual é caracterizada pela condição de comportamento elástico do material, ou seja, quando o corpo-de-prova volta à forma e ao tamanho originais uma vez cessada a aplicação da carga. Carpinteri et al. (1997) afirmam, com base no comportamento elástico do concreto, que quando o material é submetido a cargas de até 80% da sua resistência e logo após é descarregado, em ciclos de carga e descarga, ocorre a formação de um sistema dissipativo de energia que pode transferir o percentual de carga aplicado em toda extensão e direção das fissuras. Essa transferência de carga, nas diversas direções, provoca uma recuperação e equilíbrio da resistência. Muitas vezes, segundo Carpinteri et al. (1997), a recuperação da rigidez ultrapassa o valor da resistência mecânica do concreto. No entanto, esse fenômeno só é observado quando o material está na condição de comportamento elástico e submetido a ciclos de carga e descarga. Quando a rigidez é aumentada de forma a superar a rigidez original do concreto, aumentando a resistência à compressão, o valor excedente é denominado *resistência residual*.

Para Burlion et al. (2005), a resistência residual depende da direção do carregamento e da permeabilidade do concreto. Os autores afirmam que quando o concreto é carregado na mesma direção do lançamento, a resistência residual pode ser aumentada em até 20%, embora a aplicação do carregamento não impeça a propagação de fissuras. Isso ocorre porque a orientação da aplicação da carga proporciona uma reorganização da estrutura interna do material, fazendo com que poros existentes, formados durante a concretagem, tenham seus tamanhos reduzidos, tornando a estrutura mais compacta e com tendência de fechamento das fissuras induzidas.

No entanto, a resistência residual garante apenas uma reserva para a manutenção da rigidez do material. O aumento da resistência não implica na manutenção e preservação de outras características do concreto como a durabilidade, por exemplo.

Na determinação de fissuras em estruturas de concreto submetidas a carregamentos o processo de fraturamento pela disseminação de fissuras torna possível detectar e monitorar o crescimento e localização dessas fissuras. Várias técnicas como impregnação a vácuo e do microscópio óptico permitem detectar a formação das fissuras e monitoram seu crescimento. Porém, ela é limitada e só pode detectar microfissuras contínuas. Esse é o princípio da

mecânica da fratura, ou seja, lida com as condições de propagação de uma fissura macroscópica imersa num meio contínuo íntegro. A mecânica da fratura se ocupa do comportamento do material num estado pós-fissuração, numa escala macroscópica, e se preocupa com a resposta do elemento estrutural submetido a processos irreversíveis originados em sua microestrutura.

Alguns desses processos têm origem em microdefeitos constituídos por inclusões ou mesmo vazios, os quais, pelas suas características, favorecem a concentração de microtensões. Dentro desses processos irreversíveis tem-se: escorregamentos entre cristais, perdas de coesão em planos de clivagem ou contornos de grãos, mudanças de porosidade, mudanças de fase, difusão de elementos e substâncias químicas, entre outros (PROENÇA, 2001; OLIVER et al., 2002).

Dependendo das condições ambientais e devido à existência de solicitações mecânicas, mesmo que a resposta global do material se mantenha dentro dos limites do regime elástico, esses microdefeitos constituem o que se entende por *dano* inicial do material. O dano inicial pode evoluir em consequência do rompimento das ligações entre átomos ou por rupturas na interface entre componentes distintos. Segundo Proença (2001), macroscopicamente, esse processo de evolução do dano inicial, ou danificação, acaba tendo uma influência direta sobre as propriedades elásticas, conforme evidenciam as reduções de resistência e rigidez. Num estágio mais avançado de solicitação, a danificação leva à formação e ao crescimento de microfissuras, que se traduzem em parcelas adicionais de deformações permanentes.

Nesse contexto se insere a Mecânica do Dano Contínuo, que se constitui na resposta não-linear acerca dos materiais e suas influências sobre o comportamento das estruturas. A mecânica do dano constitui-se numa ferramenta para a consideração da deterioração dos materiais, devida, exclusivamente, ao processo de microfissuração distribuída. No caso do concreto, um material no qual a fissuração difusa em muitos casos é o fenômeno dominante no comportamento não linear, a mecânica do dano pode proporcionar a elaboração de modelos constitutivos apropriados, entre um material íntegro em relação ao material danificado. Trata-se de estabelecer uma ponte entre o conhecimento fenomenológico da microestrutura dos materiais estruturais e leis constitutivas macroscópicas expressas nas relações entre tensões e deformações.

A mecânica do dano leva em conta os efeitos da degradação em modo difuso e progressivo de sólidos, submetidos a ações de natureza mecânica ou não mecânica, por meio de redução das propriedades de resistência e rigidez do material. Por esse aspecto que se faz notar a diferença em relação à mecânica da fratura. Enquanto a mecânica da fratura lida com as condições de propagação de uma fissura macroscópica, a mecânica do dano se ocupa do efeito, sobre a resposta do material, de um processo de microfissuração distribuída que se desenvolve numa etapa preliminar à formação da fissura discreta. A teoria permite descrever localmente, observando-se um volume representativo do material em torno do ponto considerado, a evolução dos fenômenos que se desenvolvem entre um estado inicial, relativo a uma situação de um material íntegro, e um estado final, caracterizado pela formação de uma fissura macroscópica que equivale à ruptura do elemento de volume. Ressalta-se ainda que existem modelos que acoplam as duas teorias, diante de evidências da existência de microfissuras concentradas próximas à ponta da fratura (PROENÇA, 2001; OLIVER et al., 2002; PITUBA, 2003; MAZARS e BAZANT, 1989). Na figura 17 tem-se, esquematicamente, a diferença entre as teorias.

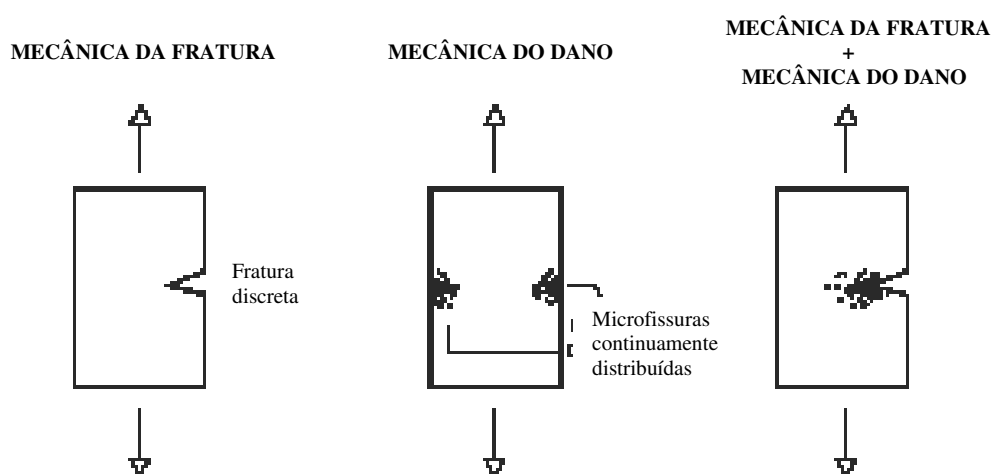


Figura 17: Mecânica do dano e mecânica da fratura (BOTTA, 1998)

2.3.2 Comportamento do concreto submetido a carregamento e mecanismo de formação de microfissuras

De acordo com Mazars e Bazant (1989), em uma média escala o concreto pode ser tratado como um material bifásico composto por uma fase agregado e uma fase matriz de cimento ou argamassa, constituída de partículas de agregados finos e cimento como aglomerante. A

heterogeneidade da estrutura e as variações que ocorrem em função do processo de cura, criam degradações iniciais (dano) de natureza irreversível. Para Pituba (2003), a existência de uma fase estável (os agregados) e, por outro lado, de uma fase evolutiva do ponto de vista constitutivo (a pasta sofre retração e expansão na fase de cura, quando a resistência ainda é fraca) conduz à caracterização de uma zona de fraca resistência ao redor dos grãos (zona de transição). Nessa região formam-se defeitos de aderência e vazios quase sempre associados à direção da moldagem e também pela exsudação da água do concreto como pode ser visto na figura 18.

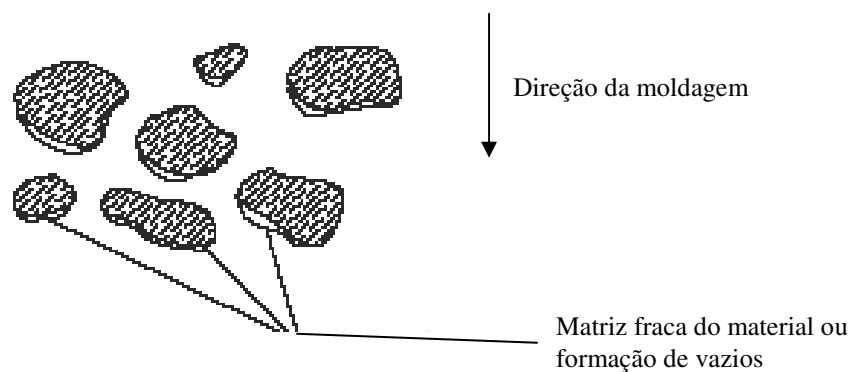


Figura 18: defeitos sob partículas de agregado

Sob condições normais de cura, existe uma fase inicial em que a deformação pode ser considerada como o resultado de movimentos quase reversíveis de átomos e, portanto, elástica. Durante esse período, as fissuras da zona de transição permanecem estáveis. Além do limite elástico, na medida em que a tensão aumenta, as microfissuras na zona de transição começam a progredir, produzindo deformações permanentes que se superpõem às elásticas, fazendo com que a curva tensão-deformação desvie de uma linha reta. Este desvio é sensível até a formação de microfissuras na matriz. Em estágio mais avançado, fissuras macroscópicas, resultantes da presença, formação e propagação de microfissuras, também passam a colaborar nos mecanismos de deformação irreversível e de ruptura, caracterizando o ramo descendente do diagrama tensão-deformação (GONÇALVES, 2003; MEHTA e MONTEIRO, 1994; MAZARS e BAZANT, 1989).

Segundo Pituba (2003), o processo de evolução de dano difere de acordo com o tipo de sollicitação. Os principais mecanismos de danificação, comuns a todos os estados de sollicitação, podem ser caracterizados observando-se na média escala a resposta do material quando sollicitado nos estados uniaxiais de tração e compressão. O processo de fissuração em

tração uniaxial rende ao concreto um comportamento de *isotropia transversal*, já que numa direção (paralela ao carregamento) o material tem um comportamento diferente das outras duas direções, como pode ser visto na figura 19.

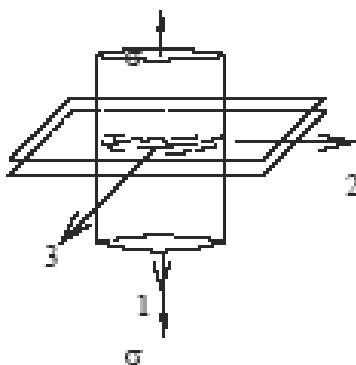


Figura 19: Comportamento de isotropia transversal em tração uniaxial

Em compressão uniaxial a danificação tem as características indicadas na figura 20. A primeira fissura aparece com modo II de abertura na região do contorno do agregado, aproximadamente à 30° em relação à horizontal. A fissura progride ao longo da interface, passando a apresentar um modo I de abertura. Em seguida, sua evolução se dá na direção da sollicitação, deixando a região da interface para se propagar na matriz. Para elevados níveis de sollicitação evidencia-se um panorama de fissuras paralelas à direção do carregamento (PITUBA, 2003; MAZARS e BAZANT, 1989).

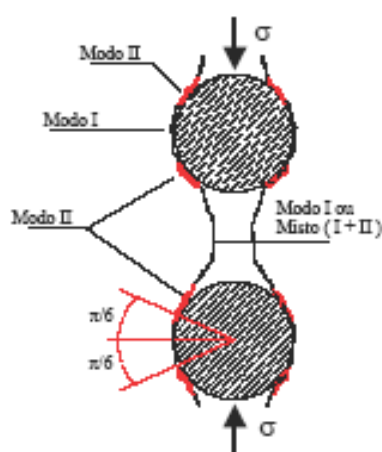


Figura 20: Danificação sob sollicitação de compressão com início na zona de transição (a partir de PITUBA, 2003).

De acordo com Neville (1997), existem algumas dificuldades de consenso em relação às direções das fissuras observadas nos corpos-de-prova em ensaios de compressão. No entanto, é possível que a ruptura nesses corpos-de-prova seja determinada pelas deformações transversais induzidas pelo efeito de Poisson. O valor do coeficiente de Poisson para o concreto é tal que para elementos suficientemente afastados dos pratos da prensa de ensaio, a deformação transversal pode ultrapassar a deformação limite do concreto à tração.

Análises da danificação do concreto sob compressão permitem concluir que de 0 a 30% ou 40% da tensão máxima do ensaio uniaxial, as fissuras permanecem estáveis na região da interface. Desse ponto até 70% ou 80% da carga máxima as fissuras se desenvolvem segundo os modos II (fissuras a 45° em relação à direção da carga) e I ainda na região da interface agregado-argamassa. A partir daí ocorre instabilidade e rupturas locais na argamassa, conduzindo o material à iminente ruptura devido à intensa degradação.

Dessa forma, a ruptura ocorre ortogonalmente à direção da carga aplicada, como no ensaio de tração por compressão diametral. Há uma grande possibilidade de que não exista uma tensão limite, mas uma deformação limite por tração que determina a resistência do concreto sob solitação estática. A ruptura final sob ação de uma compressão uniaxial é uma ruptura por tração de grãos de cimento ou uma ruptura da aderência em uma direção perpendicular à carga aplicada, ou, ainda, a ruína causada pelo surgimento de planos inclinados de cisalhamento, como mostrado na figura 21. Por esse motivo se explica a ruptura em forma de cone e com planos cisalhantes a 45°, em corpos-de-prova de concreto de formato cilíndricos. A figura 21 apresenta exemplos dessa forma de ruptura (MAZARS e BAZANT, 1989; LANDIS et al., 2003; NEVILLE, 1997).

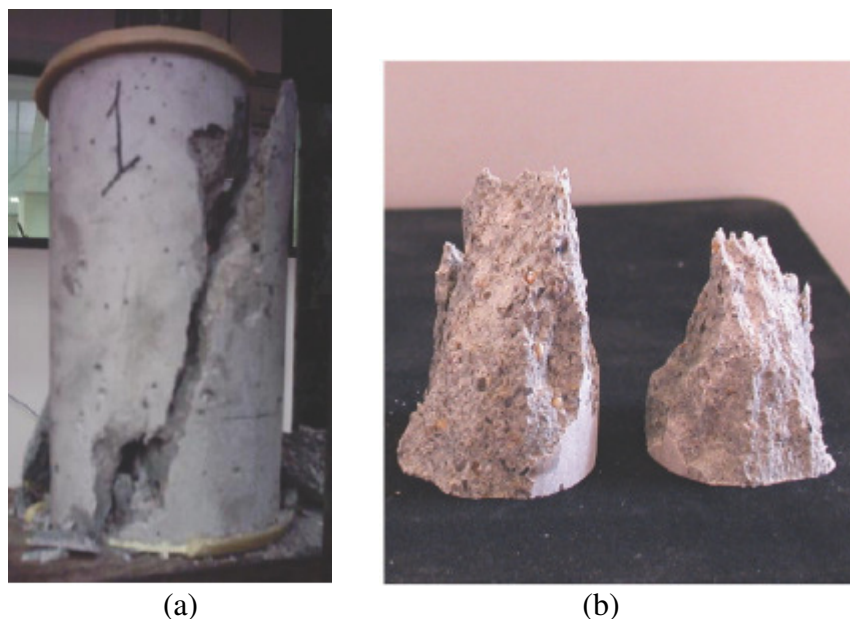


Figura 21: modos de ruptura do concreto submetido a carregamento de compressão (a) plano de cisalhamento a 45°. (b) ruptura em forma de cone (ELAQRA et al., 2007).

O comportamento do material isotrópico transversal pode também ser admitido para o concreto em casos de compressão uniaxial. Mais uma vez a direção paralela ao carregamento tem um comportamento diferente das outras duas direções. Em ensaios de compressão uniaxial com deformação controlada nota-se que a partir do nível de carga máxima a relação tensão-deformação do concreto passa a mostrar gradual decréscimo de resistência com o aumento da deformação axial. Em termos de fissuração, observa-se que microfissuras se formam após o nível de tensão de pico. Normalmente é esperado que as microfissuras se desenvolvam paralelas à direção da sollicitação de compressão. Entretanto, particularmente próximo das regiões de contorno, podem se desenvolver fissuras inclinadas e distribuídas aleatoriamente com várias orientações (MAZARS e BAZANT, 1989; PITUBA, 2003).

A explicação mais comum deste comportamento, segundo Mattei et al. (2007), é que as fissuras inclinadas decorrem do efeito de confinamento provocado pelo atrito entre o sistema de aplicação da carga e o corpo-de-prova. As tensões de cisalhamento induzidas na interface sistema de aplicação do carregamento e corpo-de-prova têm considerável influência sobre o valor da resistência de pico e sobre a curvatura do ramo descendente da curva tensão-deformação uniaxial. Mattei et al. (2007), Mazars e Bazant (1989) e Oliver et al. (2002) atestam, através da composição de vetores, que quando o concreto é submetido a uma carga uniaxial de compressão, o corpo-de-prova está sujeito, ao mesmo tempo, a sollicitações de

tração e cisalhamento que surgem como efeito da carga de compressão. A ruptura, nesse caso, ocorre sob uma combinação das forças de compressão e tração, como mostrado na figura 22.

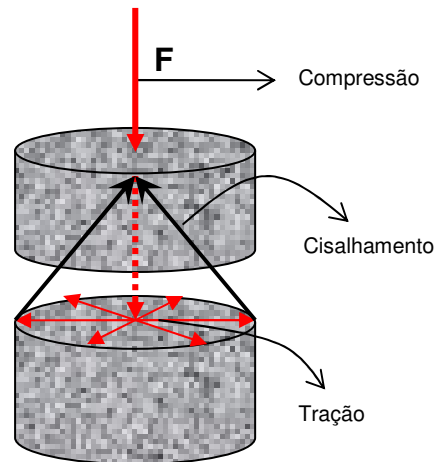


Figura 22: critério de orientação de solicitações do concreto sob compressão.

Para Mazars e Bazant (1989), quando um elemento de concreto é submetido a esforços de compressão, o dano inicial ocorre em um ponto de maior concentração de energia no elemento. Esse ponto pode estar localizado em uma região que contenha vazios, decorrentes da perda de água por evaporação, ou devido à composição porosa do concreto. A partir desse ponto o dano se desenvolve através da formação de microfissuras no interior do concreto. Tais microfissuras são orientadas de acordo com o grau de compactação, porosidade e hidratação do concreto. Com o aumento gradativo da aplicação do carregamento, a direção e proliferação das microfissuras podem tomar a orientação mostrada na figura 23.

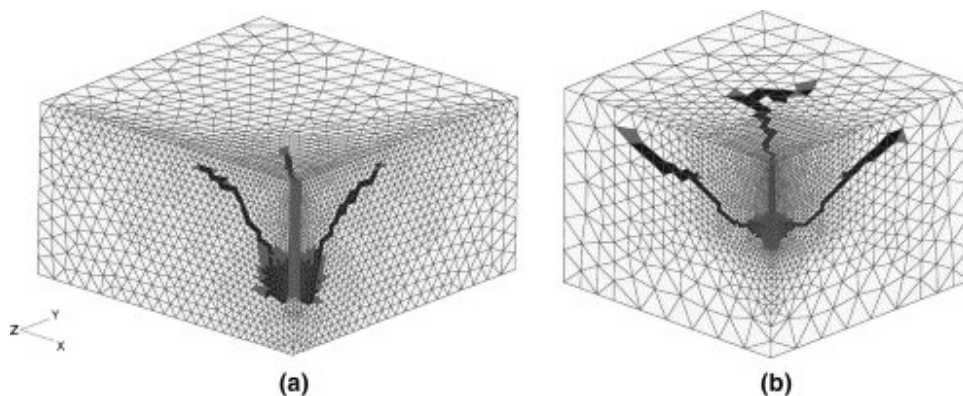


Figura 23: Elemento infinitesimal de concreto: configuração de dano causado por carregamento de compressão. (a) iniciação do dano. (b) propagação das fissuras.

Mattei et al. (2007) sugerem que a aplicação do carregamento gera um comportamento triaxial de tensões no qual é possível formar um microplano, dentro de um plano arbitrário qualquer. Este microplano é definido pela orientação dos vetores ortogonais situados na interface agregado-matriz (zona de transição) ou numa descontinuidade de plano entre os grãos de agregados, mostrado na figura 24.

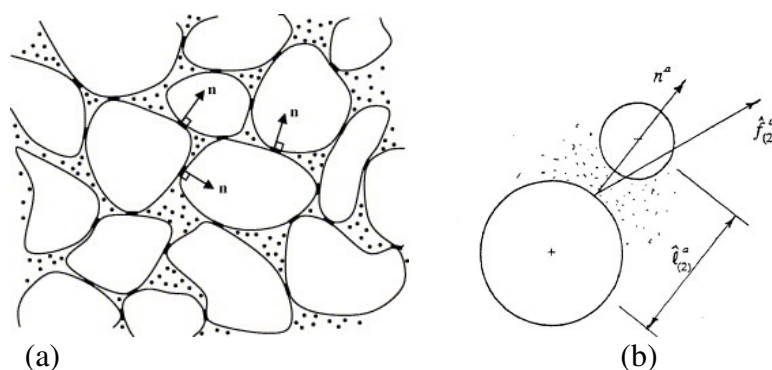


Figura 24: representação esquemática da formação do microplano. (a) vetores ortogonais. (b) superfície de contato do microplano (MATTEI et al., 2007).

Com a continuidade de aplicação da carga de compressão os vetores que formam o microplano aumentam de intensidade e provocam um afastamento entre os grãos (figura 24b). O microplano formado também favorece o alargamento da zona de transição, e com isso a proliferação de fissuras.

Mattei et al. (2007) consideram que a região de concentração de microfissuras possui um comportamento dinâmico, com velocidades de afastamento entre os grãos. Para cada contato entre agregado-matriz ou agregado-agregado é formada uma força f que age nessa interface (figura 24b). Associada a um comprimento correspondente entre os centros de gravidade dos elementos de fronteira (l), a força f gera um momento ($f \times l$), com direção e intensidade definidas, que provoca tal afastamento e, por conseqüência, a formação de diferentes tamanhos e magnitudes de microfissuras.

Mesmo antes da aplicação do carregamento, a configuração esquemática da formação do microplano já é considerada, porém em menor magnitude. No entanto, na interface agregado-matriz, as forças de afastamento e o momento gerado também existem antes mesmo que alguma carga seja aplicada ao concreto, provocando vazios e diminuindo a adesão entre os compostos químicos do cimento e o agregado, causando, por conseqüência, a formação de microfissuras antes mesmo da aplicação do carregamento.

Partindo do pressuposto que já existam microfissuras no concreto antes da aplicação de qualquer tipo de carga, é importante quantificar, de alguma forma, a dimensão do dano gerado quando o material é submetido a cargas de compressão.

Por esse motivo torna-se relevante um estudo mais aprofundado do comportamento do concreto quando sofre a ação de carregamentos de compressão. Se há um processo de formação de microfissuras antes mesmo do carregamento, com a aplicação do mesmo as microfissuras tendem a se propagar, dependendo do nível de solicitação imposto. Torna-se importante, contudo, estabelecer critérios e métodos para detectar a formação e propagação dessas microfissuras e qual o seu efeito nas propriedades mecânicas do concreto e na sua estrutura interna com a aplicação do carregamento em idades iniciais.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

A escolha e seleção dos materiais disponíveis é apenas um passo para a produção dos concretos. A fim de que os objetivos do trabalho fossem alcançados, foi desenvolvido um programa experimental que contemplasse as etapas de execução dos concretos e também o estudo das propriedades mecânicas dos mesmos. O planejamento dos ensaios ficou assim definido:

- definição do planejamento dos ensaios, buscando uma composição otimizada na produção dos concretos, assim como o número de corpos-de-prova necessários em cada ensaio, para garantir a representatividade dos resultados obtidos;
- definição do projeto estatístico utilizado, incluindo as variáveis de resposta e as variáveis independentes ou fatores controláveis;
- seleção e caracterização dos materiais empregados para a produção dos concretos que atendam as exigências estabelecidas em norma;
- definição do processo de dosagem experimental;
- realização dos ensaios mecânicos e análise dos resultados.

3.1 PLANEJAMENTO DOS ENSAIOS

O planejamento dos ensaios consiste na adoção de projeto de experimentos baseado numa metodologia apoiada em conceitos estatísticos, destinada a otimizar a execução e análise de um experimento. Em função das decisões que derivam dos resultados obtidos experimentalmente e dos custos dos experimentos, não é recomendável solucionar um determinado tipo de problema baseando-se apenas na intuição. Um planejamento baseado em ferramentas estatísticas possibilita a definição de uma seqüência de ensaios econômica e eficiente e facilita a realização otimizada da análise dos resultados (WERKEMA, 1996b).

3.1.1 Projeto estatístico utilizado

Partindo de um dos objetivos do trabalho que é avaliar algumas propriedades mecânicas de concretos submetidos a carregamento precoce, foram definidas as variáveis de resposta abaixo relacionadas:

- resistência à compressão axial (f_c);
- resistência à tração por compressão diametral ($f_t'D$);
- módulo de elasticidade (E_c);
- velocidade de onda ultra-sônica

Para Ribeiro e Caten (2000), estas variáveis de respostas analisadas são também chamadas de variáveis dependentes, porque elas dependem de um conjunto de fatores experimentais que podem afetar os seus resultados. Esses fatores são chamados de variáveis independentes ou fatores controláveis, que são definidos previamente com a finalidade de conduzir a melhores valores de resposta. Estas variáveis independentes podem ser alteradas de acordo com os resultados que se deseja obter e podem ter algum efeito sobre os valores de respostas obtidos.

Definidas então as variáveis de resposta que se deseja quantificar foram definidas as variáveis independentes, ou fatores controláveis. Neste caso, foram adotadas as seguintes variáveis:

- *relação água/cimento*: foram utilizados três níveis de relação água/cimento para que fosse permitido avaliar o comportamento do material estudado, contemplando diferentes faixas de resistência. Os valores para as relações água/cimento definidos foram 0,35; 0,50 e 0,70;
- *percentuais de pré-carregamento*: foram utilizados quatro níveis de pré-carregamento: 0%, 25%, 50% e 75% da carga de ruptura. Este planejamento foi necessário para uma melhor análise tanto da influência do pré-carregamento, quanto do processo de formação de microfissuras;
- *idade do concreto*: foi realizado o acompanhamento da evolução da resistência ao longo do tempo aos 1, 3, 7 e 28 dias. Tais idades foram escolhidas com o

objetivo de avaliar o comportamento do material submetido ao carregamento precoce desde as primeiras idades até os 28 dias, que é a idade adotada para os cálculos de projetos estruturais. A adoção desses níveis de idade permite estimar qualquer influência que o pré-carregamento possa exercer nos concretos produzidos;

- *tipo de cimento*: foram adotados quatro tipos diferentes de cimento, CPV ARI RS, CP IV RS, CP II Z e CPV ARI. Estes tipos foram escolhidos visando contemplar a influência de adições minerais presentes nos cimentos nas propriedades mecânicas e na micro-estrutura dos concretos produzidos.

Utilizando quatro fatores controláveis (relação a/c, % de pré-carregamento, idade e tipo de cimento), o projeto estatístico adotado foi um *fatorial cruzado*, que consiste em investigar todas as combinações possíveis de níveis dos fatores. Os fatoriais cruzados são mais econômicos, porque necessitam de um número menor de repetições e permitem que se possa avaliar possíveis interações e também porque os valores dos fatores escolhidos obedecem a uma distribuição que permitirá construir modelos de comportamento bem mais estruturados (RIBEIRO e CATEN, 2000).

3.1.2 Estrutura do projeto experimental

A abordagem experimental, utilizando técnicas estatísticas, é uma ferramenta muito poderosa na tecnologia do concreto. Com um mínimo de traços experimentais bem planejados, é possível explorar um grande número de possibilidades para encontrar um ajuste otimizado que atenda os requisitos especificados. A análise do projeto fatorial é baseada na análise estatística dos resultados obtidos a partir de um conjunto de experimentos. A análise dá muitas informações a partir de uns poucos experimentos: os fatores mais importantes, seus tipos de influência e a modelagem dessa influência (MONTGOMERY, 2001; WERKEMA, 1996b).

Dentro do intervalo definido para o percentual de pré-carregamento, observa-se um conjunto de corpos-de-prova que não sofreram carregamento precoce. Tal procedimento se faz necessário para servir de parâmetro norteador nos ensaios e na interpretação dos resultados obtidos no experimento.

Na tabela 1 estão dispostos todos os parâmetros do projeto fatorial completo utilizado, bem como o número de corpos-de-prova submetidos ao pré-carregamento e o número de corpos-de-prova submetidos aos ensaios mecânicos após o pré-carregamento.

De acordo com a tabela 1 é possível verificar que a matriz experimental está bem definida em relação aos procedimentos de ensaios e a possibilidade de análise dos dados. No entanto, pode-se identificar, dentro dessa mesma matriz, algumas restrições experimentais. O número de corpos-de-prova ensaiado por tipo de cimento e por relação água/cimento é consideravelmente alto. Quando se completa a matriz, cruzando todos os níveis dos fatores controláveis com as variáveis de respostas utilizadas, o total de corpos-de-prova é aumentado em quinze vezes. Este fato pode inviabilizar uma série de atividades na execução das etapas do programa experimental.

Uma vez que se tem uma produção de grande quantidade de corpos-de-prova em um tempo relativamente curto, a tendência é que os mesmos percam em qualidade de moldagem e adensamento. Outros aspectos também teriam restrições de execução, como por exemplo, capacidade máxima da betoneira para produzir os concretos, recursos humanos disponíveis e tempo disponível para moldar e ensaiar os concretos em suas propriedades mecânicas.

Depois de definidas as variáveis e a observação de que seriam encontradas muitas dificuldades técnicas de execução do experimento, optou-se por fazer um fracionamento do projeto fatorial da matriz experimental, reduzindo o número de corpos-de-prova para os ensaios.

Optou-se por fazer a análise deste projeto fracionado apenas com um tipo de cimento. Após as análises adotou-se um procedimento padrão, com um número fixo de corpos-de-prova para cada relação água cimento, para todos os tipos de cimentos.

Tabela 1: matriz experimental 1: variáveis de resposta analisadas, quantidade de corpos-de-prova submetidos ao pré-carregamento e quantidade de corpos-de-prova ensaiados após o pré-carregamento

Idade	pré-carregamento				Ensaio dos corpos-de-prova submetidos ao pré-carregamento aos 1, 3 e 7 dias										
	0%	25%	50%	75%	0%	25%			50%			75%			
1 dia	2 fc	6 fc	6 fc	6 fc	2 fc										
	3 ft'D	9 ft'D	9 ft'D	9 ft'D	3 ft'D										
	3 Ec	9 Ec	9 Ec	9 Ec	3 Ec										
	8 cp's	24 cp's	24 cp's	24 cp's	8 cp's	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3 dias	2 fc	4 fc	4 fc	4 fc	2 fc	2 fc (1dia)			2 fc (1dia)			2 fc (1dia)			
	3 ft'D	6 ft'D	6 ft'D	6 ft'D	3 ft'D	3 ft'D (1dia)			3 ft'D (1dia)			3 ft'D (1dia)			
	3 Ec	6 Ec	6 Ec	6 Ec	3 Ec	3 Ec (1dia)			3 Ec (1dia)			3 Ec (1dia)			
	8 cp's	16 cp's	16 cp's	16 cp's	8 cp's	8 cp's	-	-	8 cp's	-	-	8 cp's	-	-	
7 dias	2 fc	2 fc	2 fc	2 fc	2 fc	2 fc (1dia)	2 fc (3dias)		2 fc (1dia)	2 fc (3dias)		2 fc (1dia)	2 fc (3dias)		
	3 ft'D	3 ft'D	3 ft'D	3 ft'D	3 ft'D	3 ft'D (1dia)	3 ft'D (3dias)		3 ft'D (1dia)	3 ft'D (3dias)		3 ft'D (1dia)	3 ft'D (3dias)		
	3 Ec	3 Ec	3 Ec	3 Ec	3 Ec	3 Ec (1dia)	3 Ec (3dias)		3 Ec (1dia)	3 Ec (3dias)		3 Ec (1dia)	3 Ec (3dias)		
	8 cp's	8 cp's	8 cp's	8 cp's	8 cp's	8 cp's	8 cp's	-	8 cp's	8 cp's	-	8 cp's	8 cp's	-	
28 dias	2 fc				2 fc	2 fc (1dia)	2 fc (3dias)	2 fc (7dias)	2 fc (1dia)	2 fc (3dias)	2 fc (7dias)	2 fc (1dia)	2 fc (3dias)	2 fc (7dias)	
	3 ft'D				3 ft'D	3 ft'D (1dia)	3 ft'D (3dias)	3 ft'D (7dias)	3 ft'D (1dia)	3 ft'D (3dias)	3 ft'D (7dias)	3 ft'D (1dia)	3 ft'D (3dias)	3 ft'D (7dias)	
	3 Ec				3 Ec	3 Ec (1dia)	3 Ec (3dias)	3 Ec (7dias)	3 Ec (1dia)	3 Ec (3dias)	3 Ec (7dias)	3 Ec (1dia)	3 Ec (3dias)	3 Ec (7dias)	
	8 cp's	-	-	-	8 cp's	8 cp's	8 cp's	8 cp's	8 cp's	8 cp's	8 cp's	8 cp's	8 cp's	8 cp's	
Total de corpos-de-prova ensaiados por relação a/c e por tipo de cimento					32	24	16	8	24	16	8	24	16	8	
					176										
Total geral de corpos-de-prova ensaiados (3 relações a/c e 4 tipos de cimento)					2212										

A alteração do tamanho da matriz experimental deu-se apenas na quantidade de corpos-de-prova das variáveis de resposta. Considera-se que três níveis de relações água/cimento, quatro níveis de idade e cinco tipos de cimento são números viáveis de serem analisados e se fossem reduzidos, algumas propriedades poderiam ficar prejudicadas em sua análise, como por exemplo, o efeito da idade no carregamento precoce do concreto.

Partindo das quantidades de corpos-de-prova das variáveis de resposta que se deseja reduzir, foram definidas três matrizes experimentais e analisadas cada uma separadamente.

Para essa análise foi empregada uma metodologia baseada em conceitos estatísticos com o objetivo de otimizar a execução e análise dos resultados. Permitiu-se uma seqüência de ensaios de forma a maximizar a eficiência dos ensaios e verificar a consistência da solução empregada.

As tabelas 2 e 3 apresentam as diferentes matrizes experimentais com o número de corpos-de-prova reduzido e as variáveis investigadas.

Tabela 2: matriz experimental 2: variáveis de resposta analisadas, quantidade de corpos-de-prova submetidos ao pré-carregamento e quantidade de corpos-de-prova ensaiados após o pré-carregamento.

Idade	pré-carregamento				Ensaio dos corpos-de-prova submetidos ao pré-carregamento aos 1, 3 e 7 dias										
	0%	25%	50%	75%	0%	25%			50%			75%			
1 dia	1 fc	3 fc	3 fc	3 fc	1 fc										
	2 ft'D	6 ft'D	6 ft'D	6 ft'D	2 ft'D										
	2 Ec	6 Ec	6 Ec	6 Ec	2 Ec										
	5 cp's	15 cp's	15 cp's	15 cp's	5 cp's	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
3 dias	1 fc	2 fc	2 fc	2 fc	1 fc	1 fc (1dia)			1 fc (1dia)			1 fc (1dia)			
	2 ft'D	4 ft'D	4 ft'D	4 ft'D	2 ft'D	2 ft'D (1dia)			2 ft'D (1dia)			2 ft'D (1dia)			
	2 Ec	4 Ec	4 Ec	4 Ec	2 Ec	2 Ec (1dia)			2 Ec (1dia)			2 Ec (1dia)			
	5 cp's	10 cp's	10 cp's	10 cp's	5 cp's	5 cp's	-	-	5 cp's	-	-	5 cp's	-	-	
7 dias	1 fc	1 fc	1 fc	1 fc	1 fc	1 fc (1dia)	1 fc (3dias)		1 fc (1dia)	1 fc (3dias)		1 fc (1dia)	1 fc (3dias)		
	2 ft'D	2 ft'D	2 ft'D	2 ft'D	2 ft'D	2 ft'D (1dia)	2 ft'D (3dias)		2 ft'D (1dia)	2 ft'D (3dias)		2 ft'D (1dia)	2 ft'D (3dias)		
	2 Ec	2 Ec	2 Ec	2 Ec	2 Ec	2 Ec (1dia)	2 Ec (3dias)		2 Ec (1dia)	2 Ec (3dias)		2 Ec (1dia)	2 Ec (3dias)		
	5 cp's	5 cp's	5 cp's	5 cp's	5 cp's	5 cp's	5 cp's	-	5 cp's	5 cp's	-	5 cp's	5 cp's	-	
28 dias	1 fc				1 fc	1 fc (1dia)	1 fc (3dias)	1 fc (7dias)	1 fc (1dia)	1 fc (3dias)	1 fc (7dias)	1 fc (1dia)	1 fc (3dias)	1 fc (7dias)	
	2 ft'D				2 ft'D	2 ft'D (1dia)	2 ft'D (3dias)	2 ft'D (7dias)	2 ft'D (1dia)	2 ft'D (3dias)	2 ft'D (7dias)	2 ft'D (1dia)	2 ft'D (3dias)	2 ft'D (7dias)	
	2 Ec				2 Ec	2 Ec (1dia)	2 Ec 3dias	2 Ec (7dias)	2 Ec (1dia)	2 Ec 3dias	2 Ec (7dias)	2 Ec (1dia)	2 Ec 3dias	2 Ec (7dias)	
	5 cp's	-	-	-	5 cp's	5 cp's	5 cp's	5 cp's	5 cp's	5 cp's	5 cp's	5 cp's	5 cp's	5 cp's	
Total de corpos-de-prova ensaiados por relação a/c e por tipo de cimento					20	15	10	5	15	10	5	15	10	5	
					110										
Total geral de corpos-de-prova ensaiados (3 relações a/c e 4 tipos de cimento)					1320										

Tabela 3: matriz experimental 3: variáveis de resposta analisadas, quantidade de corpos-de-prova submetidos ao pré-carregamento e quantidade de corpos-de-prova ensaiados após o pré-carregamento.

Idade	pré-carregamento				Ensaio dos corpos-de-prova submetidos ao pré-carregamento aos 1, 3 e 7 dias										
	0%	25%	50%	75%	0%	25%			50%			75%			
1 dia	1 fc	3 fc	3 fc	3 fc	1 fc										
	1 ft'D	3 ft'D	3 ft'D	3 ft'D	1 ft'D										
	1 Ec	3 Ec	3 Ec	3 Ec	1 Ec										
	3 cp's	9 cp's	9 cp's	9 cp's	3 cp's	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3 dias	1 fc	2 fc	2 fc	2 fc	1 fc	1 fc (1dia)			1 fc (1dia)			1 fc (1dia)			
	1 ft'D	2 ft'D	2 ft'D	2 ft'D	1 ft'D	1 ft'D (1dia)			1 ft'D (1dia)			1 ft'D (1dia)			
	1 Ec	2 Ec	2 Ec	2 Ec	1 Ec	1 Ec (1dia)			1 Ec (1dia)			1 Ec (1dia)			
	3 cp's	6 cp's	6 cp's	6 cp's	3 cp's	3 cp's	-	-	3 cp's	-	-	3 cp's	-	-	
7 dias	1 fc	1 fc	1 fc	1 fc	1 fc	1 fc (1dia)	1 fc (3dias)		1 fc (1dia)	1 fc (3dias)		1 fc (1dia)	1 fc (3dias)		
	1 ft'D	1 ft'D	1 ft'D	1 ft'D	1 ft'D	1 ft'D (1dia)	1 ft'D (3dias)		1 ft'D (1dia)	1 ft'D (3dias)		1 ft'D (1dia)	1 ft'D (3dias)		
	1 Ec	1 Ec	1 Ec	1 Ec	1 Ec	1 Ec (1dia)	1 Ec (3dias)		1 Ec (1dia)	1 Ec (3dias)		1 Ec (1dia)	1 Ec (3dias)		
	3 cp's	3 cp's	3 cp's	3 cp's	3 cp's	3 cp's	3 cp's	-	3 cp's	3 cp's	-	3 cp's	3 cp's	-	
28 dias	1 fc				1 fc	1 fc (1dia)	1 fc (3dias)	1 fc (7dias)	1 fc (1dia)	1 fc (3dias)	1 fc (7dias)	1 fc (1dia)	1 fc (3dias)	1 fc (7dias)	
	1 ft'D				1 ft'D	1 ft'D (1dia)	1 ft'D (3dias)	1 ft'D (7dias)	1 ft'D (1dia)	1 ft'D (3dias)	1 ft'D (7dias)	1 ft'D (1dia)	1 ft'D (3dias)	1 ft'D (7dias)	
	1 Ec				1 Ec	1 Ec (1dia)	1 Ec (3dias)	1 Ec (7dias)	1 Ec (1dia)	1 Ec (3dias)	1 Ec (7dias)	1 Ec (1dia)	1 Ec (3dias)	1 Ec (7dias)	
	3 cp's	-	-	-	3 cp's	3 cp's	3 cp's	3 cp's	3 cp's	3 cp's	3 cp's	3 cp's	3 cp's	3 cp's	
Total de corpos-de-prova ensaiados por relação a/c e por tipo de cimento					12	9	6	3	9	6	3	9	6	3	
					66										
Total geral de corpos-de-prova ensaiados (3 relações a/c e 4 tipos de cimento)					792										

O estudo da diferentes matrizes consistiu em fazer uma análise estatística dos resultados obtidos para cada matriz experimental, na observância da mesma sistemática de ensaios, mesmas máquinas, mesmos operadores, mesmo tempo de mistura para cada concreto, entre outros. A análise estatística empregada foi de análise de variabilidade da amostra e seus componentes de variação, procurando uma otimização dos resultados através do estudo individual da variância de cada matriz experimental e depois cruzando os dados analisados entre as matrizes. Este aspecto será melhor discutido no capítulo 4.

De posse do planejamento dos experimentos e das variáveis analisadas, o programa experimental consistiu das seguintes etapas:

- seleção e caracterização dos materiais utilizados na execução dos concretos;
- estudo da dosagem dos traços, fixando-se um ajuste do teor ideal de argamassa e um abatimento do concreto;
- avaliação das propriedades mecânicas de resistência à compressão axial, resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade.

3.2 ENSAIOS REALIZADOS

3.2.1 Resistência à compressão axial

Essa propriedade é de grande relevância na avaliação do desempenho de estruturas de concreto. Nos projetos estruturais e no controle da qualidade é a resistência à compressão que se apresenta como o parâmetro mais valorizado e está diretamente ligada à capacidade dos elementos de resistir a esforços sem que haja ruptura. Além disso, é a propriedade mais especificada em projetos de estruturas de concreto e sua determinação em laboratório é relativamente fácil, quando comparado a de outras propriedades como, por exemplo, módulo de elasticidade, permeabilidade, resistência a intempéries, entre outras.

Os projetistas mais antigos imaginavam que obras realizadas em concreto possuíam uma vida útil infinita, e não se preocupavam com os critérios de durabilidade e manutenção dessas estruturas. Embora esse pensamento tenha permanecido por algum tempo, atualmente existe uma grande conscientização, por parte dos profissionais da área, da necessidade de construir obras duráveis e de qualidade, com acompanhamento constante.

Em materiais como o concreto, que possui várias fases, existem outras propriedades que podem tornar limitante o desempenho do concreto. Em muitos casos a durabilidade e a impermeabilidade podem ser mais importantes que a resistência à compressão. Porém, a resistência dá uma indicação da qualidade do concreto pelo fato de estar relacionada com a pasta de cimento endurecida. A porosidade da matriz, relacionada à estrutura da pasta de cimento endurecida, e a zona de transição entre a matriz e o agregado graúdo, são os fatores que determinam a resistência dos concretos mais utilizados (NEVILLE, 1997).

De uma forma geral, a resistência está ligada à porosidade dos materiais. Nos materiais em geral, quanto mais porosa é a sua estrutura, menor tende a ser a resistência. No caso do concreto, além da porosidade da matriz do cimento, deve ser considerada a porosidade da zona de transição entre a matriz e o agregado graúdo. No estudo da resistência do concreto, o uso de agregados densos e resistentes faz com que essa propriedade seja influenciada basicamente pela porosidade da matriz e do comportamento da zona de transição com a ocorrência ou não de fissuras.

Os ensaios de resistência à compressão axial foram executados de acordo com os procedimentos da NBR 5739 (ABNT, 1994) – “Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos – Método de ensaio”, no que se refere à velocidade de carregamento, equipamento e preparação das amostras, nas idades pré-determinadas no programa experimental. Os corpos-de-prova permaneceram em câmara úmida até a idade do ensaio. Também, na idade de 1, 3 e 7 dias, os corpos-de-prova foram capeados com enxofre para aplicação do pré-carregamento. Após o pré-carregamento, os corpos-de-prova retornavam à câmara úmida, permanecendo lá até a idade de 28 dias para a execução dos ensaios pré-definidos.

3.2.2 Resistência à tração por compressão diametral

A análise do comportamento da resistência à tração do concreto foi feita utilizando os resultados dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral, normalizados pela NBR 7222 (ABNT, 1994), em corpos-de-prova cilíndricos, como pode ser visto na figura 25. A escolha deste tipo de ensaio foi baseada no critério de variabilidade dos resultados. O ideal seria realizar o ensaio de tração direta, por ser considerado padrão e fornecer os melhores resultados entre os ensaios realizados. Porém, é um ensaio de difícil execução.

O ensaio de tração na flexão consiste em submeter um prisma de concreto à flexão e determinar a tensão teórica máxima de tração atingida nas fibras inferiores. O valor da resistência à tração dependerá da disposição do carregamento. Os valores obtidos com este ensaio são sempre maiores que os ensaios de tração direta. Isto porque se admite distribuição linear de tensões, que, na verdade, é parabólica. E também porque, no ensaio à flexão, apenas a fibra mais inferior está submetida a tensão máxima, o que dificulta um pouco mais a formação das fissuras. Os resultados obtidos com este ensaio chegam a superestimar a resistência à tração em 100% (MacGREGOR, 1988; LIMA, 1999).

Para o ensaio de tração por compressão diametral, o corpo-de-prova é colocado com seu eixo horizontal e aplica-se a força geratriz, até a ruptura por fendilhamento no plano vertical. A tensão de compressão gera uma tensão de tração transversal ao longo do diâmetro, e cada elemento, submetido a um estado duplo de tensões, não romperá por compressão e sim por tração. Este ensaio é fácil de ser executado e fornece resultados mais uniformes do que os outros ensaios de tração. Entretanto, seus resultados superestimam a resistência à tração de 10 a 15% (MEHTA e MONTEIRO, 1994). Portanto, em função da facilidade de ensaio da estimativa do valor da resistência à tração, em comparação ao ensaio de flexão, e também da dificuldade em realizar o ensaio de tração direta, o ensaio de tração por compressão diametral foi estabelecido para o desenvolvimento deste trabalho.

Apesar do concreto não ser dimensionado para resistir à tração, o conhecimento dessa resistência é fundamental para se definir a carga de início da fissuração. A resistência do concreto à tração é muito menor do que aquela obtida para uma massa homogênea e sem falhas. A existência de descontinuidades na massa de concreto, sejam elas poros, fissuras ou vazios, interferem de alguma forma na resistência do concreto. Entretanto, o mecanismo dessa influência ainda não foi bem explicado (NEVILLE, 1997; MEHTA e MONTEIRO, 1994).

A execução do ensaio de resistência à tração por compressão diametral seguiu as especificações da NBR 7222 (ABNT, 1994) – “Argamassa e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos”. Os corpos-de-prova permaneceram em câmara úmida até a idade de pré-carregamento e dos ensaios previstos. A execução do ensaio de tração por compressão diametral pode ser visto na figura 25.



Figura 25: execução do ensaio de tração por compressão diametral

3.2.3 Módulo de elasticidade

Para o ensaio de determinação do módulo de elasticidade dos concretos produzidos foram seguidos os procedimentos da NBR NM 8522 (ABNT, 2003) – “Concreto – Determinação do módulo de elasticidade estático e diagrama – tensão-deformação – Método de ensaio”. Os corpos-de-prova permaneceram em câmara úmida até a idade do ensaio, tal como descrito no item 3.2.1.

Para execução do ensaio, é adotado, segundo a norma, um plano de carga, no qual é estabelecida aplicação do carregamento de forma crescente e a uma velocidade constante até a ruptura do corpo-de-prova. Para a determinação das medidas de deformação foi utilizado o método do LVDT – “transformador diferencial variável linear”. Tal método consiste na medição dos deslocamentos, à medida que o corpo-de-prova é deformado. Com uma precisão de 0,001 o deslocamento é medido entre dois anéis paralelos fixados ao corpo-de-prova. A aquisição dos dados é feita diretamente no computador. Ao término do ensaio ficam gravadas as leituras e registrado o valor do deslocamento para a carga de ruptura do corpo-de-prova. Na figura 26 é mostrado o ensaio de módulo de elasticidade.



Figura 26: execução do ensaio de módulo de elasticidade com a utilização dos LVDTs

3.2.4 Ensaios não destrutivos

Com o objetivo de avaliar, qualitativamente, o grau de microfissuração dos concretos causado pelo carregamento precoce, foram realizados ensaios não destrutivos de propagação de onda ultra-sônica e análise de imagens através do ensaio de microscopia eletrônica de varredura. Estes tipos de ensaios permitem avaliar a presença de possíveis microfissuras existentes no concreto e ajudam a explicar os resultados obtidos nos ensaios mecânicos.

3.2.4.1 Ensaios de propagação de onda ultra-sônica

A determinação da velocidade de propagação de onda ultra-sônica longitudinais, obtida por pulsos ultra-sônicos, é um ensaio não-destrutivo que tem por objetivo a verificação da homogeneidade do concreto, a detecção de eventuais falhas internas de concretagem e aparecimento e profundidade de fissuras. Também pode ser utilizado para o monitoramento de variações do concreto ao longo do tempo, em decorrência da agressividade do meio (NBR 8802, 1994; NM 58, 1996).

O procedimento de ensaio seguiu as recomendações da NBR 8802 (ABNT, 1994), que prescreve o uso de um equipamento com transdutores acima de 20 kHz e diâmetro de 50 mm. Antes de cada ensaio foi efetuada a calibração do equipamento e as medições do tempo de percurso da onda através da superfície do concreto foram feitas ao longo do comprimento dos corpos-de-prova, empregando-se a transmissão direta entre os transdutores.

Em cada corpo-de-prova foram realizadas duas medições do tempo de percurso da onda entre os transdutores. Caso a diferença entre essas duas medições não ultrapassasse $\pm 1\%$, as duas leituras eram consideradas válidas, sendo então calculada a média aritmética.

Foram ensaiados concretos produzidos com CPV ARI, de relações água/cimento de 0,50 e 0,70, concretos com e sem ambiente de cura úmida e nas idades de 7 e 28 dias. Foi analisada a influência do percentual de carregamento aplicado aos concretos, antes e após a aplicação do carregamento.

3.2.4.2 Ensaio de microscopia eletrônica de varredura (MEV)

Por ter uma estrutura heterogênea e complexa, o concreto possui relações *estrutura-propriedade* que constituem uma fase importante para entendimento do seu comportamento. A aplicação de técnicas de microscopia eletrônica de varredura torna possível analisar a estrutura dos materiais constituintes até uma escala micrométrica e auxilia na explicação do comportamento mecânico do concreto. Esta técnica de observação de imagem através de microscopia eletrônica tem sido bastante utilizada em função da boa resolução obtida na análise das amostras e também na facilidade de observação e interpretação dos resultados.

Em face do grande número de amostras que poderiam ser geradas devido ao tamanho do programa experimental, decidiu-se realizar os ensaios de microscopia nos corpos-de-prova que tiveram repetição em relação ao tipo de cura, ou seja, nos cimentos CPV ARI e CPIV RS. Na tentativa de visualização e detecção de microfissuras na estrutura interna do concreto, foram analisadas amostras com percentuais de pré-carregamentos de 0% e 50%, relação água/cimento de 0,50 e idade de carregamento de 7 dias em concretos submetidos à cura úmida e à cura ambiente.

3.3 SELEÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

3.3.1 Cimento

Para a produção dos concretos optou-se por utilizar 4 tipos de cimento Portland: CP V ARI (cimento Portland de alta resistência inicial), CP V ARI RS (cimento Portland de alta resistência inicial e resistente a sulfatos), CP II Z (cimento Portland composto com adição de material pozolânico) e CP IV RS (cimento Portland pozolânico e resistente a sulfatos).

A escolha destes tipos de cimento foi feita baseando-se no fato de que a maioria dos cimentos comercializados possui adições minerais, fato que poderá ser identificado como um fator considerável nas análises dos resultados obtidos. Observa-se, no entanto, que o cimento Portland CP V ARI foi utilizado porque possui um teor de adição relativamente baixo (no máximo 5%), podendo servir de parâmetro de comparação dos resultados. No estudo do planejamento do projeto também procurou-se uma forma de abranger outros tipos de cimentos utilizados na produção de concretos, como, por exemplo, os cimentos pozolânicos que têm maiores percentuais de adição e diferentes velocidades reação de hidratação. Além disso, constitui-se numa comparação útil entre os cimentos mais puros e aqueles com algum tipo de adição, no sentido de compreender-se as razões para as diferenças entre seus comportamentos.

3.3.2 Agregados

Para o agregado miúdo utilizou-se areia quartzosa proveniente do rio Jacuí-RS. O material foi seco ao ar livre e em seguida peneirado na malha de # 4,8 mm, sendo excluída qualquer fração superior a este valor.

Para o agregado graúdo foi utilizada brita de origem basáltica, com dimensão máxima característica de 25 mm. O material foi previamente lavado, para a retirada de material pulverulento ou de impurezas de qualquer natureza e posto para secar ao ar.

Foi realizado um estudo da composição granulométrica, além dos ensaios de massa específica e massa unitária dos agregados graúdos e miúdos. As características desses materiais estão dispostas na tabela 5 e 6.

Tabela 5: caracterização física dos agregados miúdos

Determinações	Método de ensaio	Resultados obtidos		
		peneiras (mm)	% retida	% retida acumulada
Composição granulométrica	NM 248 (AMN, 2001)	4,80	4	4
		2,36	6	10
		1,18	13	23
		0,6	26	49
		0,3	45	94
		0,15	6	100
		< 0,15	0	100
		total	100,00	---
Dimensão máxima característica (mm)	NM 248 (AMN, 2001)	4,80		
Módulo de finura	NM 248 (AMN, 2001)	2,80		
Massa unitária (kg/dm ³)	NM 52 (AMN, 2002)	1,57		
Massa específica (kg/dm ³)	NM 52 (AMN, 2002)	2,62		

Tabela 6: caracterização física dos agregados graúdos

Determinações	Método de ensaio	Resultados obtidos		
		peneiras (mm)	% retida	% retida acumulada
Composição granulométrica	NM 248 (AMN, 2001)	25	0	0
		19	1	11
		12,5	49	80
		9,5	40	97
		6,3	10	100
		4,8	0	100
		< 4,8	0	100
		total	100,00	---
Dimensão máxima característica (mm)	NM 248 (AMN, 2001)	25,00		
Módulo de finura	NM 248 (AMN, 2001)	7,08		
Massa unitária (kg/dm ³)	NM 52 (AMN, 2002)	1,48		
Massa específica (kg/dm ³)	NM 52 (AMN, 2002)	2,73		
Absorção (%)	NM 53 (AMN, 2002)	2,13		

3.4 DOSAGEM EXPERIMENTAL

Na produção dos concretos foi adotado o procedimento de dosagem IPT/EPUSP (HELENE e TERZIAN, 1992). Neste método foi necessário montar um diagrama de dosagem que permite correlacionar a resistência à compressão do concreto, relação água/cimento, consumo de cimento e o traço unitário. O estudo experimental é realizado fazendo-se um ajuste no teor ideal de argamassa para um determinado traço, chamado de traço intermediário, e fixando-se um valor de abatimento. Logo após confecciona-se mais dois traços, um mais pobre e outro mais rico em cimento. Para cada traço executado (intermediário, pobre e rico) são moldados corpos-de-prova para determinação da resistência à compressão, para a montagem do diagrama de dosagem.

3.4.1 Ajuste do teor ideal de argamassa

Esta fase consiste em determinar o ajuste ideal de argamassa para os concretos produzidos. A falta de argamassa numa mistura acarreta, segundo Helene e Terzian (1992), porosidade no concreto ou falhas durante a concretagem. O seu excesso pode gerar riscos associados à fissuração por origem térmica e por retração por secagem, em função de um alto consumo de cimento, além de aumentar o custo final do concreto.

3.4.2 Traços auxiliares

Após a obtenção do teor ideal de argamassa foram feitos mais dois traços, sendo um mais rico (1:2,5) e outro mais pobre (1:7,5). A escolha desses traços foi devido ao fato de que todos os níveis de relação água/cimento definidos pelo projeto estatístico, que varia de 0,35 a 0,70, seriam contemplados. A trabalhabilidade foi estabelecida conforme a NBR 7223 (ABNT, 1982) – “Concreto: determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone”, e fixado seu valor em 100 ± 20 mm. Depois de estabelecidos os traços auxiliares foram realizadas as dosagens experimentais com a moldagem de três corpos-de-prova para cada traço, seguindo as recomendações da NBR 5738 (ABNT, 1994) – “Moldagem e cura dos corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto”. A realização dos ensaios de

resistência à compressão foi feita aos 28 dias para a obtenção do diagrama de dosagem, como pode ser visto na figura 27.

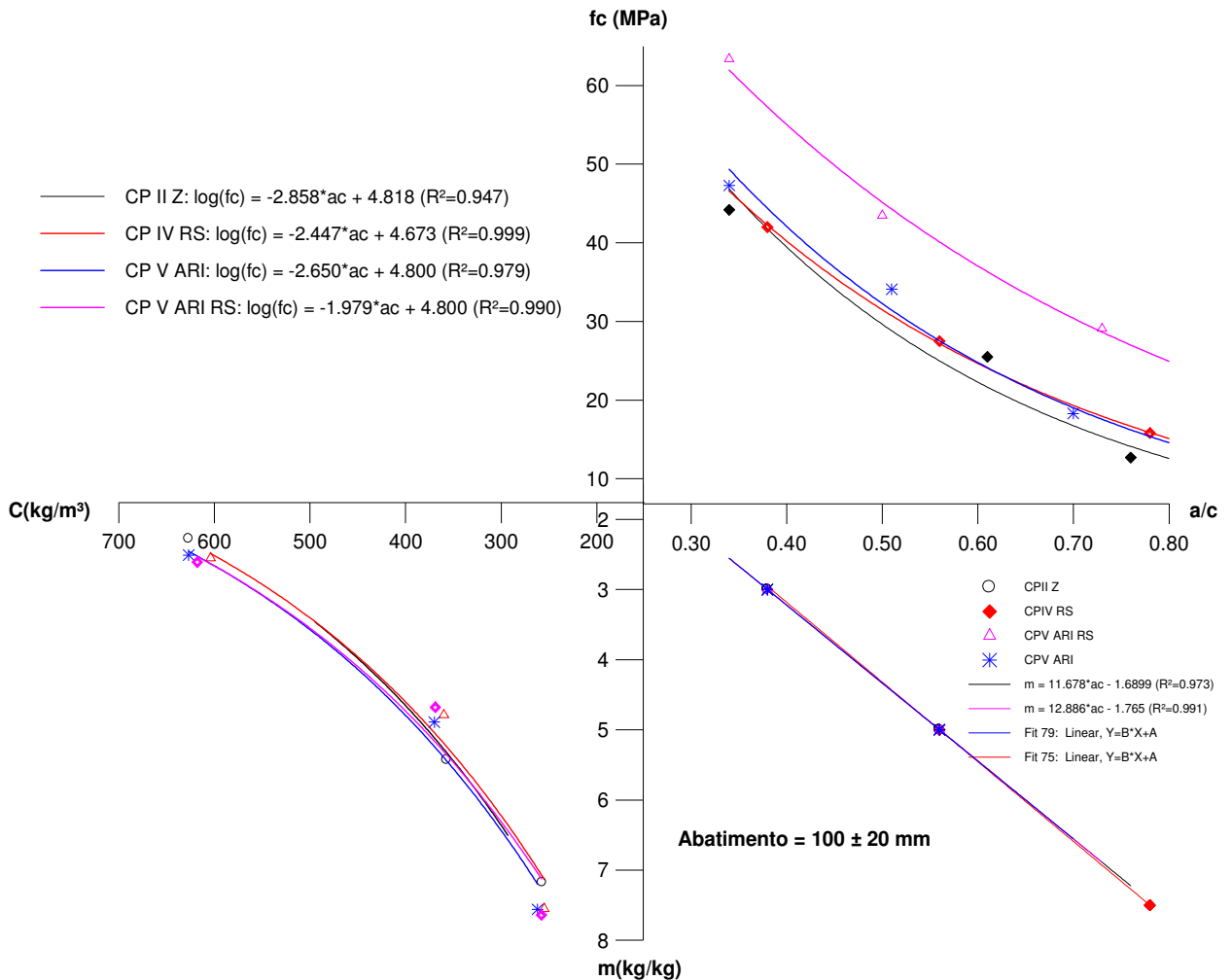


Figura 27: diagrama de dosagem dos concretos produzidos

3.4.3 Definição dos traços utilizados na produção dos concretos

Após a definição do teor ideal de argamassa e da montagem do diagrama de dosagem, foi determinado o proporcionamento dos materiais utilizados na produção dos concretos. Foram definidos os traços unitários para cada relação água/cimento utilizada, assim como foram calculados os consumos de cimento para cada traço, conforme tabela 8.

3.5 PRODUÇÃO DOS CONCRETOS

Com o objetivo de encontrar uma otimização no número de corpos-de-prova foram moldados diferentes números de amostras por relação água/cimento, como visto no item 3.1.2. Em função do grande número de corpos-de-prova e do volume de material, a produção dos concretos foi dividida em blocos. Não seria possível moldar todos os corpos-de-prova em uma única betonada, devido à capacidade da betoneira. Dessa forma, a execução das concretagens ficou dividida de acordo com o volume máximo da betoneira. Calculados os valores dos traços para as três relações água/cimento utilizadas, o número de corpos-de-prova ficou dividido conforme a tabela 7.

Tabela 7: divisão dos traços em função da matriz experimental, e número de corpos-de-prova por traço

Matriz	N.de CP's	Relação a/c	Número de CP's por propriedade		
Matriz experimental 1	176	0,70	44 fc	66 ft'D	66 Ec
Matriz experimental 2	110	0,35	22 fc	44 ft'D	44 Ec
Matriz experimental 3	66	0,50	22 fc	22 ft'D	22 Ec

3.5.1 Mistura dos materiais

Após imprimação da betoneira, a colocação dos materiais seguiu a seguinte ordem:

- 100% da brita, mais 30% da água, aproximadamente;
- 100% do cimento, restante da água;
- 100% da areia

A mistura dos materiais na betoneira, após a colocação de todos os componentes, foi feita por aproximadamente 4 minutos. Depois de completamente misturado foi feita a verificação do abatimento de acordo com as prescrições da NBR 7223 (ABNT, 1982) – “Concreto: determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone”. A trabalhabilidade foi considerada como um parâmetro de caráter qualitativo nos ensaios, cujo objetivo é de controlar a produção dos concretos produzidos, considerando os parâmetros de fluidez e coesão à mistura, mas também para garantir a fidelidade do traço pré-fixado, uma vez que o mesmo não poderia ser alterado com adições auxiliares de água ou aditivos à mistura. Neste

trabalho foi fixado um valor de 100 ± 20 mm e estabelecido esse valor para todas as relações água/cimento trabalhadas. Na tabela 8 são mostrados, para todos os cimentos estudados, os valores dos traços unitários, consumo de cimento/m³, a média dos abatimentos obtidos, assim como os valores de temperatura e umidade relativa na etapa de execução dos concretos e moldagem dos mesmos.

Tabela 8: valores dos abatimentos, dos traços unitários, temperatura e umidade dos concretos produzidos

Cimento	Relação a/c	Consumo de cimento/m ³	Traço unitário	Abatimento (cm)	Temperatura (°C)	Umidade (%)
CPII Z	0,35	627	1 : 0,77 : 1,63	12,0	16,2	74
	0,50	357	1 : 1,68 : 2,47	20,0	16,0	74
	0,70	257	1 : 2,89 : 3,59	18,0	15,0	78
CPIV RS	0,35	604	1 : 0,68 : 1,49	4,6	20,0	89
	0,50	360	1 : 1,68 : 2,38	13,0	15,0	70
	0,70	255	1 : 3,00 : 3,55	12,5	16,4	80
CPV ARI	0,35	627	1 : 0,98 : 1,75	7,0	20,0	68
	0,50	374	1 : 2,09 : 2,74	13,5	15,0	95
	0,70	261	1 : 3,56 : 4,05	5,5	22,0	52
CPV ARI RS	0,35	624	1 : 0,95 : 1,79	5,0	24,0	60
	0,50	368	1 : 1,95 : 2,73	11,0	26,0	65
	0,70	266	1 : 3,29 : 3,96			
CPIV RS (repetição sem cura)	0,35	-	-	7,0	27,0	85
	0,50	-	-	19,0		
	0,70	-	-	17,0		

3.5.2 Moldagem, adensamento e cura dos corpos-de-prova

Após as misturas foram moldados corpos-de-prova de acordo com a NBR 5738 (ABNT, 1994). O adensamento dos corpos-de-prova foi feito através de processo mecânico. A cura dos mesmos foi feita armazenando-os em um local seco e cobertos com um saco plástico para evitar a saída de água por evaporação nas primeiras 24 horas. Após esse período os corpos-de-prova foram desmoldados, identificados e mantidos em câmara úmida, com umidade relativa superior a 95% e temperatura de 23 ± 2 °C, até as idades de ensaios.

Para avaliar o efeito da cura nos concretos também foram avaliados corpos-de-prova mantidos em temperatura e umidade relativa ambiente. Como a matriz experimental é relativamente grande (três relações água/cimento, quatro tipos de cimento, três idades de carregamento, quatro percentuais de carregamento e três idades de ensaios) torna-se oneroso o processo de repetição do projeto fatorial completo. Resolveu-se fracionar o projeto fatorial experimental e fazer a repetição, analisando o tipo de cura, com dois tipos de cimentos (CPV ARI e CPIV RS), uma idade de carregamento (7 dias) e uma idade de ensaio (28 dias). Nos outros pontos do programa experimental permaneceu tal como no projeto fatorial completo (três relações água/cimento e quatro percentuais de pré-carregamento).

3.5.3 Procedimento de pré-carregamento nos corpos-de-prova

De acordo com o planejamento dos ensaios os corpos-de-prova foram submetidos a um pré-carregamento nas idades de 1, 3 e 7 dias. Antes da realização do pré-carregamento os corpos-de-prova foram capeados, mantendo-se planificada a região na qual foi feito o carregamento.

Primeiramente foram rompidos, à compressão, três corpos-de-prova para a determinação dos percentuais de pré-carregamento (25, 50 e 75% da carga de ruptura). A partir daí iniciou-se uma seqüência programada e controlada da aplicação dos percentuais de cargas.

O carregamento foi efetuado mantendo-se constante a velocidade de aplicação de carga. Tal velocidade tem um efeito considerável sobre a resistência do concreto obtida no ensaio. Quanto menor a velocidade de aplicação, menor a resistência. A prensa na qual foram feitas as aplicações de cargas possui dispositivos que controlam a taxa e a aplicação do carregamento, no qual o procedimento de ensaio é interrompido quando o corpo-de-prova atinge o percentual de carga que foi programado.

A velocidade de aplicação do carregamento ao longo dos ensaios para todos os percentuais de cargas, ficou estabelecida com uma taxa de 200 kN/min (aproximadamente 0,50 MPa/s). O critério de fixação dessa velocidade foi baseado em experiências obtidas em ensaios experimentais, nos quais foram ensaiados corpos-de-prova com os mesmos percentuais de carregamento, mas com velocidades de aplicação de carga diferentes. Primeiramente foram pré-carregados concretos com velocidade de 300 kN/min (0,71 MPa/s), 200 kN/min (0,50 MPa/s) e 100 kN/min (0,23 MPa/s).

A NBR 5739 (ABNT, 1994) estabelece uma velocidade de carregamento de 0,3 MPa/s a 0,8 MPa/s. Por esse motivo, ficou descartada a possibilidade de aplicação de carga com a taxa de 100 kN/min. Para a velocidade de 300 kN/min, foi observado que alguns concretos na idade de 1 dia e com relação água/cimento alta (0,70) não suportavam a velocidade empregada e rompiam antes do final de aplicação de carga, apesar da taxa de carregamento se enquadrar nos valores estabelecidos em norma. Fato este que não ocorreu com a aplicação da taxa de 200 kN/min. Dessa forma, fixou-se a velocidade constante de 200 kN/min para a aplicação dos percentuais de carregamento para todos os concretos produzidos nas primeiras idades. A figura 28 apresenta a execução do pré-carregamento na prensa.



Figura 28: aplicação do pré-carregamento nos concretos

Os ensaios de pré-carregamento foram realizados no Laboratório de Ensaio e Modelos Estruturais (LEME) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Após o pré-carregamento, os corpos-de-prova retornavam ao ambiente de cura até a idade de ensaio.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 DEFINIÇÃO DO TAMANHO DA MATRIZ EXPERIMENTAL

No processo de construção do tamanho das matrizes experimentais ficou definido que para cada relação água/cimento utilizada o tamanho da matriz seria diferenciado e analisado estatisticamente a variabilidade que ocorreria com a alteração do tamanho da amostra.

O primeiro passo para o estabelecimento do tamanho da matriz experimental foi definir um coeficiente de confiança [$100(1-\alpha)\%$] para a determinação da variabilidade. É importante que este intervalo seja curto o suficiente para que seja possível tomar uma decisão no estudo realizado e que, concomitantemente, apresente um grau de confiança adequado nos resultados. Na prática, segundo Werkema (1996a), os coeficientes de confiança mais utilizados são 90, 95 e 99%.

Neste trabalho foi fixado um coeficiente de confiança de 95%. Isso significa que todas as probabilidades de erro devem estar abaixo de 0,05 nas análises estatísticas, para que o efeito dos fatores analisados sobre a variável de resposta seja considerado significativo.

A ferramenta estatística utilizada foi de análise estatística descritiva. Após a definição do coeficiente de confiança, outra informação necessária para a determinação do tamanho da matriz experimental é o conhecimento da variabilidade da amostra populacional, medida pelo quociente entre o desvio padrão (σ) e a média (μ) da amostra, o qual é denominado coeficiente de variação (CV).

Em relação ao coeficiente de variação máximo admissível, o American Concrete Insitute, através do comitê do ACI-214, citado por Helene e Terzian (1992), recomenda um critério de avaliação da uniformidade e eficiência das operações de ensaio e controle. A tabela 9 apresenta alguns valores típicos da variabilidade de operação de ensaio e controle, na estimativa da resistência mecânica do concreto à compressão.

Tabela 9: desvio padrão máximo e coeficiente de variação máximo admissíveis no controle do processo de produção e ensaio de concreto

Padrão de qualidade		(HELENE e TERZIAN, 1992)		ACI-214	
		Desvio padrão	Coeficiente de variação	Desvio padrão	Coeficiente de variação
Produção rigorosa	Excelente	< 4,0 MPa	-	< 2,8 MPa	-
	Muito boa	≥ 4,0 MPa < 5,0 MPa	-	≥ 2,8 MPa < 3,5 MPa	-
Produção razoável	Boa	≥ 5,5 MPa < 7,0 MPa	-	≥ 3,5 MPa < 4,2 MPa	-
Produção regular	Razoável	≥ 7,0 MPa	-	≥ 4,2 MPa ≤ 4,9 MPa	-
	Deficiente	> 7,0 MPa	-	> 4,9 MPa	-

(HELENE e TERZIAN, 1992)			
Coeficiente de variação dos procedimentos de ensaio e controle (%)		Coeficiente de variação total do processo de produção e ensaio do concreto (%)	Coeficiente de variação real do processo de produção do concreto (%)
Muito bom	3,0	9,5	9
Razoável	5,5	10,5	12
Deficiente	7,0	11,4	16

Para esta pesquisa ficou pré-fixado um percentual de 10% do coeficiente de variação máximo admissível para a comparação com os valores calculados a partir dos resultados dos ensaios.

4.1.1 Matriz experimental 1 (relação água/cimento = 0,70)

A tabela 10 apresenta uma análise estatística para as variáveis de resposta f_c , f_t e E_c da matriz experimental de tamanho $n=176$, dentre os quais tem-se 44 corpos-de-prova para ensaios de resistência à compressão, 66 para resistência à tração e 66 para módulo de elasticidade, para uma relação água/cimento de 0,70 (Anexo 1).

Para uma verificação da adequação do tamanho da matriz foi feita uma inferência estatística através da técnica regressão linear múltipla, analisando o nível de significância (p -valor) de cada variável independente e seu correspondente erro padrão. Na tabela 10 é possível observar a influência dos efeitos dos fatores *idade*, *carregamento* e *idade do carregamento* sobre as variáveis de resposta, assim como seus respectivos erros calculados.

Tabela 10: Resumo da regressão linear para as variáveis de resposta analisadas, com coeficiente de confiança $\alpha = 0,05$, para a matriz experimental 1

Variável dependente fc (Resistência à compressão), $R^2 = 94,47\%$, desvio padrão ($\sigma = 2,80$)					
Fator	BETA	Erro padrão de BETA	B	Erro padrão de B	p-valor
Idade	0,59021	0,06971	0,34428	0,05268	0,000000
Carregamento	0,50157	0,05870	0,17552	0,01704	0,000000
Idade carregamento	0,20395	0,04384	0,49413	0,10622	0,000010
Variável dependente ft'D (Resistência à tração) $R^2 = 87,15\%$, desvio padrão ($\sigma = 0,339$)					
Fator	BETA	Erro padrão de BETA	B	Erro padrão de B	p-valor
Idade	0,43569	0,09375	0,03886	0,00747	0,000003
Carregamento	0,46606	0,09838	0,01632	0,00239	0,000000
Idade carregamento	0,17278	0,05096	0,04245	0,01498	0,006278
Variável dependente Ec (módulo de elasticidade) $R^2 = 85,93\%$, desvio padrão ($\sigma = 2,67$)					
Fator	BETA	Erro padrão de BETA	B	Erro padrão de B	p-valor
Idade	0,44713	0,09763	0,19045	0,04158	0,000028
Carregamento	0,45426	0,07988	0,08277	0,01456	0,000001
Idade carregamento	0,15162	0,06743	0,17793	0,07912	0,028633

O parâmetro BETA indica a probabilidade de erro na qual a variável independente pode ser considerada significativa, ou não. O valor de BETA aumenta à medida que o p-valor diminui, ou seja, quanto mais significativa for a variável analisada, maior será o valor desse coeficiente. O erro padrão associado a esse parâmetro é o quociente entre o desvio padrão da amostra e a diferença, em módulo, de um valor observado para aquela propriedade analisada e a média geral da amostra, devendo este erro ser estabelecido para a comparação entre o erro máximo admissível. Quanto maior o erro, mais o valor individual observado se afasta da média geral e, conseqüentemente, maior é a variabilidade amostral (WERKEMA, 1996a; LIPSON e SHETH, 1973).

O parâmetro B é o coeficiente de regressão, e está associado à contribuição da variável independente na modelagem e na montagem da equação que relaciona as variáveis de resposta e os fatores controláveis.

Entretanto, apesar dos resultados analisados situarem-se dentro de um erro admissível apropriado, é importante ressaltar que o desvio padrão calculado para as variáveis ficou

relativamente alto, com exceção do desvio padrão da resistência à tração. Tal fato pode ter ocorrido em função da evolução da resistência mecânica do concreto em relação ao tempo (idade). Quanto maior a idade, maior a resistência mecânica e maior o módulo de elasticidade. Isto poderia impossibilitar o cálculo do tamanho da amostra, pois os valores do erro e do desvio padrão calculados foram relativamente altos, quando analisados dentro de um só grupo.

Uma forma para diminuir a variabilidade desses resultados é separar as medidas das propriedades analisadas por idades. Dessa forma, foi calculado o valor da média, do desvio padrão e do coeficiente de variação para cada idade estipulada pelo planejamento estatístico. Tal procedimento não anula a análise de regressão linear feita para as variáveis independentes, mas a divisão por idades em blocos diminui a variabilidade global e pode se constituir em um método mais apropriado e mais refinado para a determinação do tamanho da matriz experimental, pois a cada idade é medido um valor das médias, do desvio padrão e do coeficiente de variação.

Tabela 11: estatística descritiva dos resultados obtidos para as variáveis de resposta da matriz experimental 1, com nível de confiança de 95%

Propriedade avaliada	Resistência à compressão (fc)			Resistência à tração (ft'D)			Módulo de elasticidade (Ec)		
	Idade			Idade			Idade		
	3	7	28	3	7	28	3	7	28
Média	13,310	15,751	19,228	1,304	1,527	1,977	3,043	7,336	9,852
Desvio padrão	1,276	1,340	1,739	0,129	0,154	0,194	0,247	0,6870	1,152
Coeficiente de variação	0,0958	0,0851	0,0904	0,0989	0,1008	0,0981	0,0811	0,0936	0,1170
Erro máximo admissível	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100

De acordo com a tabela 11 é possível observar que a variabilidade calculada a partir dos resultados dos ensaios encontra-se dentro dos limites aceitáveis, comparando-se com o coeficiente de variação máximo admissível. Ainda de acordo com a tabela 11, pode-se verificar que os valores dos desvios padrões diminuiram quando o cálculo da variabilidade da

amostra ficou dividido por idades, o que não ocorreu na análise de regressão linear múltipla realizada. Tal fato foi comprovado em todas as propriedades mecânicas analisadas.

4.1.2 Matriz experimental 2 (relação água/cimento = 0,35)

A tabela 12 apresenta uma estatística descritiva para as variáveis de resposta f_c , $f_t'D$ e E_c da matriz experimental de tamanho $n=110$ corpos-de-prova, dentre os quais tem-se 22 corpos-de-prova para ensaios de resistência à compressão, 44 para resistência à tração e 44 para módulo de elasticidade, para uma relação água/cimento de 0,35.

Tabela 12: Resumo da regressão linear para as variáveis de resposta analisadas, com coeficiente de confiança $\alpha = 0,05$, para a matriz experimental 2

Variável dependente f_c (Resistência à compressão), $R^2 = 89,76\%$, desvio padrão ($\sigma = 6,69$)					
Fator	BETA	Erro padrão de BETA	B	Erro padrão de B	p-valor
Idade	0,40327	0,08807	0,85587	0,16569	0,000003
Carregamento	0,49763	0,09388	0,42512	0,05457	0,000000
Idade carregamento	0,18939	0,05587	1,12395	0,33155	0,001252
Variável dependente $f_t'D$ (Resistência à tração) $R^2 = 85,49\%$, desvio padrão ($\sigma = 0,41$)					
Fator	BETA	Erro padrão de BETA	B	Erro padrão de B	p-valor
Idade	0,24509	0,08972	0,03378	0,01555	0,03595
Carregamento	0,61810	0,09523	0,03370	0,00504	0,000000
Idade carregamento	0,20891	0,07815	0,08047	0,03141	0,01439
Variável dependente E_c (módulo de elasticidade) $R^2 = 89,35\%$, desvio padrão ($\sigma = 2,65$)					
Fator	BETA	Erro padrão de BETA	B	Erro padrão de B	p-valor
Idade	0,31202	0,09777	0,34741	0,10886	0,00284
Carregamento	0,58597	0,08015	0,25776	0,03526	0,000000
Idade carregamento	0,19163	0,07066	0,60256	0,22217	0,00998

De acordo com a tabela 12 é possível observar que a variabilidade dos resultados, medida através do desvio padrão e do erro padrão de BETA, encontra-se dentro dos limites estipulados. É importante salientar que os coeficientes de determinação (R^2) obtidos também

foram bastante satisfatórios, situando-se todos acima de 85%, ou seja, o modelo de regressão linear fornece um bom ajuste para as propriedades avaliadas.

Ainda na tabela 12, nota-se que o percentual do erro padrão para a variável independente idade, na análise de regressão linear do módulo de elasticidade está, praticamente, no limite do erro admissível máximo (10%). Como foi dito no item 4.1.1, o efeito da evolução da resistência mecânica do concreto pode ter influenciado nos resultados. Dessa forma, foi realizada uma análise dividida em blocos por idade, em virtude do valor do erro padrão calculado ter se mantido num patamar muito próximo do valor máximo admissível.

Tabela 13: estatística descritiva dos resultados obtidos para as variáveis de resposta da matriz experimental 2, com nível de confiança de 95%

Propriedade avaliada Propriedade estatística	Resistência à compressão (fc)			Resistência à tração (ft'D)			Módulo de elasticidade (Ec)		
	Idade			Idade			Idade		
	3	7	28	3	7	28	3	7	28
Média	34,754	37,815	47,803	2,765	2,556	2,800	20,167	20,982	23,946
Desvio padrão	3,450	2,695	2,235	0,251	0,287	0,207	1,286	2,017	1,387
Coefficiente de variação (CV)	0,0993	0,0712	0,0467	0,091	0,1122	0,0739	0,0637	0,0961	0,0579
Coefficiente de variação máximo admissível	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100

4.1.3 Matriz experimental 3 (relação água/cimento = 0,50)

A tabela 14 apresenta resumo estatístico da análise de regressão linear múltipla para as variáveis de resposta fc, ft'D e Ec da matriz experimental de tamanho n=66 corpos-de-prova, dentre os quais tem-se 22 corpos-de-prova para ensaios de resistência à compressão, 22 para resistência à tração e 22 para módulo de elasticidade, para uma relação água/cimento de 0,50.

Tabela 14: Resumo da regressão linear para as variáveis de resposta analisadas, com coeficiente de confiança $\alpha = 0,05$, para a matriz experimental 3

Variável dependente f_c (Resistência à compressão), $R^2 = 90,92\%$, desvio padrão ($\sigma = 4,69$)					
Fator	BETA	Erro padrão de BETA	B	Erro padrão de B	p-valor
Idade	0,32852	0,09556	0,47567	0,01384	0,001605
Carregamento	0,54863	0,07975	0,31701	0,04608	0,000000
Idade carregamento	0,21513	0,06942	1,09741	0,25410	0,003951
Variável dependente f_t/D (Resistência à tração) $R^2 = 85,56\%$, desvio padrão ($\sigma = 0,388$)					
Fator	BETA	Erro padrão de BETA	B	Erro padrão de B	p-valor
Idade	0,24534	0,09878	0,03059	0,02065	0,155854
Carregamento	0,56627	0,04356	0,02794	0,00669	0,000568
Idade carregamento	0,28358	0,01197	0,09884	0,04173	0,029265
Variável dependente E_c (módulo de elasticidade) $R^2 = 88,84\%$, desvio padrão ($\sigma = 2,64$)					
Fator	BETA	Erro padrão de BETA	B	Erro padrão de B	p-valor
Idade	0,33252	0,07560	0,25828	0,11309	0,034749
Carregamento	0,54847	0,09197	0,16856	0,03663	0,000222
Idade carregamento	0,21352	0,05253	0,46357	0,22852	0,047555

De acordo com a tabela 14, os valores do erro padrão estão dentro dos valores admissíveis. Entretanto, na análise de regressão múltipla para a propriedade de resistência à tração, a variável independente, idade, não teve grau de significância estabelecido na análise, ou seja, o p-valor ficou fora do nível de significância de 5%. Isso pode induzir o parâmetro BETA a um valor diferente do valor real e, conseqüentemente, o erro associado a esse parâmetro também pode se apresentar com valores diferentes dos valores reais, apesar do coeficiente de determinação se apresentar com percentual de 85%.

Uma análise mais detalhada poderá responder se esses valores correspondem ou se estão fora dos níveis admissíveis em relação à variabilidade da amostra de tamanho 66.

A tabela 15 mostra os valores da estatística descritiva da matriz experimental 3 com as análises divididas em blocos, de acordo com a idade do ensaio.

Tabela 15: estatística descritiva dos resultados obtidos para as variáveis de resposta da matriz experimental 3, com nível de confiança de 95%

Propriedade avaliada Propriedade estatística	Resistência à compressão (f_c)			Resistência à tração ($f_t'D$)			Módulo de elasticidade (E_c)		
	Idade			Idade			Idade		
	3	7	28	3	7	28	3	7	28
Média	24,309	28,124	32,335	2,126	2,269	2,503	12,548	16,558	16,668
Desvio padrão	1,351	2,364	2,961	0,172	0,226	0,251	0,909	1,546	1,697
Coefficiente de variação (CV)	0,0555	0,0841	0,0915	0,081	0,0996	0,1003	0,0724	0,0934	0,101
Coefficiente de variação máximo admissível	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100

Como pode ser visto na tabela 15, os valores dos coeficientes de variação encontram-se praticamente no mesmo nível de aceitação para um coeficiente de variação máximo. No entanto, para a idade de 28 dias, os percentuais ultrapassaram os 10% admissíveis para as propriedades de resistência à tração e módulo de elasticidade, mas o aumento foi de apenas 0,29% e 1%, respectivamente. Essas diferenças não comprometerão a análise dos resultados e ainda podem ser utilizados com uma boa margem de segurança.

Os valores do coeficiente de variação para a variável resistência à tração ficaram em conformidade com o coeficiente de variação máximo. Isto comprova que a análise de regressão múltipla é válida também para essa matriz, apesar do fator idade não ter sido significativo na análise.

Diante do que foi exposto, pode-se chegar a uma conclusão em relação ao tamanho da matriz experimental. É sabido que o aumento do tamanho da matriz geralmente permite uma redução da variabilidade da amostra, pois quanto maior o tamanho da matriz, mais informações se tem sobre o verdadeiro valor da média, do desvio padrão e do coeficiente de variação, o que possibilita a redução da probabilidade de ocorrência de falhas no processo de execução dos ensaios.

Por outro lado, uma matriz de tamanho excessivamente grande, como é o caso da matriz experimental 1, apesar de ter sua variabilidade diminuída, apresenta uma série de dificuldades de execução, como já foi comentado anteriormente.

Estatisticamente, ficou comprovado que tanto as matrizes 1, 2 e 3 apresentam níveis de variabilidade praticamente equivalentes. Isso significa que se for usada qualquer uma dessas matrizes, a confiabilidade dos resultados será a mesma, independente do número de corpos-de-prova utilizado nos ensaios serem diferentes. Daí a importância de se fazer um planejamento experimental, levando-se em conta fatores como tempo para execução do ensaio, equipamentos e recursos humanos disponíveis, além do custo associado ao experimento realizado. Além disso, é fundamental estar baseado em ferramentas estatísticas que comprovem a validade do processo.

Levando-se em conta que este trabalho contempla ensaios utilizando cinco tipos de cimento Portland, três relações água/cimento, quatro níveis de pré-carregamento e quatro níveis de idade, a matriz experimental escolhida foi aquela com menor número de corpos-de-prova, uma vez que, estatisticamente, já foi comprovado que os resultados são confiáveis. Portanto, a matriz escolhida foi a de tamanho $n = 66$, cujo tamanho total será de 990 corpos-de-prova, como foi mostrado na tabela 3.

4.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL

Para a análise estatística dos resultados dos ensaios de resistência à compressão foi utilizada uma análise de regressão linear múltipla. O programa estatístico utilizado foi o Statgraphics, que fornece as equações ajustadas para cada modelo testado, bem como os parâmetros da análise de variância e os valores do coeficiente de determinação (R^2) da análise. Foram desenvolvidos modelos matemáticos ajustados para cada tipo de cimento. Tal escolha deu-se em função da complexidade dos resultados caso fosse desenvolvido apenas um modelo para analisar essa propriedade. Outro fator importante nessa decisão reside no aspecto de avaliar o comportamento isolado de cada tipo de cimento em função das variáveis analisadas (relação a/c , carregamento, idade de carregamento). Este procedimento foi padronizado para todas as propriedades mecânicas analisadas, ou seja, foi desenvolvido, também, um modelo específico

de comportamento para as propriedades de resistência à tração e módulo de elasticidade, para cada tipo de cimento.

A tabela 16 apresenta os modelos de regressão múltipla, para cada tipo de cimento, bem como seus respectivos coeficientes de determinação. Nestes modelos pode-se constatar a influência, entre outras variáveis, do carregamento precoce e da idade na qual foi aplicado o pré-carregamento.

Tabela 16: modelos matemáticos desenvolvidos para análise da resistência à compressão para cada tipo de cimento

cimento	Modelo	(R ²)
CPII Z	$fc = -19,08 + \frac{15,43}{ac} + 0,42 \times idade - \frac{0,56}{\sqrt{carregam \times idadecar^2}} - \frac{0,24 \times idadecar}{ac^2}$	95,49
CPIV RS	$fc = -15,37 + \frac{15,98}{ac} + 0,43 \times idade + \frac{0,027 \times carregam}{\sqrt{ac}} - 1,22 \times idadecar \times ac^2 - \frac{0,061 \times carregam}{idadecar}$	97,12
CPV ARI	$fc = -13,27 + \frac{18,40}{ac} + 0,37 \times idade + \frac{0,045 \times carregam}{\sqrt{ac}} - 1,66 \times idadecar \times ac^2 - \frac{0,058 \times carregam}{idadecar}$	98,00
CPV ARI RS	$fc = -7,61 + \frac{13,28}{ac} + 0,61 \times idade - 0,789 \times idade \times ac^2 + \frac{0,006 \times carregam}{ac^2} + 0,695 \times idadecar \times \sqrt{ac}$	91,15

onde:

fc – resistência à compressão axial, em MPa

a/c – relação água/cimento

idade – idade do ensaio dos corpos-de-prova, em dias

carregam – percentual de pré-carregamento (%)

idadecar – idade do pré-carregamento, em dias

As equações foram obtidas a partir da análise de regressão múltipla dos resultados individuais dos ensaios experimentais, que constam no anexo 2. Os modelos possuem um coeficiente de determinação R² acima de 90%, ou seja, os modelos desenvolvidos podem explicar mais de 90% da variabilidade dos resultados, dentro de uma distribuição de probabilidade estatística.

No anexo 3 é possível verificar os parâmetros das equações para cada modelo, assim como o p-valor e a análise estatística de variância dos diferentes modelos matemáticos desenvolvidos.

4.2.1 Efeito isolado da relação água/cimento sobre a resistência à compressão do concreto

A figura 29 apresenta o gráfico com a tendência do comportamento da variável relação água/cimento e seu efeito sobre a resistência à compressão do concreto. O gráfico foi obtido através das equações da tabela 16, variando os valores da relação água/cimento e mantendo as demais variáveis independentes no seu ponto médio do intervalo definido para análise.

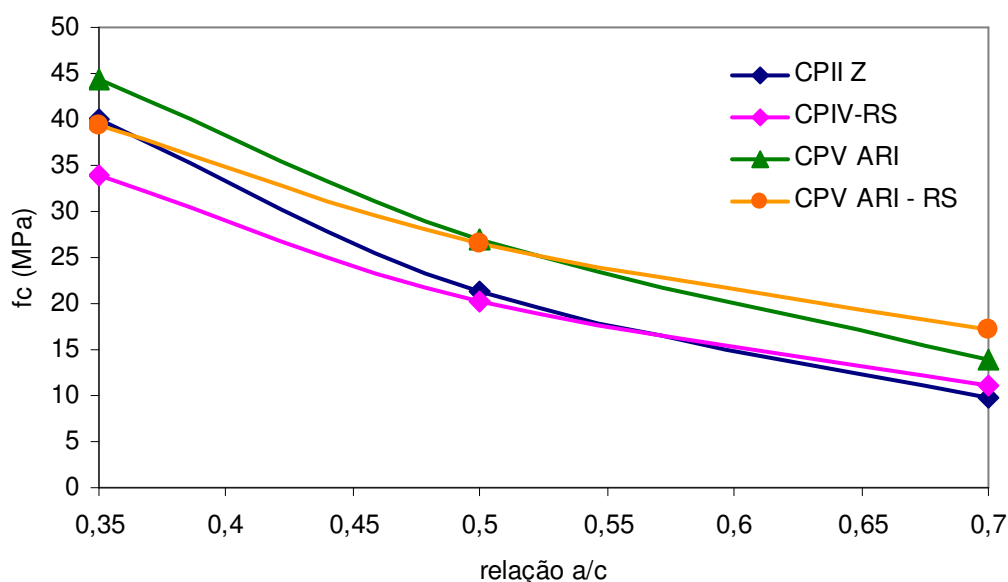


Figura 29: Efeito isolado da relação água/cimento sobre a resistência à compressão dos concretos

Pelo gráfico da figura 29 é possível observar que a resistência à compressão diminui à medida que aumenta a relação água/cimento para todos os cimentos estudados, conforme esperado. Isso comprova as leis de comportamento, de que a resistência à compressão é inversamente proporcional à relação água/cimento. No entanto, estes resultados apresentam apenas uma tendência de comportamento, uma vez que a relação água/cimento apresentou interações significativas com as variáveis *carregamento* e *idade do carregamento*, como será apresentado nos itens a seguir. Fato este que impossibilita dizer em que nível houve aumento ou diminuição do nível de resistência apenas analisando este gráfico.

4.2.2 Efeito isolado da idade sobre a resistência à compressão do concreto

A figura 30 apresenta a tendência de comportamento da resistência à compressão sob o efeito isolado da variável *idade*. Os valores foram obtidos através das equações desenvolvidas para os cimentos analisados, mantendo-se os valores das variáveis relação a/c, carregamento e idade de carregamento no ponto médio e variando-se os níveis de idade.

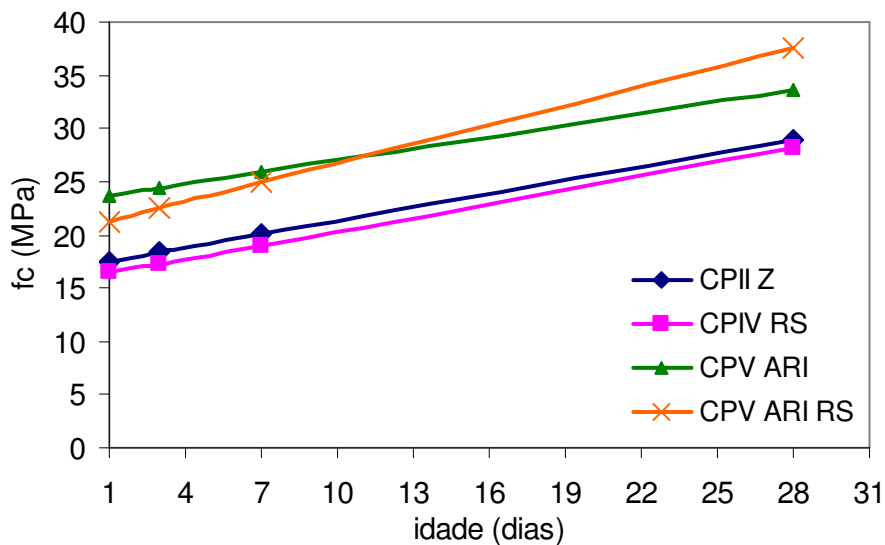


Figura 30: Resistência à compressão em função do efeito isolado da idade

Em relação à figura 30, observa-se que a tendência de comportamento está dentro do esperado, ou seja, os valores da resistência à compressão do concreto aumentam à medida que aumenta a idade. Entre os cimentos estudados é possível verificar que o cimento CPV ARI RS teve um melhor desempenho frente aos demais tipos, com um ligeiro aumento de resistência entre os demais a partir do décimo segundo dia, aproximadamente. Pode-se verificar, ainda, que nos primeiros dias os valores da resistência à compressão são relativamente altos. Neste caso, é importante ressaltar que o gráfico foi obtido do modelo matemático desenvolvido e que as taxas de crescimento podem variar em função das outras variáveis envolvidas e suas interações.

4.2.3 Efeito da interação entre o percentual de carregamento e relação água/cimento sobre a resistência à compressão do concreto

Os gráficos que relacionam a interação entre carregamento x a/c foram obtidos das equações visualizadas na tabela 16 e representam os resultados da resistência à compressão variando-se os valores do percentual do pré-carregamento para cada relação água/cimento, mantendo-se as demais variáveis no ponto médio.

Na figura 31 podem ser visualizados os gráficos da interação entre percentual de pré-carregamento e relação água/cimento para cada tipo de cimento. Em seguida, na figura 32 são mostrados, para a mesma interação, os gráficos que relacionam conjuntamente os diferentes tipos de cimento.

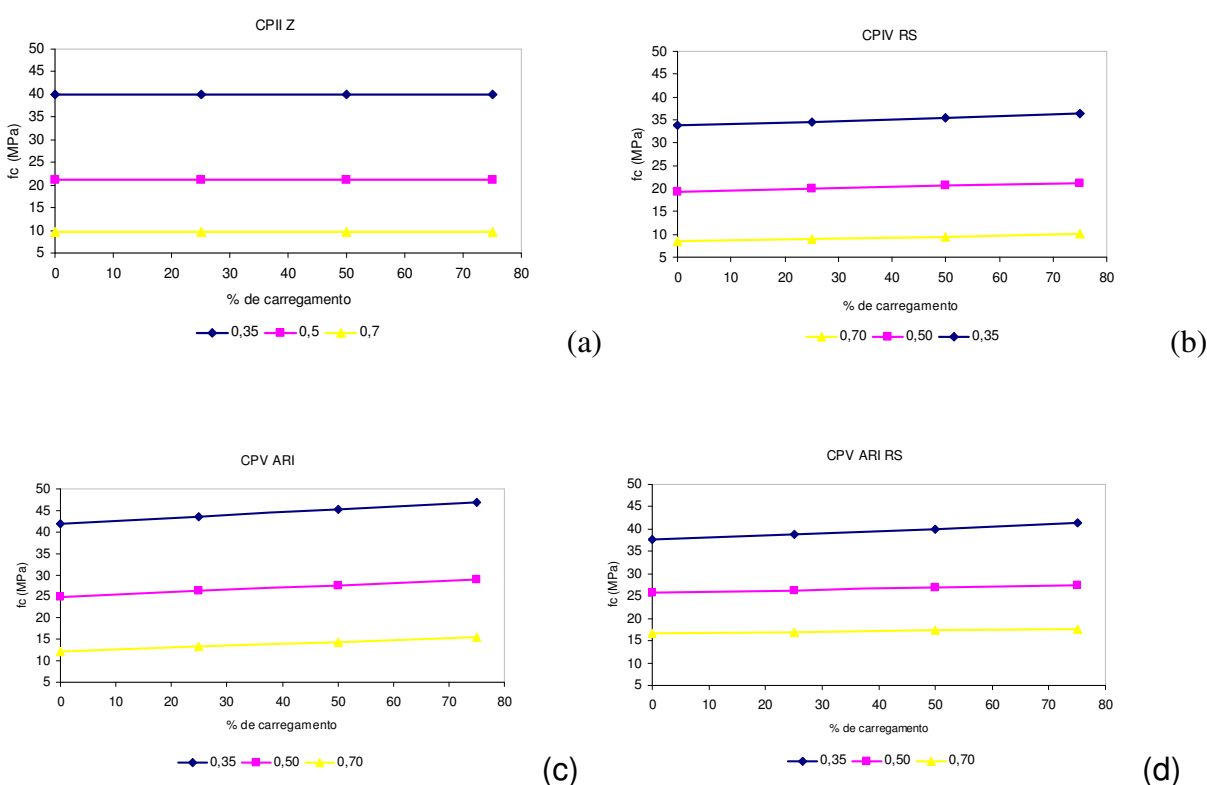


Figura 31: efeito da interação entre o percentual de carregamento e relação água/cimento sobre a resistência à compressão. (a) CII Z. (b) CII RS. (c) CPV ARI. (d) CPV ARI RS.

Pela figura 31, nota-se que à medida que aumenta o percentual de pré-carregamento observa-se um aumento da resistência à compressão, para todas as relações água/cimento em todos os cimentos, com exceção do CII Z, em que para esse tipo de cimento a interação carregamento x a/c não foi significativa. Observa-se também que o aumento da resistência é maior para

relações água/cimento menores (0,35). Na figura 32 são apresentados os resultados dos cimentos analisados conjuntamente.

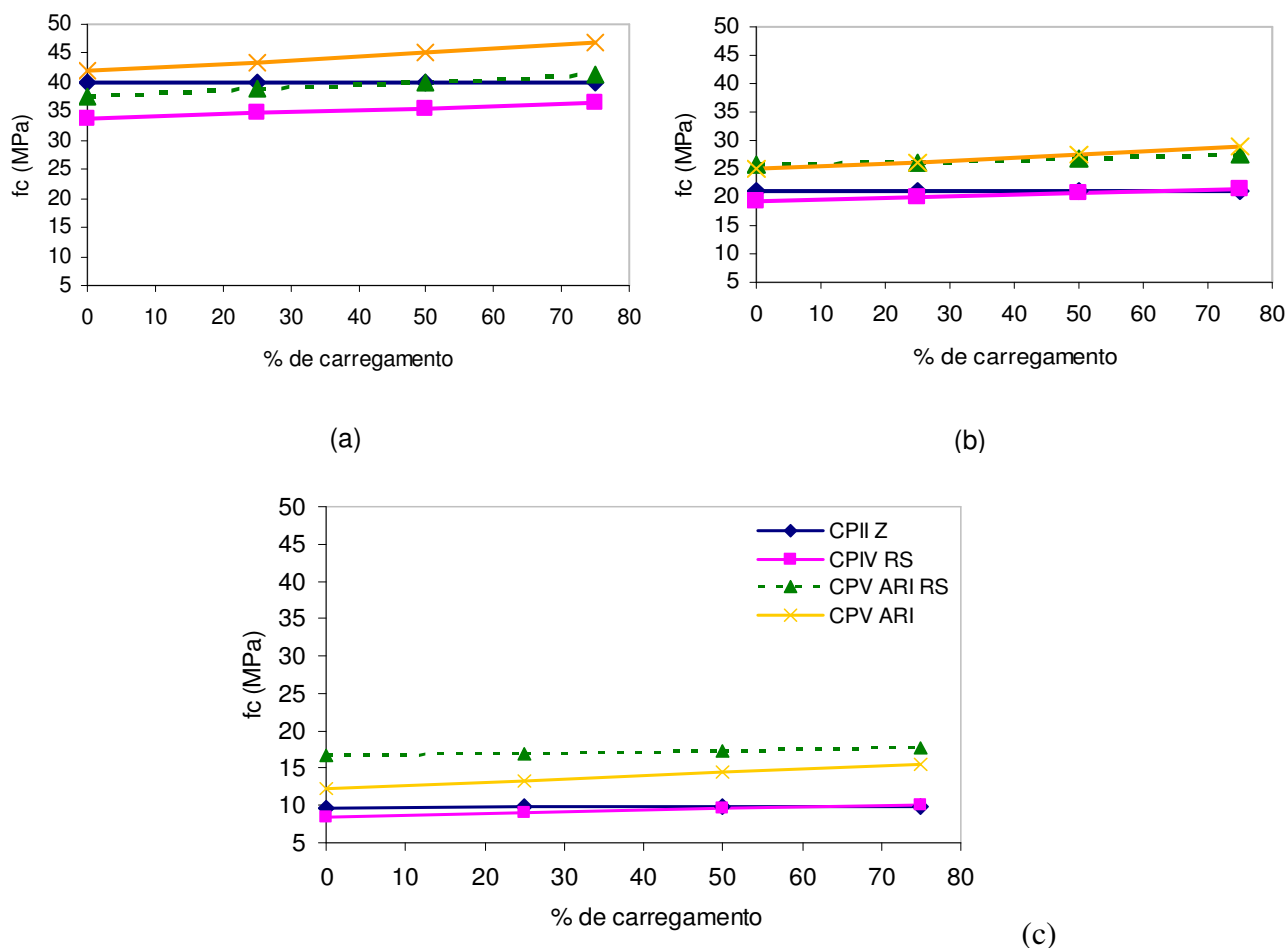


Figura 32: efeito da interação entre o percentual de carregamento e a relação água/cimento sobre a resistência à compressão. (a) relação $a/c=0,35$. (b) relação $a/c=0,50$. (c) relação $a/c=0,70$

Com base nos resultados apresentados, não é possível observar que a influência do pré-carregamento na resistência à compressão é determinada, basicamente, pela porosidade da matriz. Como já foi dito anteriormente o efeito do percentual de pré-carregamento, isoladamente, não foi significativo. Pode-se apenas verificar sua influência interagindo com outras variáveis, como relação água/cimento e idade de carregamento, por exemplo. Ao contrário do que se esperava houve um certo aumento de resistência para percentuais maiores de pré-carregamento. Tal comportamento não pode ser explicado simplesmente por critérios de observação macroscópica da resistência. No entanto, uma série de observações podem ser feitas no que diz respeito à cura dos concretos produzidos.

Os corpos-de-prova foram submetidos aos percentuais de 25%, 50 e 75% da carga de ruptura à compressão aos 1, 3 e 7 dias. Nessas idades, após a aplicação do pré-carregamento, os corpos-de-prova eram levados de volta à câmara úmida, no qual permaneciam até a idade de ensaio. De acordo com o gráfico da figura 31, nota-se que para relações água/cimento baixas houve um aumento da resistência à medida que aumentava o percentual de pré-carregamento. Para uma dada relação água/cimento, quanto maior o período de cura úmida, maior a resistência, admitindo-se que a hidratação das partículas de cimento anidro continua ocorrendo. Uma vez que os corpos-de-prova voltam para a câmara úmida, pode ocorrer uma reserva de resistência e tempo suficiente para que as reações de hidratação recuperem as microfissuras causadas pelo carregamento precoce.

Entre os cimentos, aqueles de resistência inicial alta tiveram maior ganho de resistência à compressão para todas as relações água/cimento analisadas. Nestes cimentos a hidratação se dá de uma forma muito mais rápida que os demais tipos (pozolânicos, por exemplo). Nas primeiras idades, os cimentos de alta resistência inicial já possuem uma estrutura interna mais formada, com compostos capazes de formar uma grande quantidade de etringita rapidamente e, conseqüentemente, silicatos hidratados de cálcio (CSH). Além disso, ocorre a formação rápida de cristais orientados de hidróxido do cálcio (CaOH_2), que tem seu tamanho diretamente proporcional à porosidade do concreto. Esses produtos cristalinos consistem de cristais relativamente grandes e formam uma estrutura mais porosa na região da zona de transição. Quando o concreto, nessas circunstâncias, recebe um pré-carregamento, possivelmente ocorre um efeito de compactação da estrutura, expulsando a água contida nos poros capilares e quebrando os cristais de hidróxido de cálcio, além de outros cristais mais fracos. Com isso, a estrutura interna do material se rearranja, liberando a área antes ocupada pelo hidróxido de cálcio e preenchendo os vazios formados com produtos resistentes remanescentes, provavelmente com hidratação de compostos anidros.

Com o progresso da hidratação, o CSH remanescente e pouco cristalizado, além de uma segunda geração de cristais menores de etringita e hidróxido de cálcio começam a preencher os espaços vazios deixados pelos cristais grandes de hidróxido de cálcio, ajudando a aumentar a densidade e, conseqüente, a resistência do material. Por esse motivo, se explica o maior ganho de resistência para relações água/cimento menores.

Para relações água/cimento maiores (0,70), os níveis de resistência permaneceram no mesmo patamar. Antes da aplicação do pré-carregamento, um número razoável de microfissuras já

existe na zona de transição, entre a matriz e o agregado. Nas relações água/cimento maiores a resistência no concreto é explicada como uma consequência natural do progressivo enfraquecimento da matriz devido ao aumento da porosidade. Como não há quantidade suficiente quantidade de compostos resistentes remanescentes, ocorre apenas a quebra dos cristais de hidróxido de cálcio. Mesmo assim, o efeito é benéfico, uma vez que o carregamento quebra os cristais mais fracos, reorganizando a estrutura, tornando-a mais compacta.

No entanto, é importante ressaltar o ganho de resistência com o aumento do percentual de pré-carregamento. Esse aumento foi percebido em maior escala para os cimentos de alta resistência inicial (CPV ARI e CPV ARI RS). Em relações água/cimento menores esse ganho também foi observado por outros tipos de cimento, mas em menor magnitude.

O cimento de alta resistência por ser um cimento mais fino pode ter ocorrido uma mudança na morfologia da pasta de cimento. Com o aumento do percentual de carga, as fissuras finas (formadas em função da formação e concentração de tensões no concreto) talvez tenha se mantido fechadas e se colmatadas pois os concretos após receberam a aplicação da carga voltavam para o ambiente de cura úmida. Esse processo, segundo Neville (1997) é conhecido como colmatação autógena e se deve, principalmente, à hidratação das partículas que não estavam hidratadas e que ficaram expostas à água após a abertura das fissuras. Com isso, as pontes de fissuras ficam interrompidas entre a matriz e o agregado. Se houver material muito fino em suspensão também pode ocorrer um bloqueio mecânico das fissuras, impedindo a sua propagação. Ainda segundo Neville (1997), quanto mais novo o concreto, ou seja, quanto mais partículas não hidratadas, maior é a recuperação da resistência. No entanto, mesmo depois de colmatadas, as fissuras são pontos fracos de danificação e mais suscetíveis a surgirem novas fissuras em situações adversas.

O processo de colmatação autógena também pode explicar o comportamento dos cimentos com reações de hidratação mais lentas, uma vez que os mesmos também foram submetidos a um ambiente de cura com condições de colmatação das microfissuras formadas.

Burlion et al. (2005) realizaram experimentos em testemunhos de concreto confinando o corpo-de-prova numa direção, deixando livre a outra direção e aplicando uma força de compressão no lado confinado. Os autores afirmam que a pressão exercida num corpo-de-prova de concreto provoca um confinamento da estrutura do concreto na direção de aplicação

da carga e com isso induz a um aumento da resistência. Isso ocorre, segundo os autores, porque a pressão de confinamento provoca uma diminuição dos espaços intersticiais da composição da mistura. Com aplicação da carga o dano ocorre localmente em uma determinada região do corpo-de-prova, e a partir daí ocorre a propagação de microfissuras devido ao efeito mecânico axial, numa configuração de dano semelhante à da figura 23, como visto no item 2.3.2. Quando os corpos-de-prova submetidos a cargas ficam expostos a um ambiente úmido, a água tende a percolar os interstícios formados pelas microfissuras, hidratando compostos químicos que ainda não se hidrataram e assim proporciona um aumento da resistência. Os autores observaram aumento da resistência da ordem de até 15%.

Este comportamento pode ter sido observado nesta pesquisa. As análises da microestrutura realizadas neste estudo comprovam este comportamento, mostrando que houve um fechamento e recuperação das microfissuras causadas pelo carregamento de compressão, como poderá ser visto no capítulo 5.

É importante ressaltar, também, que apesar da reorganização da estrutura interna do material, a aplicação do carregamento não impede a formação de microfissuras e não garante que todas as propriedades mecânicas sejam beneficiadas com a aplicação do carregamento. Com a aplicação da carga pode ocorrer a quebra de cristais mais fracos, mas pode ocorrer, também, a quebra de compostos resistentes, o que não é interessante do ponto de vista da resistência. Também não é possível afirmar que todas as microfissuras formadas sejam recuperadas, o que pode afetar negativamente outras propriedades mecânicas além da durabilidade dos concretos.

Venquiaruto (2006) analisou aspectos de durabilidade de concretos submetidos a carregamento precoce de compressão através de ensaios de penetração de cloretos e absorção e detectou que quanto maior o percentual de carregamento aplicado ao concreto, maior a taxa de permeabilidade dos agentes agressivos, indicando, claramente, um processo de formação de microfissuração.

Assim, a recuperação da rigidez, por um lado, torna o concreto mais resistente à compressão, mas por outro, torna-o suscetível à agressão do meio, diminuindo sua vida útil.

4.2.4 Efeito da interação entre idade de carregamento e relação água/cimento sobre a resistência à compressão do concreto

A figura 33 apresenta um gráfico com o efeito da interação entre a idade de carregamento e a relação água/cimento. Os valores foram obtidos a partir das equações da tabela 16, variando-se os valores da idade do carregamento ($t_{carregar}$) para cada relação água/cimento, mantendo-se constantes os valores das outras variáveis.

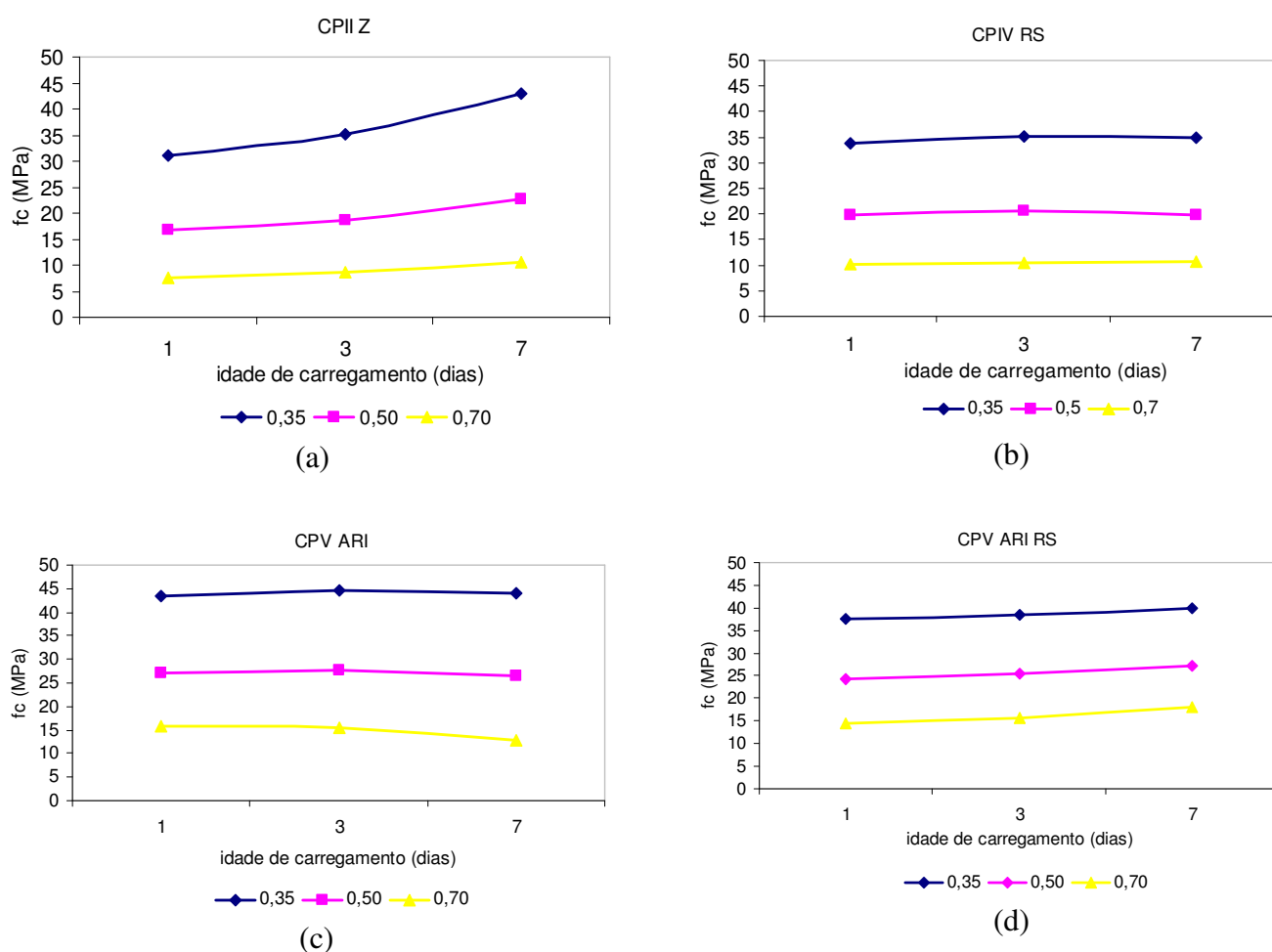


Figura 33: efeito da interação entre idade de carregamento e relação água/cimento sobre a resistência à compressão do concreto. (a) CII Z. (b) CIV RS. (c) CV ARI. (d) CV ARI RS.

Pelos gráficos da figura 33 observa-se uma tendência de aumento da resistência à compressão à medida que aumenta a idade de carregamento em todas as relações água/cimento. Nos cimentos de reações de hidratação mais lentas, como o CII Z, por exemplo, o ganho de resistência foi maior, para todas as relações água/cimento à medida que aumenta a idade de

pré-carregamento. Tal fato se deve, provavelmente, a evolução do processo de hidratação. O que não ocorreu com os cimentos de alta resistência inicial, em que o aumento de idade de pré-carregamento provoca pouca influência no ganho da resistência à compressão.

Na figura 34 são correlacionados os diferentes tipos de cimentos num mesmo gráfico para as diferentes idades de carregamento e relações água/cimento.

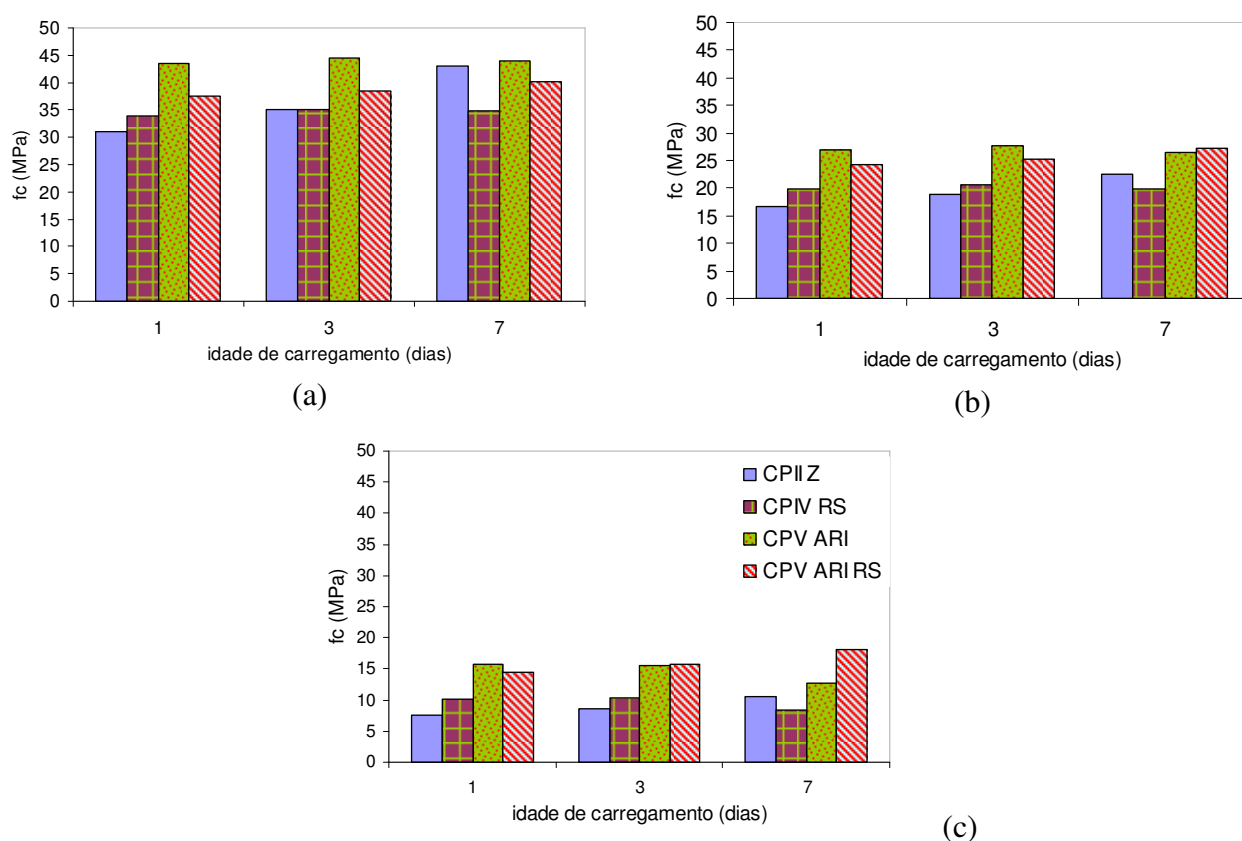


Figura 34: efeito da interação idade x relação a/c sobre a resistência à compressão do concreto. (a) relação a/c=0,35. (b) relação a/c=0,50. (c) relação a/c=0,70

É possível observar, também, que para as idades de 1 e 3 dias, quase não houve diferença entre os níveis de resistências para todas as relações água/cimento estudadas para os cimentos CII RS e CII Z. Para os cimentos CPV ARI E CPV ARI RS, de alta resistência inicial, em baixas idades (aos 7 dias) já possuem cerca de 82% da resistência que é adquirida aos 28 dias, fato este que não ocorreu com os cimentos CII RS e CII Z, que possuem percentuais entre 58% e 68%, respectivamente, na idade de 7 dias. Dentre esses dois, o CII Z obteve um ganho maior de resistência aos 7 dias, para todas as relações a/c. O cimento CII RS manteve seus patamares de resistência praticamente inalterados para as diferentes idades de

carregamento em todas as relações água/cimento trabalhadas. Diante disso, é possível concluir que concretos submetidos a um pré-carregamento em diferentes idades têm comportamentos diferentes, uma vez que a taxa de hidratação ao longo do tempo não é a mesma para todos os cimentos. Esta hidratação é constituída por uma série de reações químicas interdependentes e com cinéticas distintas.

De acordo com Neville (1997), cada um dos tipos de cimento Portland apresenta uma velocidade de hidratação diferente. A velocidade de hidratação depende da finura das partículas de cimento e, para uma evolução rápida da resistência, é necessária uma maior finura. Comparando, por exemplo, a matriz do concreto com cimento de alta resistência inicial com a de outro com cimento comum, a baixas idades, a primeira será muito menos porosa. Com o passar do tempo, os poros da matriz do cimento comum vão sendo preenchidos pelos produtos de hidratação, e a porosidade final poderá ser a mesma do concreto com alta resistência inicial. Portanto, a influência do tipo de cimento é mais significativa para baixas idades. O cimento de alta resistência inicial (ARI) possui um índice de finura maior que os outros tipos, fato este que pode explicar o comportamento de maior resistência nas primeiras idades.

Em condições de cura normalizada, o cimento Portland de alta resistência inicial hidrata-se mais rapidamente que os demais tipos de cimentos. Tal resultado foi comprovado pela autora, que comparou valores de resistência à compressão em concretos com diferentes tipos de cimentos (CPIII e CPV ARI) e diferentes idades e relações água/cimento. De acordo com Evangelista (2002), o tipo de cimento influencia significativamente a resistência à compressão do concreto e tais resistências são mais evidenciadas para a idade de 3 dias. A figura 35 mostra as diferenças de resistência entre concretos das séries M1 e M4, com cimentos CPIII e CPV, respectivamente.

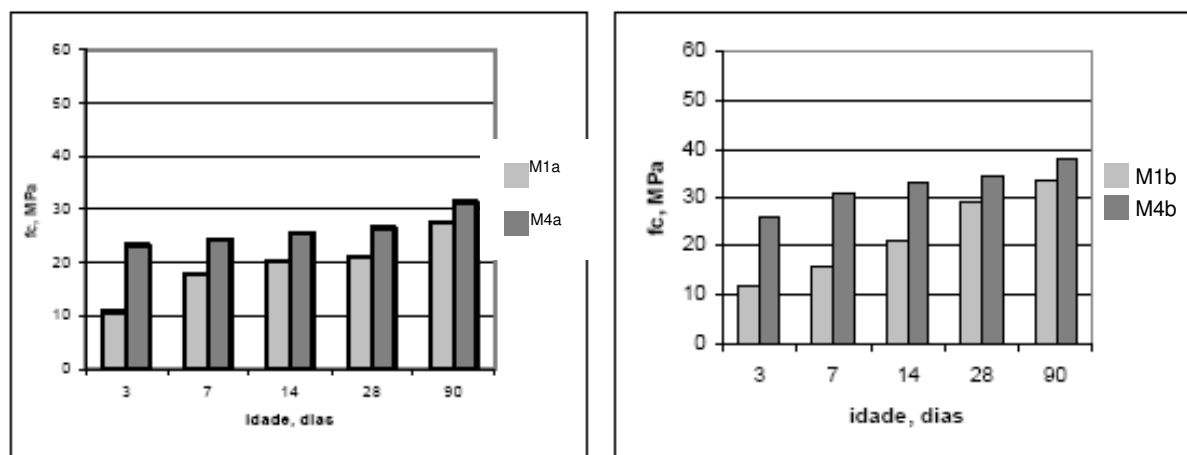
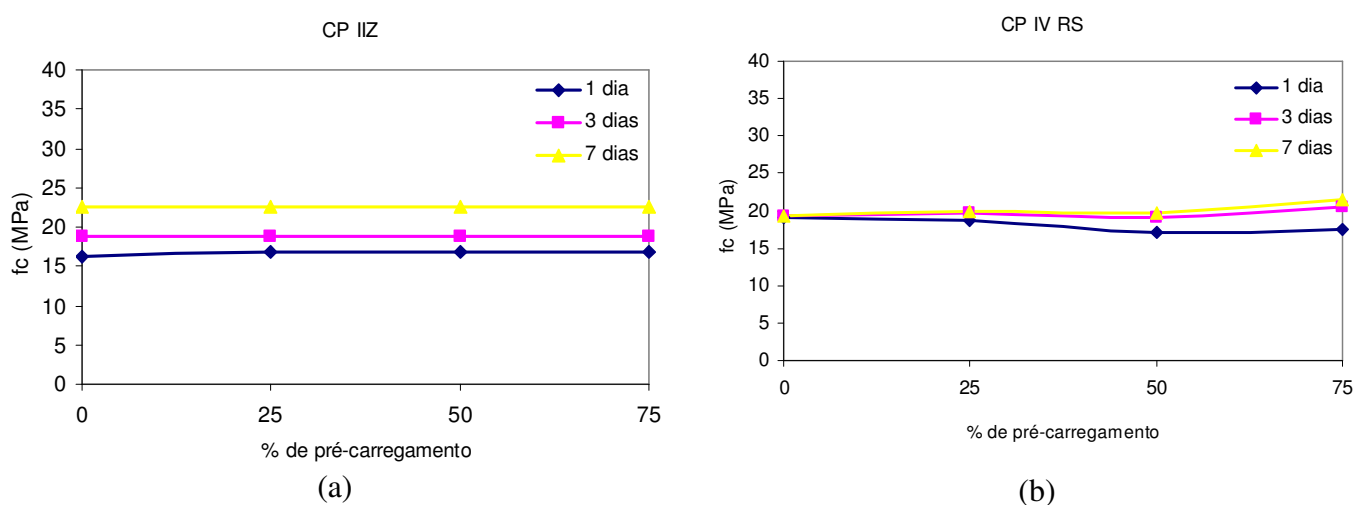


Figura 35: influência do tipo de cimento para diversas relações água/cimento (EVANGELISTA, 2002).

4.2.5 Efeito da interação entre idade de carregamento e do percentual de pré-carregamento na resistência à compressão do concreto

Para análise dessa interação foram utilizadas as equações da tabela 16, variando-se os níveis de idade de carregamento e percentual de pré-carregamento e mantendo-se fixos, no ponto médio, os níveis das demais variáveis.

A figura 36 mostra o efeito da interação entre os percentuais de pré-carregamento e as idades de pré-carregamento sobre a resistência à compressão.



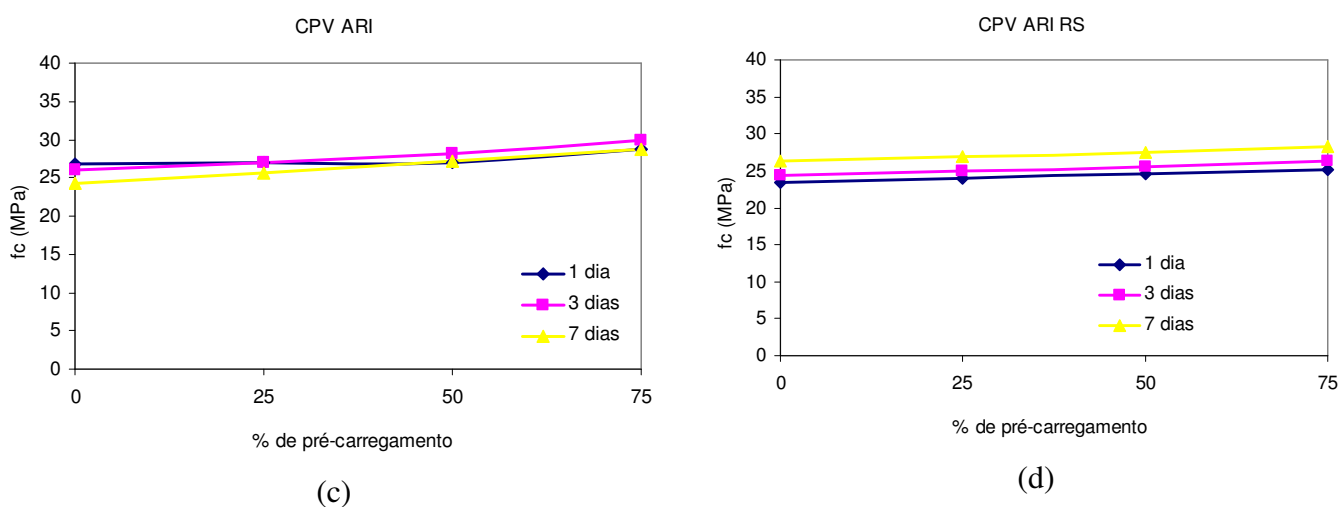
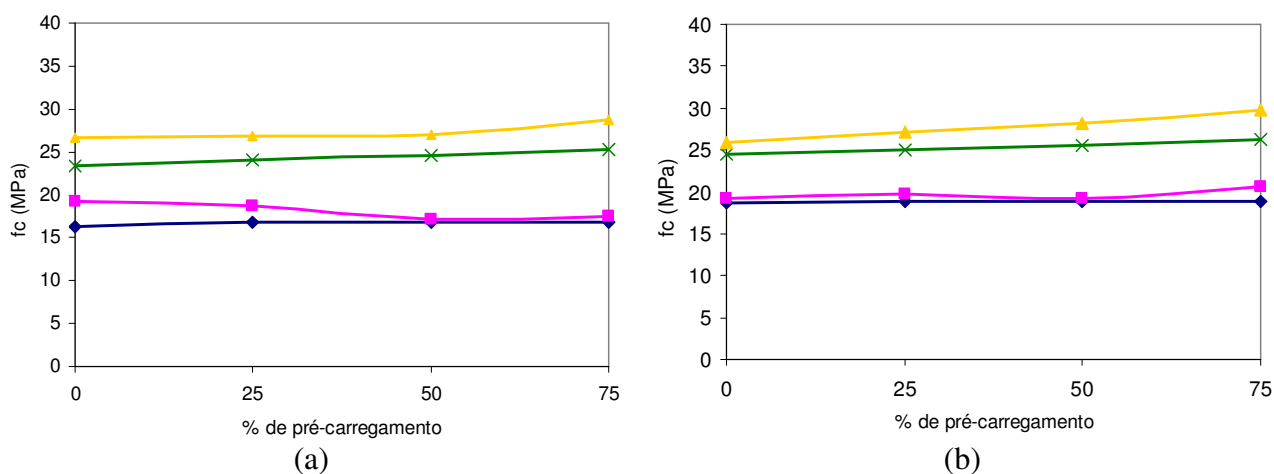


Figura 36: efeito da interação entre o percentual de pré-carregamento e idade de carregamento sobre a resistência à compressão do concreto.

(a) CPII Z. (b) CPIV RS. (c) CPV ARI. (d) CPV ARI RS

Observa-se que os valores de resistência à compressão tornam-se maiores à medida que aumenta a idade de carregamento e o percentual de pré-carregamento. Na figura 37 são apresentados os gráficos que relacionam os diferentes tipos de cimento num mesmo gráfico e seus efeitos sobre os valores da resistência à compressão.



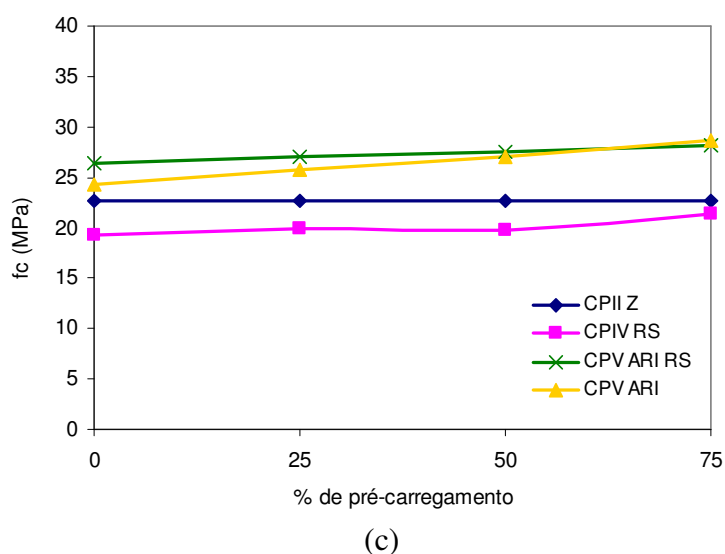


Figura 37: efeito da interação entre o percentual de pré-carregamento e idade de pré-carregamento sobre a resistência à compressão. (a) 1 dia. (b) 3 dias. (c) 7 dias de pré-carregamento.

Em relação ao CPV ARI, observa-se que o mesmo apresenta altos valores de resistência nas primeiras idades, de modo que a variação do aumento da resistência foi bastante pequena. Observa-se, ainda para o CPV ARI, que na idade de pré-carregamento de 1 dia os valores da resistência à compressão foram relativamente maiores em relação às outras idades. Com o carregamento de 1 dia, provavelmente, as reações de hidratação para este cimento provocam um efeito favorável na resistência à compressão. As microfissuras que talvez tenham se formado provavelmente se mantiveram fechadas e se colmataram completamente ao voltar para o ambiente úmido de cura.

Para o cimento composto pozolânico CII Z, o ganho de resistência é proporcional ao aumento da idade de pré-carregamento. Por ser um cimento de reação mais lenta, nas primeiras idades (1 e 3 dias) ainda não se constitui, totalmente, a formação dos compostos resistentes. Entretanto, a ação da pozolana, na idade de 7 dias, já é percebida e pode compensar, parcialmente, as perdas iniciais de resistência, pois nessa idade já reagiu com o hidróxido de cálcio, formando produtos resistentes (reação pozolânica). Essa reação terá a função de substituir os cristais grandes de hidróxido de cálcio, por numerosos cristais, pequenos e menos orientados, formando um refinamento dos poros e aumentando a resistência (MEHTA E MONTEIRO, 1994).

4.3 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO

Foi desenvolvido um modelo matemático através da análise de regressão múltipla, considerando todos os fatores controláveis e os quatro tipos de cimentos utilizados. Ou seja, para cada tipo de cimento foi desenvolvido um modelo matemático que envolve as variáveis independentes citadas. Na tabela 17 é possível visualizar as equações obtidas, assim como o coeficiente de determinação obtido para cada modelo de regressão.

Tabela 17: modelos matemáticos desenvolvidos para análise da resistência à tração para cada tipo de cimento

cimento	Modelo	(R ²)
CPII Z	$f_{rD} = -0,488 + \frac{1,00}{ac} - \frac{1,620}{idade} + 0,012 \times idade \times \sqrt{idadecar} + \frac{5,11}{carregam} - 0,038 \times ac^2 \times idadecar^2$	93,38
CPIV RS	$f_{rD} = -1,314 + \frac{1,443}{ac} + 0,019 \times idade + 0,107 \times idadecar - \frac{0,004 \times idadecar^2}{ac^2} - \frac{0,004}{ac^3 \times \sqrt{carregam}}$	87,07
CPV ARI	$f_{rD} = 2,416 + \frac{0,288}{ac} - \frac{7,580 \times ac^2}{idade^2} - \frac{0,760}{idadecar} + \frac{0,0788 \times \sqrt{carregam}}{idadecar} - 0,4598 \times ac^3 \times \sqrt{carregam}$	92,48
CPV ARI RS	$f_{rD} = -0,728 + \frac{1,2111}{ac} + 0,1452 \times idade + 0,1139 \times idadecar - \frac{0,0803 \times idade}{ac} + 0,0332 \times \sqrt{carregam}$	94,93

onde:

f_{rD} – resistência à tração por compressão diametral, em MPa

a/c – relação água/cimento

$idade$ – idade do ensaio dos corpos-de-prova, em dias

$carregam$ – percentual de pré-carregamento (%)

$idadecar$ – idade do pré-carregamento, em dias

Pela tabela 17 nota-se que, com exceção do CPIV RS, todos os cimentos obtiveram coeficiente de determinação acima de 90%. Isto significa que os modelos explicam mais de 90% da variabilidade dos resultados. Para o cimento CPIV RS, o modelo de regressão múltipla obtido explica 87,07% da variabilidade dos resultados obtidos.

No anexo 3 é possível visualizar os modelos estatísticos para essa propriedade, assim como o p-valor e a análise estatística de variância dos diferentes modelos matemáticos desenvolvidos.

4.3.1 Efeito isolado da relação água/cimento sobre a resistência à tração

A figura 38 apresenta o efeito isolado da relação água/cimento sobre a resistência à tração por compressão diametral. As curvas foram obtidas a partir das equações desenvolvidas na modelagem matemática, para cada tipo de cimento. Os valores da resistência à tração foram calculados variando-se os valores das relações água/cimento e mantendo-se no ponto médio os níveis das demais variáveis.

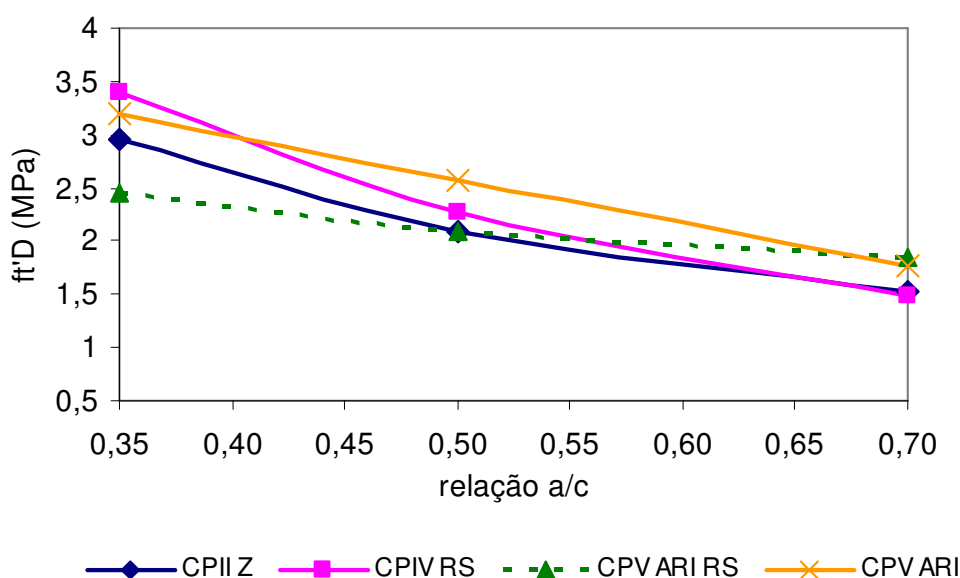


Figura 38: efeito isolado da relação água/cimento sobre a resistência à tração do concreto

Pela figura 38 nota-se que à medida que aumenta a relação água/cimento a resistência à tração diminui, como esperado. Ainda de acordo com o gráfico é possível observar que a ordem de magnitude da resistência à tração por compressão diametral varia de acordo com o tipo de cimento. Os valores da resistência à tração para os cimentos CII Z e CPVARI RS, na relação água/cimento 0,35, são praticamente os mesmos que para a relação água/cimento 0,70 para os cimentos CII VRS e CPVARI.

A relação água/cimento determina a porosidade da pasta de cimento endurecida em qualquer estágio de hidratação. A rigor, a resistência do concreto é influenciada pelo volume de todos os vazios: ar aprisionado, poros capilares, poros do gel e ar incorporado, quando presente. Em outras palavras, a resistência da pasta de cimento depende basicamente da estrutura física de todos os vazios, conjuntamente, mas não se pode desconsiderar a composição química do cimento, bem como seu consumo numa mistura de concreto. Neville (1997) aponta que é limitado o intervalo de validade da regra da relação água/cimento. Para valores muito baixos da relação água/cimento, a curva deixa de ser seguida quando o adensamento pleno não é mais possível. Ainda de acordo com Neville (1997), misturas com uma relação água/cimento muito baixa e um teor de cimento muito alto (maior que 550 kg/m^3) exibem uma redução de resistência quando há dificuldades de adensamento e quando se usa agregados com grande dimensão. Assim, em idades mais altas, neste tipo de mistura, uma relação água/cimento menor pode não resultar uma resistência mais alta. Tal comportamento pode ser devido a tensões induzidas pela retração autógena, que contidas pelas partículas de agregado, resultam em fissuração na pasta de cimento e uma perda de aderência entre a pasta e o agregado.

4.3.2 Efeito isolado da idade sobre a resistência à tração

A figura 39 mostra a evolução da resistência à tração por compressão diametral ao longo do tempo para os diferentes tipos de cimento. Os valores foram obtidos através dos modelos matemáticos descritos na tabela 17 mantendo-se no ponto médio os valores das variáveis relação água/cimento, idade de carregamento e percentual de carregamento e variando-se os níveis da idade.

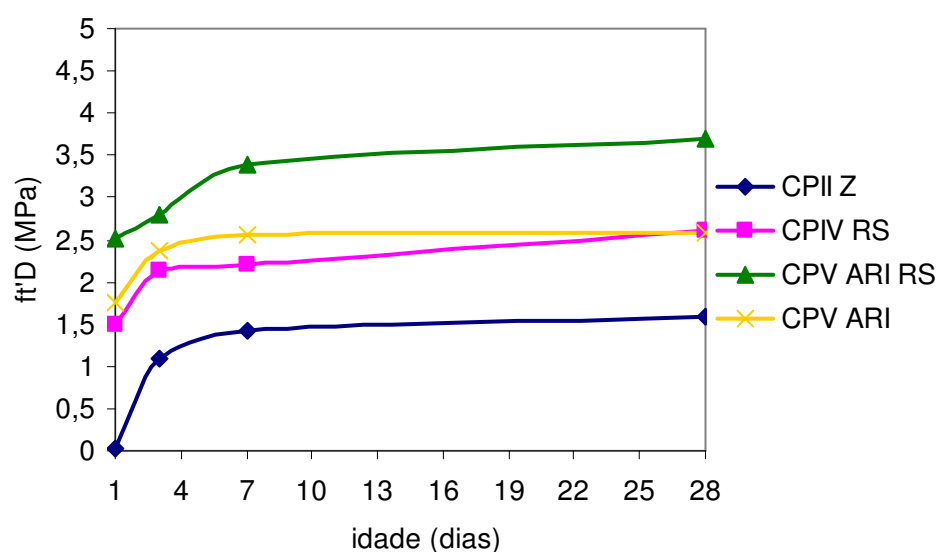


Figura 39: efeito isolado da idade sobre a resistência à tração dos concretos

De acordo com a figura 39, existe uma relação direta entre resistência à tração e idade. À medida que aumenta a idade de cura, aumenta a resistência à tração, para todos os cimentos estudados.

A velocidade de aumento da resistência varia de acordo com o tipo de cimento. É possível observar, no gráfico da figura 39, que o melhor desempenho ficou para o cimento CPV ARI RS, ficando os outros tipos abaixo dos valores obtidos por este cimento. Contudo, pode-se verificar que a tendência de comportamento ao longo do tempo é a mesma para todos os cimentos analisados, ou seja, à medida que aumenta a idade, aumenta a resistência à tração por compressão diametral.

4.3.3 Efeito isolado da idade de carregamento sobre a resistência à tração

A figura 40 apresenta o efeito da idade de carregamento sobre a resistência à tração por compressão diametral dos concretos produzidos. Os valores foram obtidos a partir das equações explicitadas na tabela 17, variando-se os valores da idade de carregamento e mantendo-se no ponto médio as demais variáveis.

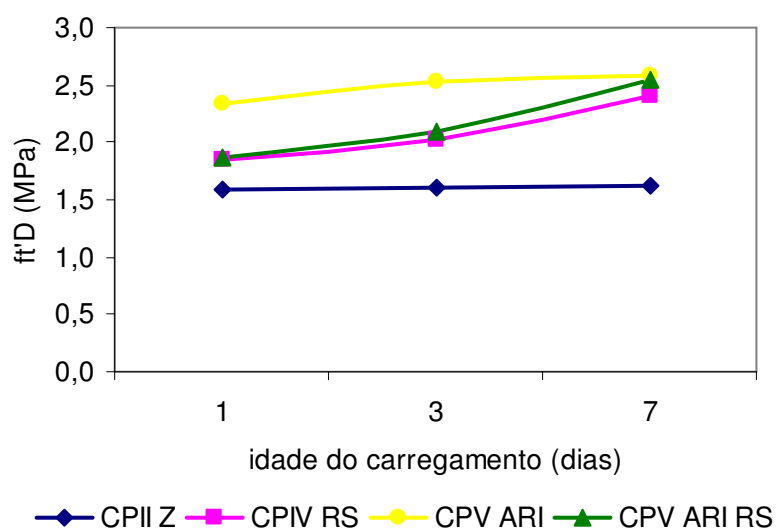


Figura 40: efeito isolado da idade de carregamento sobre a resistência à tração por compressão diametral.

De acordo com a figura, à medida que aumenta a idade de carregamento aumenta o valor da resistência à tração para todos os cimentos, exceto para o CII Z, que se mantém praticamente constante. Para o cimento CII ARI, praticamente não houve diferença entre as idades de pré-carregamento de 3 e 7 dias nos valores de resistência à tração. Tal comportamento pode ser explicado pelos mesmos argumentos apresentados no item 4.2.2. Também pode ser verificado, através do gráfico, que entre as idades de 1 e 3 dias de pré-carregamento a diferença entre as resistências é muito pequena. Esse valor é aumentado apenas quando ocorre o carregamento na idade de 7 dias e para os cimentos CII ARI RS e CII RS.

O aumento para os valores da resistência à tração para os cimentos pozolânicos a partir da idade de 7 dias se explica pelo efeito das reações pozolânicas, que nessa idade já reagiu quimicamente com os cristais de hidróxido de cálcio, formando compostos resistentes, densificando a estrutura e aumentando a resistência. Além disso, um efeito físico indireto, causado pela aplicação do pré-carregamento, pode explicar parte deste comportamento, pois com aplicação da carga a redução da exsudação provocada pela expulsão da água contida nos poros contribui para a melhoria da zona de transição (MEHTA E MONTEIRO, 1994; DAL MOLIN, 1995).

Em relação ao CII Z é importante ressaltar que a variável *idade de carregamento* não foi significativa no desenvolvimento da modelagem matemática. Na tabela 17 pode-se observar que a variável *idagedecar*, isoladamente, não foi significativa. Apesar de se ter obtido um bom

ajuste no modelo, a significância dessa variável deu-se apenas com interação entre os outros fatores. Entretanto, apesar dessa variável não ter sido significativa isoladamente, optou-se por colocar no gráfico o efeito dessa variável, interagindo com os outros fatores apenas como uma medida de comparação relativa e também como forma visualização do desempenho entre os diferentes tipos de cimento utilizados.

4.3.4 Efeito isolado do percentual de carregamento sobre a resistência à tração

Na figura 41 pode ser visualizado o efeito do percentual de carregamento sobre a resistência à tração dos concretos produzidos com os diferentes tipos de cimento. Os valores da resistência à tração foram obtidos variando-se os níveis do percentual de carregamento e mantendo-se no ponto médio os níveis das demais variáveis.

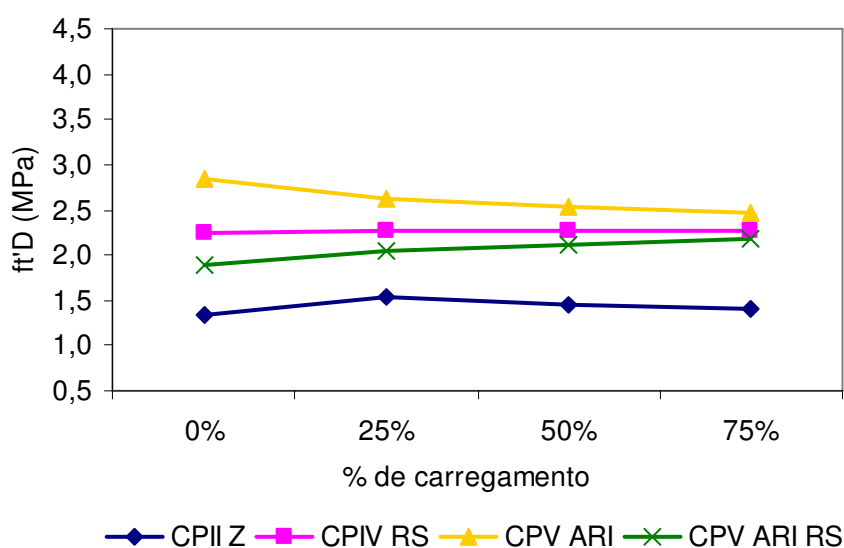


Figura 41: efeito isolado do percentual de carregamento sobre a resistência à tração por compressão diametral

No desenvolvimento do modelo matemático da propriedade de resistência à tração, Não foi possível afirmar com clareza qual a influência do efeito isolado do percentual de carregamento sobre a resistência à tração. Matematicamente, o percentual de carregamento está inserido em todas as modelagens desenvolvidas para essa propriedade. No entanto, analisando por tipo de cimento estudado, o percentual de carregamento não teve a influência

que se esperava. Ou seja, quanto maior o percentual de carregamento, menor a resistência à tração.

Sob condições isoladas de carregamento precoce ainda não é possível concluir sobre a influência dessa variável na resistência à tração. Atuando com outros fatores, através da análise das interações, talvez seja possível perceber o efeito dos diferentes percentuais de carregamento aplicados ao concreto. No entanto, diferentemente do que aponta a resistência à compressão, não foram observados aumentos da resistência à tração, o que pode induzir a um possível estado de microfissuração.

O efeito de colmatção das microfissuras ficou evidente para a resistência à compressão, mas para resistência à tração há uma clara evidência que a recuperação das microfissuras não ocorre totalmente. Este processo vai depender da quantidade de material anidro remanescente disponível, da quantidade de microfissuras formadas e abertas. Além disso, quando o concreto é submetido a um carregamento de compressão, a direção e propagação das microfissuras tendem a se distribuir perpendicularmente à direção do carregamento, como mostrado no item 2.3 (BOTTA, 1998), o que prejudica fortemente a resistência à tração. Apesar do aumento da resistência à compressão, provavelmente originada por uma resistência residual, o pré-carregamento não implicou no aumento da resistência à tração.

4.3.5 Efeito da interação carregamento x relação a/c sobre a resistência à tração

Os gráficos das figuras 42 e 43 apresentam a influência da interação carregamento x relação a/c sobre a resistência à tração do concreto. Foi analisado o efeito do percentual de carregamento para cada tipo de cimento e para cada relação água/cimento. Os valores foram obtidos a partir das equações da tabela 17, variando-se os valores do percentual de carregamento, das relações água/cimento e mantendo-se no ponto médio os níveis das demais variáveis. Na figura 42 apresenta-se uma compilação do efeito da interação para os diferentes tipos de cimento num mesmo gráfico para cada relação água/cimento. Na figura 43 é apresentado o efeito dessa interação nas diferentes relações água/cimento para cada tipo de cimento isoladamente.

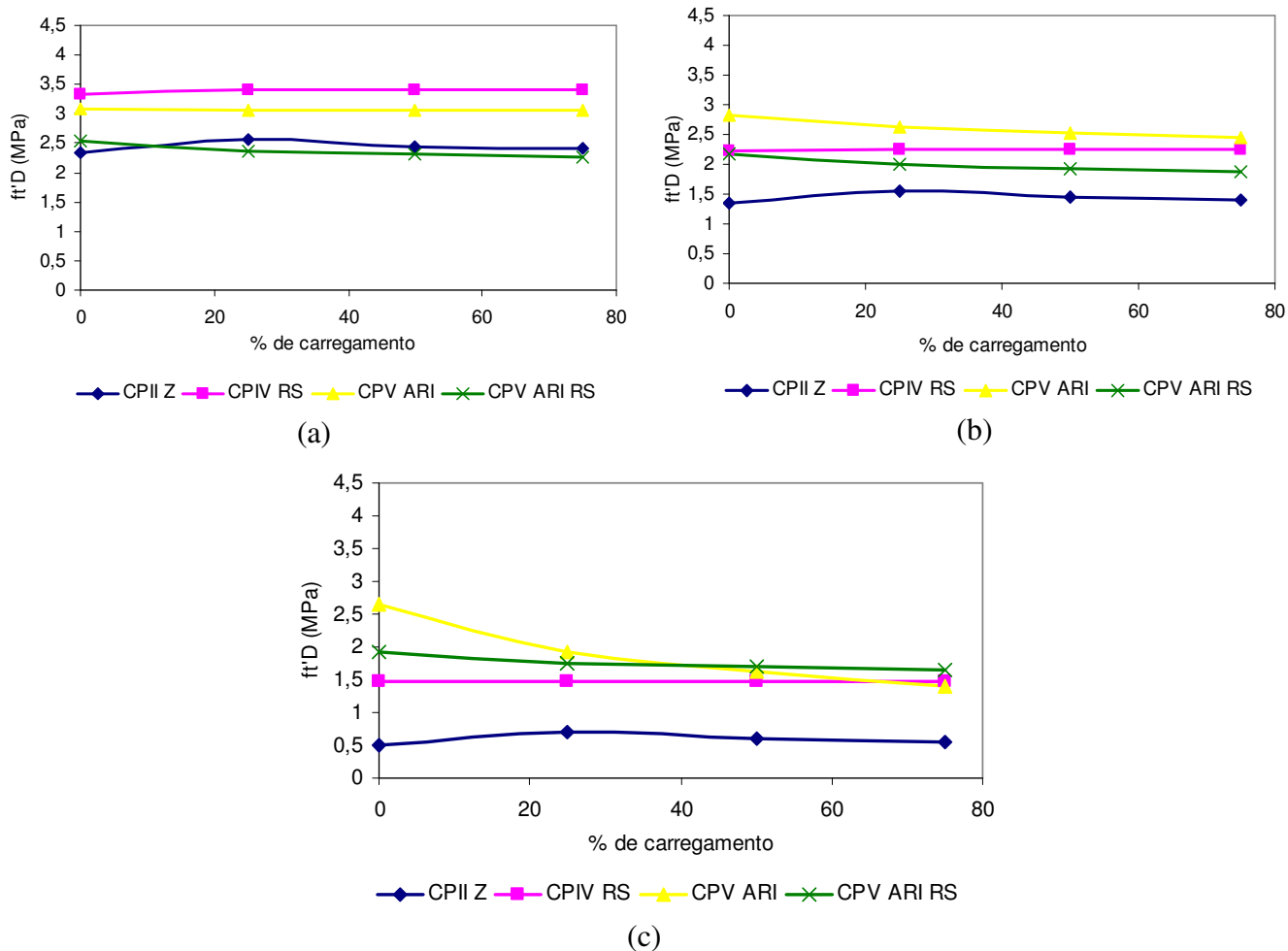
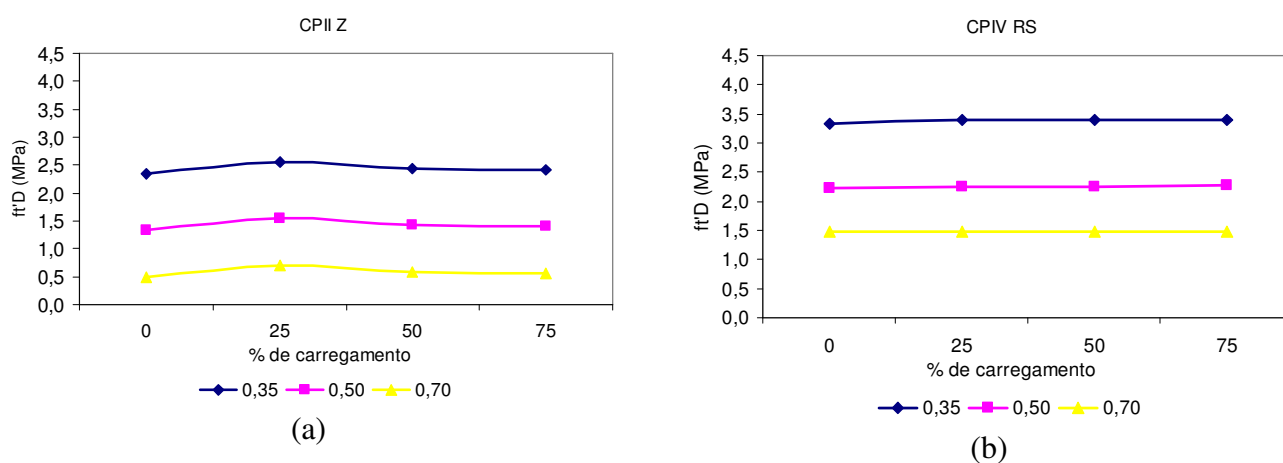


Figura 42: efeito da interação entre o percentual de carregamento e a relação água/cimento sobre a resistência à tração por compressão diametral. (a) relação $a/c = 0,35$. (b) relação $a/c = 0,50$. (c) relação $a/c = 0,70$.



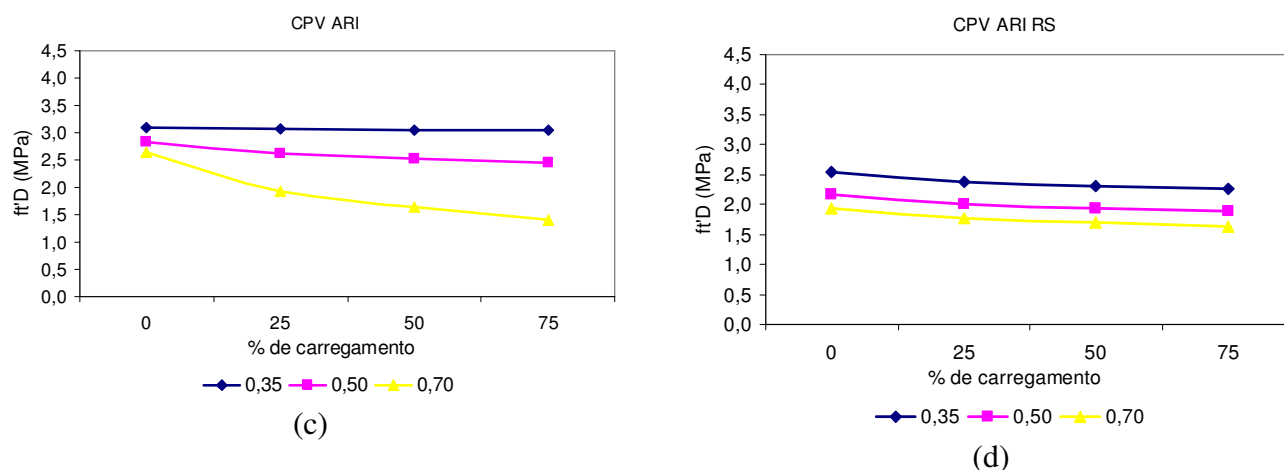


Figura 43: efeito da interação entre o percentual de pré-carregamento e relação água/cimento sobre a resistência à tração do concreto. (a) CPII Z. (b) CPIV RS. (c) CPV ARI. (d) CPV ARI RS.

Como pode ser observado, a relação água/cimento tem influência direta no percentual de carregamento. Com o aumento do percentual de carregamento ocorre uma diminuição da resistência à tração, principalmente para relações água/cimento maiores e também para o CPV ARI. Pelos gráficos é possível verificar que a interação carregamento x relação água/cimento não foi significativa para o cimento CPIV RS, permanecendo com valores de resistência à tração inalterados em todos os níveis de relação água/cimento.

Para o cimento CPV ARI, os valores de resistência à tração permanecem dentro de um mesmo patamar apenas para a relação água/cimento de 0,35, enquanto que nos outros gráficos (relação água/cimento 0,50 e 0,70) os valores começam a diminuir à medida que aumenta o percentual de carregamento. Este comportamento se deve, talvez, em função da rápida evolução da resistência que proporciona uma reserva química insuficiente para realizar uma completa colmatação. No entanto, para o cimento CPV ARI RS nota-se uma queda nos valores da resistência à tração a partir do aumento do percentual de carregamento em todas as relações água/cimento trabalhadas.

Observa-se que para relações água/cimento menores, os níveis de resistência à tração permanecem inalterados, ao contrário dos resultados de resistência à compressão. Em relações água/cimento maiores o grau de fissuração causado pelo pré-carregamento não possibilitou melhorias dessa propriedade. Com a aplicação da carga, possível quebra dos cristais de hidróxido de cálcio não proporcionou um rearranjo da estrutura interna do concreto no que diz respeito às ligações responsáveis pela resistência à tração, de modo a melhorar seus valores. A possível recuperação parcial de microfissuras formadas não é suficiente para manter os níveis

de resistência à tração em patamares de referência (sem carregamento), pois se um número considerável de microfissuras é formado, é necessário que todas sejam recuperadas para manutenção da resistência à tração.

4.3.6 Efeito da interação idade x carregamento sobre a resistência à tração

A figura 44 apresenta o efeito da interação entre o carregamento e a idade de carregamento. Para elaboração dos gráficos foram utilizadas as equações da tabela 17.

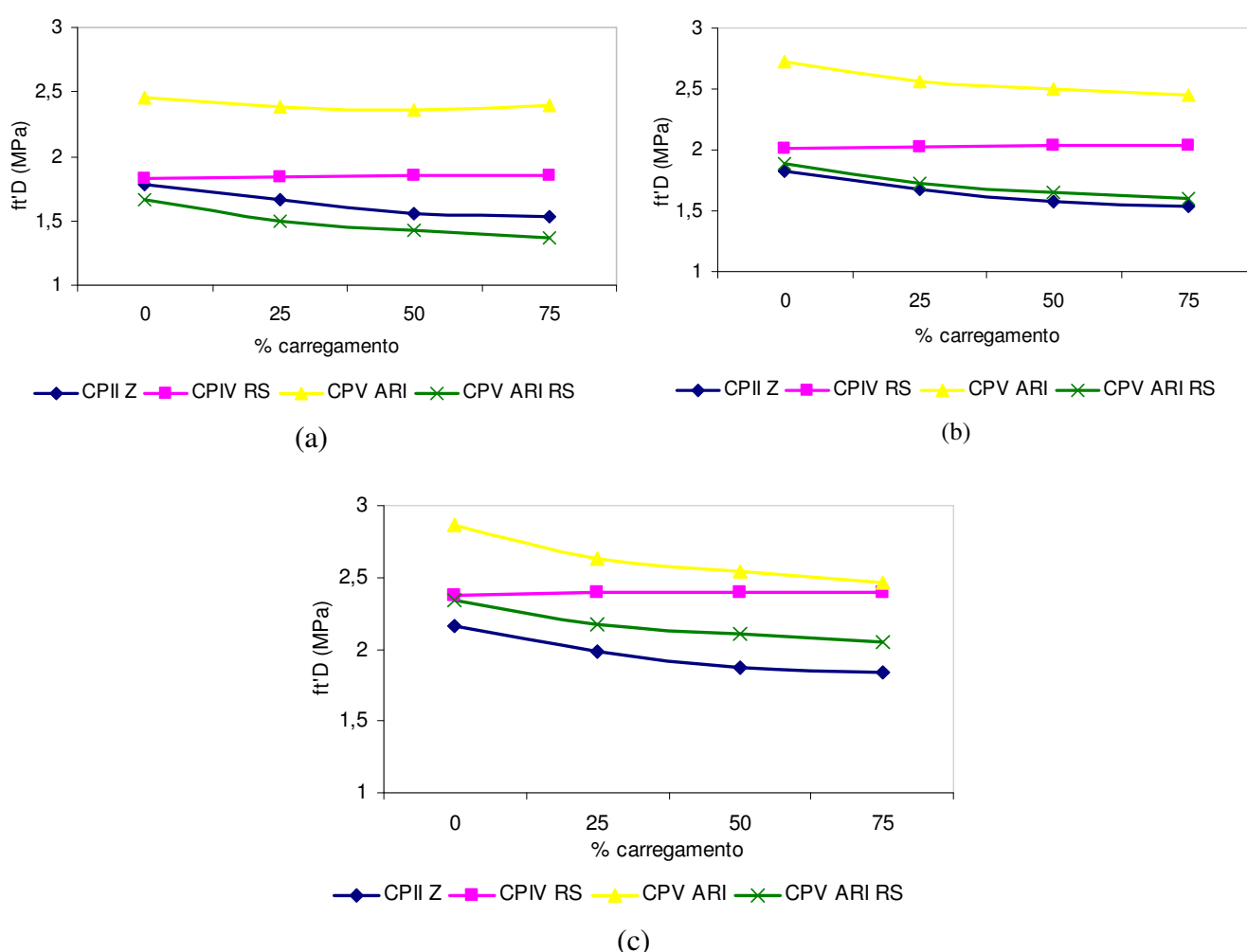


Figura 44: influência da interação entre o percentual de carregamento e a idade de carregamento sobre a resistência à tração dos concretos. (a) idade de carregamento de 1 dia. (b) 3 dias. (c) 7 dias

Pelos gráficos da figura 44 nota-se que os concretos que foram pré-carregados em maiores idades tiveram maiores valores de resistência à tração. Observa-se, claramente, que os percentuais de carregamento influenciam nos valores de resistência. No entanto, à medida que

umenta o percentual de carregamento, diminui os valores de resistência à tração, para todos os cimentos estudados, exceto o CPIV RS que não teve essa interação significativa no desenvolvimento da modelagem matemática. O percentual de perda de resistência à tração chega a, aproximadamente, 15% em todas as idades de carregamento, quando se compara os valores de referência (sem carregamento) com os percentuais de 75% de carregamento.

Isoladamente, não se pôde concluir sobre a influência do pré-carregamento na resistência à tração, como foi mostrado no item 4.3.3. Interagindo com outros fatores (idade, idade de pré-carregamento, relação água/cimento) é possível verificar a influência do pré-carregamento na tração e pode-se, de alguma forma, relacionar a perda de resistência à tração com a formação e propagação de microfissuras, em função do carregamento precoce. Neville (1997) aponta que enquanto a resistência do concreto é uma propriedade inerente do material, como medida na prática ela é também uma função de um sistema de fatores atuando concomitantemente, como um produto de uma combinação de parâmetros como idade, tipo de cimento, tensões atuantes. Ainda segundo Neville (1997) seria possível representar os critérios de fissuração e ruptura sob todas essas combinações possíveis por um único parâmetro de resistência, tal como a resistência à tração uniaxial. Tal propriedade responde pelo desencadeamento de um processo de microfissuração na estrutura interna do concreto que por sua vez é determinada pelo efeito de vários fatores nas propriedades da matriz e da zona de transição.

Por outro lado, é importante ressaltar que nessa fase o concreto ainda está passando por um processo de endurecimento e pode estar sujeito a vários fatores que induzem a formação das microfissuras, como retração por secagem, cura inadequada, entre outros.

4.4 MÓDULO DE ELASTICIDADE

O módulo de elasticidade do concreto depende, entre outros fatores, das características dos materiais constituintes do mesmo e das dosagens da mistura. Cada uma dessas misturas apresenta uma deformação característica. Em materiais heterogêneos, como o concreto, o módulo de elasticidade dos principais constituintes e as características da zona de transição determinam o comportamento do concreto. Fatores como dimensão máxima do agregado, forma e textura do agregado, granulometria e composição mineralógica, grau de hidratação, interação química entre o agregado e a pasta de cimento, entre outros, podem influenciar a

microfissuração na zona de transição e, por conseqüência, afetar o módulo de elasticidade. A relação direta entre resistência e módulo de elasticidade provém do fato de que ambos são afetados pela porosidade das fases constituintes, embora não no mesmo grau (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

Os resultados dos ensaios do módulo de elasticidade, obtidos com o LVDT (Transformador Diferencial Variável Linear), são apresentados através de curvas de comportamento do módulo em função das diferentes variáveis analisadas no modelo matemático desenvolvido.

Os modelos matemáticos ajustados para o módulo de elasticidade foram desenvolvidos através da análise de regressão múltipla, sendo testado estatisticamente. As equações descrevem o modelo testado para esta propriedade com os respectivos coeficientes de determinação, R^2 , alcançados. A tabela 18 apresenta os modelos para cada tipo de cimento estudado. No anexo 3 podem ser visualizados os termos estatísticos dos modelos desenvolvidos com seus respectivos *p-valor*, assim como a análise de variância dos mesmos.

Tabela 18: modelos matemáticos desenvolvidos para análise do módulo de elasticidade para cada tipo de cimento

cimento	Modelo	(R^2)
CPII Z	$E_c = -6,222 + \frac{8,782}{ac} - \frac{17,607}{idade} + 0,0319 \times idade \times idadecar - \frac{10,731 \times idadecar \times ac^2}{\sqrt{carregamento}}$	91,49
CPIV RS	$E_c = -5,772 + \frac{8,327}{ac} - \frac{9,252}{idade} + \frac{0,0361 \times idade \times idadecar}{\sqrt{ac}} - 0,0218 \times \sqrt{carregamen} \times idadecar^2$	86,21
CPV ARI	$E_c = 6,467 + \frac{2,022}{ac} + 0,2957 \times idade - 0,0006 \times carregamen^2 - \frac{6,179 \times \sqrt{ac}}{\sqrt{idadecar}} - 1,3472 \times \sqrt{carregamen} \times \sqrt{idadecar} \times ac^2$	96,05
CPV ARI RS	$E_c = -7,614 + \frac{13,282}{ac} + 0,606 \times idade - 0,7896 \times idade \times ac^2 + \frac{0,0061 \times carregamen}{ac^2} + 0,6952 \times idadecar \times \sqrt{ac}$	91,15

onde:

E_c – módulo de elasticidade, em GPa

a/c – relação água/cimento

idade – idade do ensaio dos corpos-de-prova, em dias

carregamen – percentual de pré-carregamento (%)

idadecar – idade do pré-carregamento, em dias

Observa-se que as equações apresentam os fatores que resultaram significativos na análise estatística para cada um dos cimentos utilizados na medição do módulo de elasticidade. Em todas as equações, os efeitos isolados das variáveis *ac* e *idade* resultaram em significativos, embora com uma variação de magnitude destes efeitos. Um outro fator importante para a comparação dos modelos matemáticos apresentados é o fator de determinação, R^2 , alcançado por cada um dos modelos. Apesar do ensaio de módulo de elasticidade ter sido medido com o auxílio do extensômetro LVDT, que apresenta certo nível de variabilidade, os valores dos coeficientes de determinação situaram-se em patamares satisfatórios, adotando para os testes estatísticos um nível de significância de 5%.

4.4.1 Efeito isolado da relação água/cimento sobre o módulo de elasticidade

A figura 45 apresenta o efeito da relação água/cimento sobre o módulo de elasticidade do concreto para cada tipo de cimento. Os valores foram obtidos das equações da tabela 18, variando-se os valores da relação água/cimento e mantendo-se no ponto médio os níveis das demais variáveis.

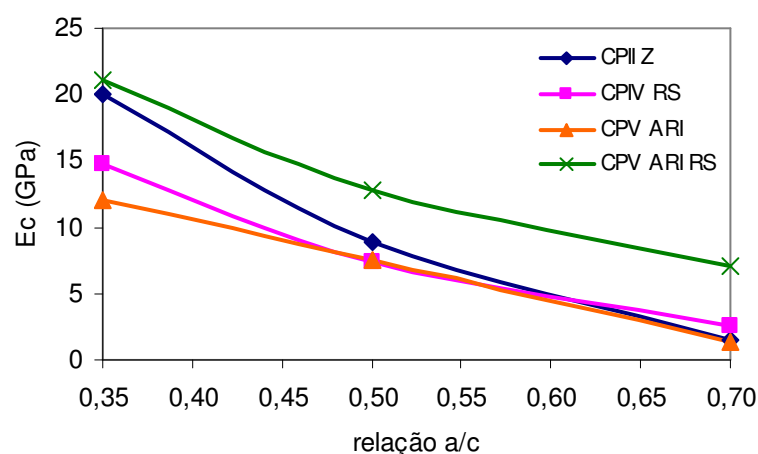


Figura 45: efeito isolado da relação água/cimento sobre o módulo de elasticidade dos concretos

De acordo com a figura, à medida que aumenta a relação água/cimento ocorre uma diminuição nos valores do módulo de elasticidade. Isto ocorre porque o módulo de

elasticidade está intimamente ligado à porosidade da pasta de cimento e esta porosidade aumenta com o aumento da relação água/cimento. Em tais situações, ou seja, em relações água/cimento maiores há uma menor quantidade de cimento nas misturas, fazendo com haja um afastamento dos grãos de cimento, ocorrendo um progressivo enfraquecimento da matriz com o aumento da quantidade de cristais orientados de hidróxido de cálcio (CH) e etringita (CASH), tornando as ligações da estrutura pasta-agregado mais frágeis. Desta forma, pode existir uma maior tendência da formação de microfissuras.

4.4.2 Efeito isolado da idade sobre o módulo de elasticidade

Para análise do efeito isolado da idade sobre o módulo de elasticidade, foram variados os valores da idade e mantidos no ponto médio os níveis das demais variáveis. O gráfico da figura 46 mostra os resultados do módulo de elasticidade em função da idade.

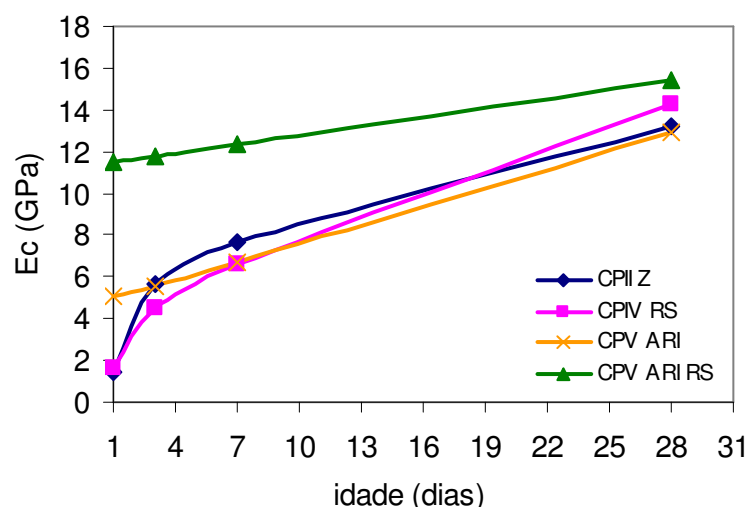


Figura 46: efeito isolado da idade sobre o módulo de elasticidade

De acordo com a figura 46, como era de se esperar, o módulo de elasticidade tende a aumentar com o aumento da idade. Este comportamento é visível para todos os cimentos, porém o aumento é mais significativo para o cimento CPV ARI RS, que nas primeiras idades (1, 3 e 7 dias) obteve um ganho de módulo de elasticidade em torno de duas vezes mais, em média, em relação aos outros cimentos estudados. No entanto, à medida que aumenta a idade essa diferença tende a diminuir, como pode ser visualizado na figura para a idade de 28 dias,

na qual os níveis de módulo de elasticidade encontram-se praticamente num mesmo patamar de magnitude entre todos os tipos de cimento.

4.4.3 Efeito isolado do percentual de pré-carregamento sobre o módulo de elasticidade do concreto

A figura 47 apresenta o módulo de elasticidade em função do efeito isolado do percentual de pré-carregamento. Os valores foram obtidos variando-se os percentuais de pré-carregamento e mantendo-se as demais variáveis (relação a/c, idade e idade de carregamento) no ponto médio.

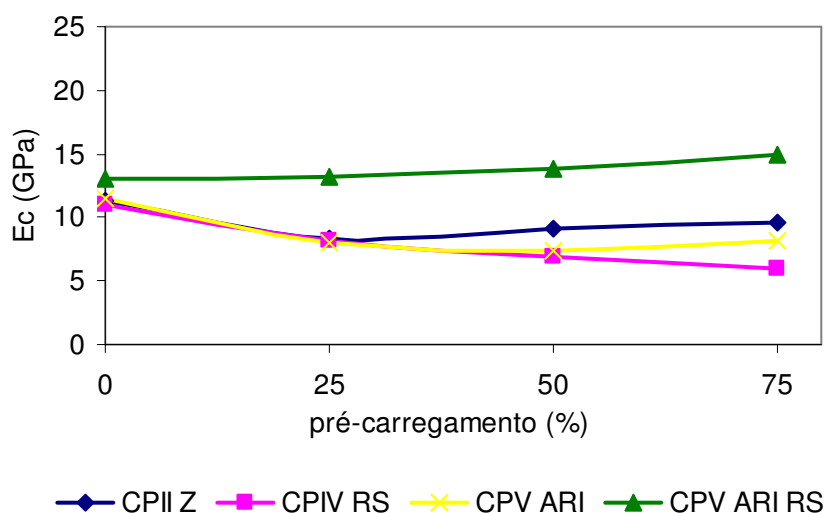


Figura 47: efeito isolado do percentual de pré-carregamento sobre o módulo de elasticidade

Pela figura é possível observar comportamentos diferentes para os cimentos pesquisados. Em relação ao CP IV RS e CPV ARI, à medida que aumenta o percentual de pré-carregamento, diminui o módulo de elasticidade. Em relação ao CP II Z, essa tendência também é notada, mas observa-se uma pequena elevação nos níveis de módulo de elasticidade para os percentuais de 50 e 75%. No entanto, esses valores não são maiores que os valores de referência, ou seja, dos concretos que não receberam pré-carregamento.

Ainda com relação aos cimentos CP IV RS, CII Z e CPV ARI, nota-se que os níveis de módulo de elasticidade diminuem significativamente quando os concretos receberam uma pré-carga de 25% da carga de ruptura. Isso contraria um pouco o que diz a literatura. Segundo

Mehta e Monteiro (1994), até cerca de 50% da carga última, pode-se admitir que exista um sistema estável de microfissuras na zona de transição, não alterando significativamente os níveis de resistência. Como pôde ser visto na figura, para três, dos quatro cimentos analisados, houve uma queda significativa do módulo de elasticidade a partir de 25% de pré-carregamento. Ainda segundo Mehta e Monteiro (1994), a partir de 60% da carga começam a surgir fissuras na matriz e, a partir de 75% da carga última, não só o sistema de fissuras na zona de transição torna-se instável, mas também a proliferação e propagação de fissuras na matriz aumentarão, fazendo com que o módulo de elasticidade diminua progressivamente. Esse comportamento foi observado para todos os tipos de cimento, exceto para o CPV ARI RS. No entanto, algumas considerações podem ser feitas em relação a esse comportamento. Os concretos realizados por Mehta e Monteiro (1994) foram ensaiados em idades mais avançadas, diferentemente dos concretos produzidos neste trabalho, que receberam carga nas primeiras idades.

Analisando o comportamento do gráfico da figura 31 é interessante ressaltar que os valores da resistência à compressão também foram maiores para maiores percentuais de pré-carregamento, principalmente para os cimentos CPV ARI RS e CPV ARI, como foi visto no gráfico da figura 47. Como os concretos que sofrem o pré-carregamento voltam para a câmara úmida, talvez haja uma tendência de recuperação das microfissuras causadas até a idade de ruptura que faça com que o módulo de elasticidade não seja afetado. Uma outra hipótese é a de que o cimento utilizado (CPV ARI RS), por ser um cimento de alta resistência inicial e ter um percentual de adição de pozolana, possua reservas de resistências que não afetem os valores das propriedades medidas, mesmo com os pré-carregamentos efetuados.

No entanto, estas são apenas hipóteses de resultados que precisam ser comprovados microscopicamente e comparadas com resultados de outros tipos de cimentos para um melhor entendimento do comportamento desses concretos.

4.4.4 Efeito da interação entre a idade de ensaio e a idade de pré-carregamento sobre o módulo de elasticidade do concreto

O efeito da interação entre a idade de ensaio e a idade do pré-carregamento sobre o módulo de elasticidade foi obtido a partir da modelagem matemática com o desenvolvimento de

equações de regressão linear para os quatro tipos de cimento, como pode ser visualizado na tabela 18. Os gráficos dessa interação foram obtidos variando-se os níveis de idade e idade de pré-carregamento, mantendo-se constante e no ponto médio os níveis das demais variáveis envolvidas na modelagem.

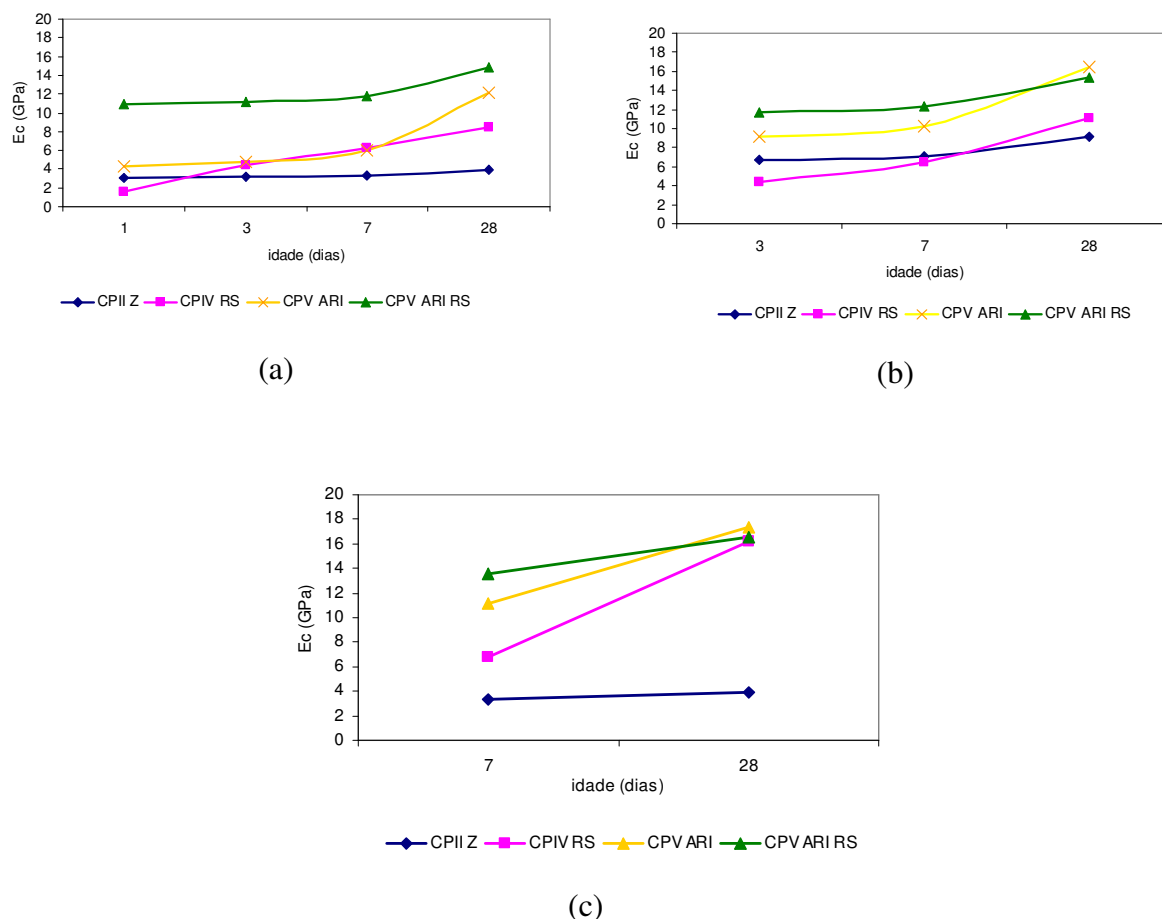


Figura 48: efeito da interação entre a idade de ensaio e idade de pré-carregamento sobre o módulo de elasticidade do concreto. (a) 1 dia. (b) 3 dias. (c) 7 dias.

Pela figura 48 nota-se que à medida que aumenta a idade de pré-carregamento aumenta o módulo de elasticidade. Em relação ao CPIV RS, os valores permaneceram praticamente iguais até a idade de 28 dias, quando foi possível verificar que os valores aumentam conforme o aumento da idade de pré-carregamento. Em todos os cimentos observou-se que houve um aumento entre as idades de 7 e 28 dias. Nessa situação, os corpos-de-prova confeccionados recebem o pré-carregamento e voltam para a câmara úmida, até a idade de ensaio especificada no projeto experimental.

É importante observar que o módulo de elasticidade do concreto e a resistência não são influenciados no mesmo grau pelo tempo de cura. O módulo de elasticidade aumenta em maior intensidade em idades mais avançadas e a uma taxa mais alta do que a resistência à compressão. É possível que um efeito benéfico da melhoria na densidade da zona de transição, como um resultado da interação química lenta entre a pasta e o agregado seja mais pronunciada para o módulo do que para a resistência à compressão (MEHTA E MONTEIRO, 1994). Tal efeito é comprovado principalmente para o cimento CII Z e CIII RS, em que os valores de resistência à compressão permaneceram praticamente num mesmo patamar enquanto que os valores do módulo de elasticidade, em relação ao efeito da idade de pré-carregamento, foram mais atenuantes.

Aos 28 dias, idade de ensaio dos concretos que receberam pré-carregamento nas idades de 1, 3 e 7 dias, não há carregamento precoce, mas é possível verificar o comportamento desses concretos uma vez que os mesmos receberam o mesmo procedimento de cura e também é a idade especificada em norma para a maioria dos ensaios mecânicos em obras da construção civil. Na figura 49 é observado o comportamento do módulo de elasticidade dos diferentes tipos de cimentos, para diferentes idades de carregamento precoce, na idade de 28 dias.

O gráfico foi obtido a partir das equações da tabela 18, variando-se os níveis de idade de carregamento e fixando a idade de ensaio no ponto cujo valor é de 28 dias.

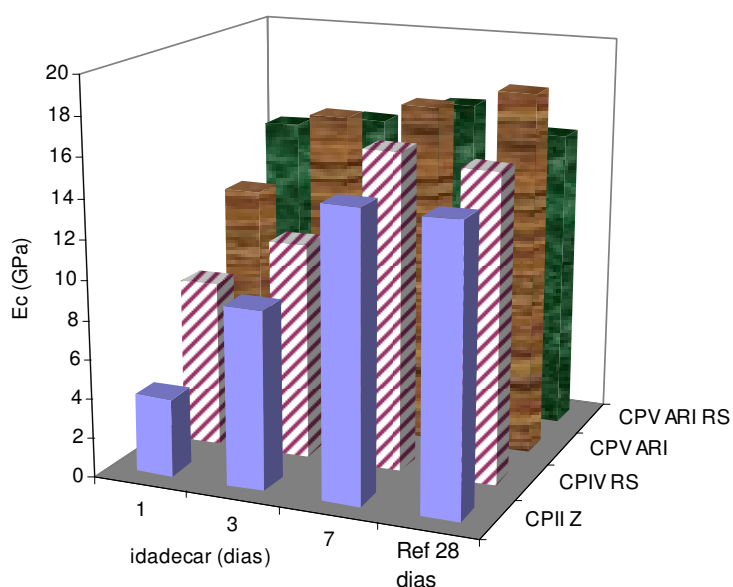


Figura 49: ganho do módulo de elasticidade em função da idade de pré-carregamento aos 28 dias, para os diferentes tipos de cimento.

Pelo gráfico da figura 49 é possível verificar que os valores do módulo de elasticidade aumentam quando aumenta a idade de pré-carregamento, para todos os cimentos analisados. Entretanto, o percentual de aumento é maior para os cimentos CII Z e CII RS. No cimento CII Z, o módulo de elasticidade, aos 28 dias, dos concretos que receberam pré-carregamento aos 3 dias é de quase duas vezes e meia o valor do módulo daqueles que receberam carregamento na idade de 1 dia, com um aumento de 130%. Para os corpos-de-prova que receberam carregamento aos 7 dias, o ganho de módulo de resistência é ainda maior, com percentuais da ordem de 268%, em relação àqueles com carregamento precoce na idade de um dia.

Para o cimento CII RS, os concretos tiveram o mesmo comportamento que o CII Z para o módulo de elasticidade, porém com percentuais em menor magnitude, obtendo aumento de 30% para o pré-carregamento de 3 dias e 90% para o pré-carregamento de 7 dias, ambos em relação aos concretos que receberam carga na idade de 1 dia.

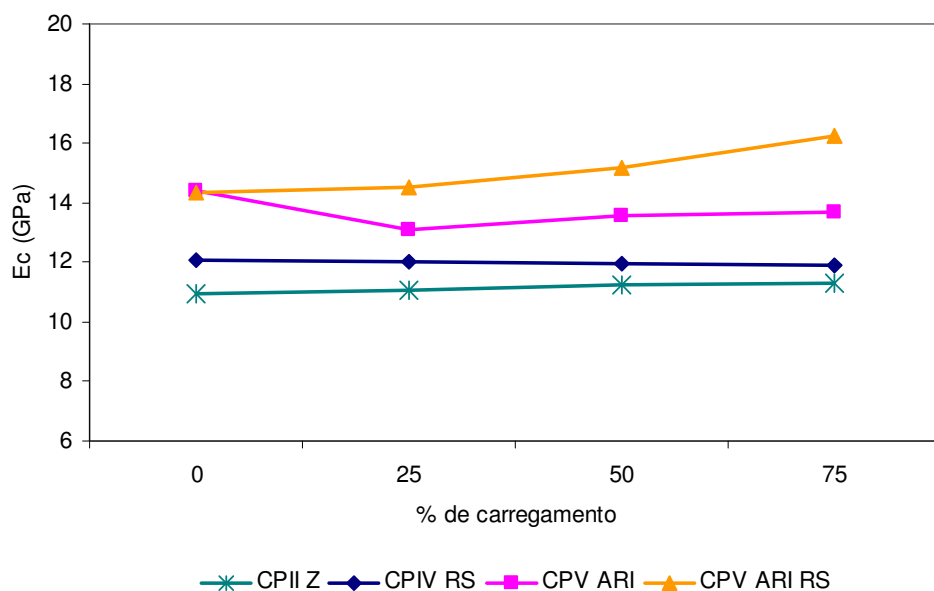
Em relação aos cimentos de alta resistência inicial, os aumentos foram perceptíveis, mas em uma escala menor de ganho de resistência. Este resultado já era esperado, uma vez que cimentos de alta resistência inicial apresentam maior velocidade de reação de hidratação em relação aos demais tipos, obtendo ganhos significativos de resistência em curtos períodos de tempo, como foi dito no item 4.2.3. Em relação aos concretos de referência, observa-se que os concretos que não receberam pré-carregamento permaneceram nos mesmos patamares que os concretos pré-carregados aos 7 dias, mas somente para os cimentos CII Z e CII RS. Para o cimento CPV ARI os valores dos concretos de referência foram maiores que os pré-carregados. No cimento CPV ARI RS houve uma pequena redução nos concretos de referência em relação aos concretos pré-carregados aos 7 dias, mas nos mesmos patamares que os pré-carregados aos 1 e 3 dias.

O gráfico da figura 49 revela aspectos importantes acerca da aplicação de um carregamento precoce no concreto. Foi comprovado um aumento à medida que aumenta a idade de pré-carregamento. Isso remete ao problema central dessa pesquisa que é a retirada antecipada do escoramento. Embora a estrutura tenha resistência suficiente e até recupere parte dessa resistência com um pré-carregamento, ficou comprovado que ainda não há um módulo de elasticidade que resista a esse tipo de ação. A deformação instantânea ocorrerá com a retirada do escoramento e, em idades iniciais, ela será irreversível, pois quando ocorre a recuperação da resistência, a mesma não vem acompanhada da recuperação da deformação. A

conseqüência disso é o surgimento de fissuras ao longo do tempo, como explicadas no capítulo 2.

4.4.5 Efeito da interação entre a idade de carregamento e o percentual de pré-carregamento sobre o módulo de elasticidade do concreto

A análise da interação entre a idade de carregamento e o percentual de carregamento foi feita utilizando-se, também, das equações de regressão linear mostradas na tabela 18. Os valores do módulo de elasticidade foram obtidos variando-se os níveis da idade de carregamento e percentual de carregamento e mantendo-se no ponto médio os níveis das demais variáveis.



(a)

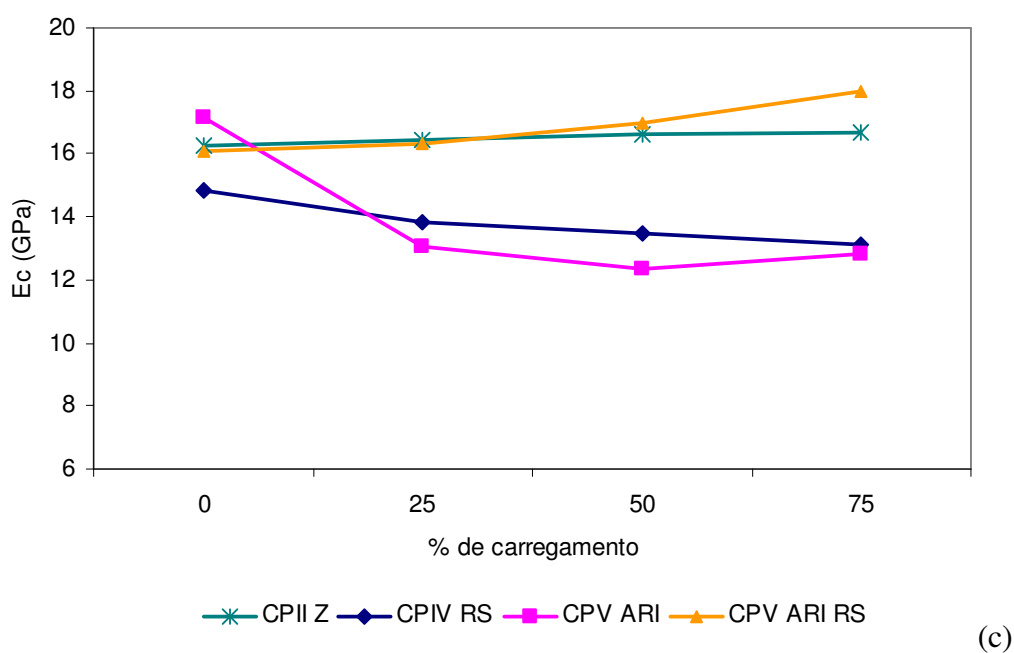
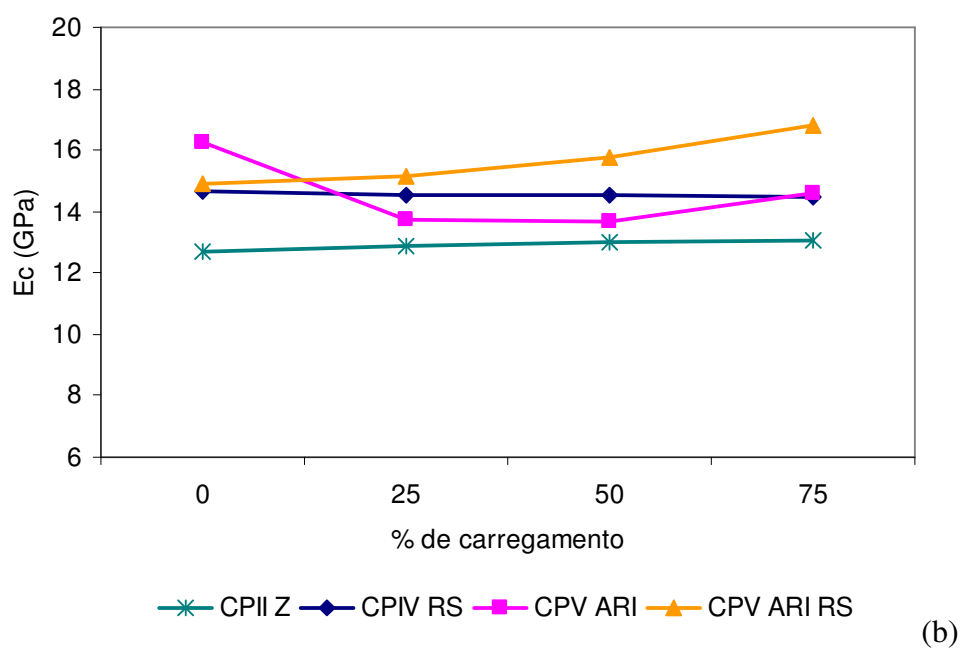


Figura 50: módulo de elasticidade em função da interação entre a idade de carregamento e o percentual de pré-carregamento. (a) idade de carregamento de 1 dia. (b) 3 dias. (c) 7 dias

De acordo com os gráficos da figura 50 podem ser observados diferentes comportamentos dependendo do tipo de cimento analisado, exceto pela magnitude do módulo de elasticidade, que aumenta à medida que aumenta a idade de carregamento. Essa tendência de comportamento foi verificada em todas as análises realizadas, ou seja, tanto para resistência à

compressão axial, resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade, os valores dessas propriedades aumentam quando aumenta a idade de carregamento.

Quando são analisados os percentuais de pré-carregamento e seus efeitos sobre o módulo de elasticidade, o comportamento depende do tipo de cimento. Para o CPII Z não há influência do percentual de carregamento aplicado aos concretos, ou seja, os valores do módulo de elasticidade não se alteram quando são aplicados diferentes percentuais de carga aos concretos produzidos com esse tipo de cimento. O mesmo pode ser observado para o cimento CPIV RS, porém até as idades de 1 e 3 dias. Na idade de carregamento de 7 dias nota-se uma redução, da ordem de 10%, em média, nos níveis do módulo de elasticidade a partir dos 25% de pré-carregamento.

Uma redução mais significativa é observada para o cimento CPV ARI. À medida que aumenta o percentual de pré-carregamento diminui o valor do módulo de elasticidade, para todas as idades de carregamento. A maior diminuição ocorre para a idade de carregamento de 7 dias, na qual a diferença de magnitude chega a 35% entre os percentuais de carga em relação aos concretos que não receberam carregamento. No entanto, um fato percebido entre os cimentos de alta resistência inicial merece uma análise: foi observado que em todas as idades de pré-carregamento houve um aumento do módulo de elasticidade para percentuais de 75% da carga de ruptura dos concretos produzidos. Esse comportamento também foi verificado para a propriedade de resistência à compressão, em que seus valores aumentaram com percentuais de 75% de carregamento.

Nesse caso observa-se o efeito da colmatação das microfissuras causadas pelo pré-carregamento. Como houve uma recuperação de algumas microfissuras formadas, o efeito de compactação do concreto proporcionou uma melhoria nos valores das propriedades citadas. Esta justificativa está baseada nos mesmos argumentos apontados no item 4.2.3.

Tomando como base apenas os resultados dos ensaios mecânicos torna-se difícil uma conclusão a respeito da presença de microfissuras formadas a partir do carregamento precoce em diferentes tipos de concreto. Faz-se necessário a adoção de outros métodos de ensaios investigativos, como ensaios não-destrutivos, que possibilitem uma melhor análise dos resultados.

4.5 COMPARAÇÃO ENTRE OS CONCRETOS SUBMETIDOS À CURA ÚMIDA E À CURA AMBIENTE

A cura do concreto representa uma sistemática de procedimentos destinados a realizar o processo de hidratação dos compostos do cimento. Tais procedimentos dependem de fatores como controle do tempo, temperatura e condições de umidade. Em condições normais de temperatura, alguns dos constituintes do cimento começam a se hidratar à medida que é adicionado água, mas as reações de hidratação são retardadas quando os produtos de hidratação cobrem os grãos de cimento anidro. Segundo Mehta e Monteiro (1994), este retardamento é a razão pela qual a hidratação somente deverá ser realizada em condições de saturação e que a hidratação quase cessa quando a pressão de vapor de água nos capilares cai para menos de 80% da umidade de saturação. O tempo influencia diretamente na manutenção das propriedades do concreto. Quanto maior o período de cura úmida maiores são as resistências do concreto. A influência da umidade de cura sobre as propriedades mecânicas do concreto também é fator preponderante e a presença de umidade tem efeito benéfico sobre o concreto. Em relação à temperatura, como as reações de hidratação dos compostos do cimento Portland são lentas, níveis adequados de temperatura devem ser mantidos por um tempo suficiente para proporcionar a energia de ativação necessárias para as reações.

Neste trabalho foram consideradas duas condições de cura para dois tipos de cimentos (CPV ARI e CPIV RS): cura úmida e cura ambiente. Na cura úmida os corpos-de-prova foram submetidos a uma temperatura de 23 ± 2 °C e umidade relativa do ar de 95%. Na cura ao ambiente os concretos ficaram expostos a temperaturas que variaram entre 15 e 27 °C e umidade relativa do ar com uma média de 75%, que oscilaram de forma aleatória. Foram realizados ensaios de resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade.

4.5.1 Efeito da cura na resistência à compressão dos concretos

A tabela 19 apresenta os resultados dos ensaios de resistência à compressão, com seus respectivos valores nos percentuais de carregamento aplicados, comparando os métodos de cura utilizados para os cimentos CPV ARI e CP IV RS.

Tabela 19: Resultados dos ensaios de resistência à compressão com seus respectivos métodos de cura

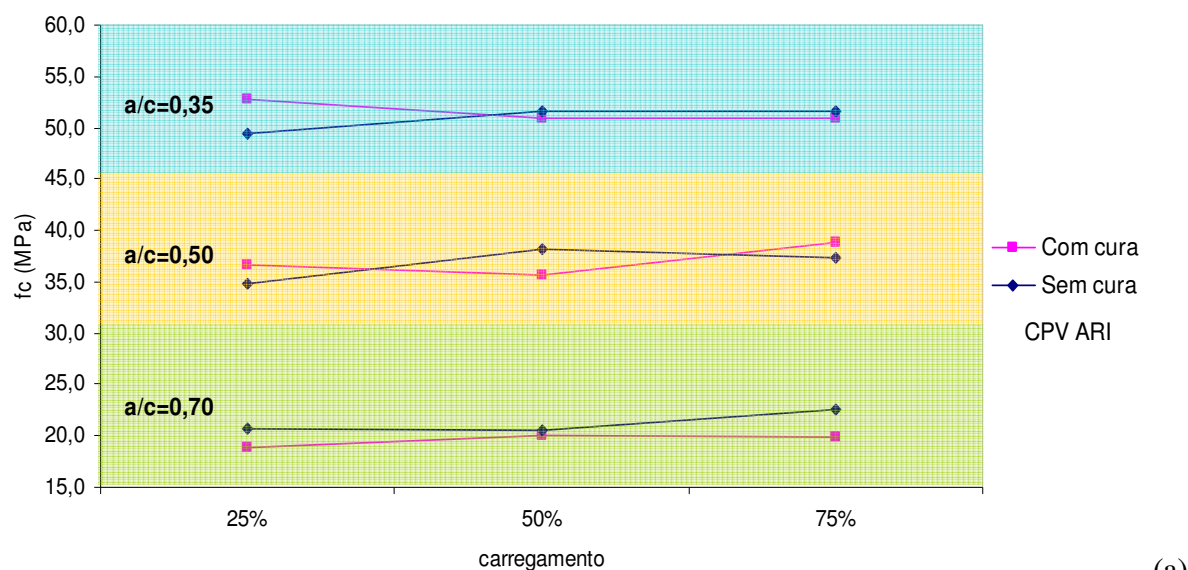
Relação a/c	CPV ARI								CPIV RS							
	Com cura úmida				Com cura ambiente				Com cura úmida				Com cura ambiente			
	0	25	50	75	0	25	50	75	0	25	50	75	0	25	50	75
0,35	47,3	53	51,0	51,0	48,4	49,4	51,7	51,7	43,7	43,6	41,6	42,4	41,0	41,3	39,9	39,5
0,50	34,1	37	35,6	38,8	34,3	34,9	38,3	37,3	32,1	30,3	29,2	31,1	27,0	28,3	28,8	27,9
0,70	17,8	19	20,1	19,9	21,1	20,7	20,6	22,5	15,8	16,1	16,4	15,8	16,1	16,8	14,9	15,0

A tabela 19 apresenta os resultados para os cimentos CPV ARI e CPIV RS para os concretos submetidos ao pré-carregamento de 7 dias, para todas as relações água/cimentos trabalhadas. Foram escolhidos estes cimentos por serem diferentes em suas composições: o primeiro, CPV ARI, por ser um cimento de alta resistência inicial e pouco teor de adições e o segundo, CPIV RS, por conter adições pozolânicas e reações de hidratação mais lentas.

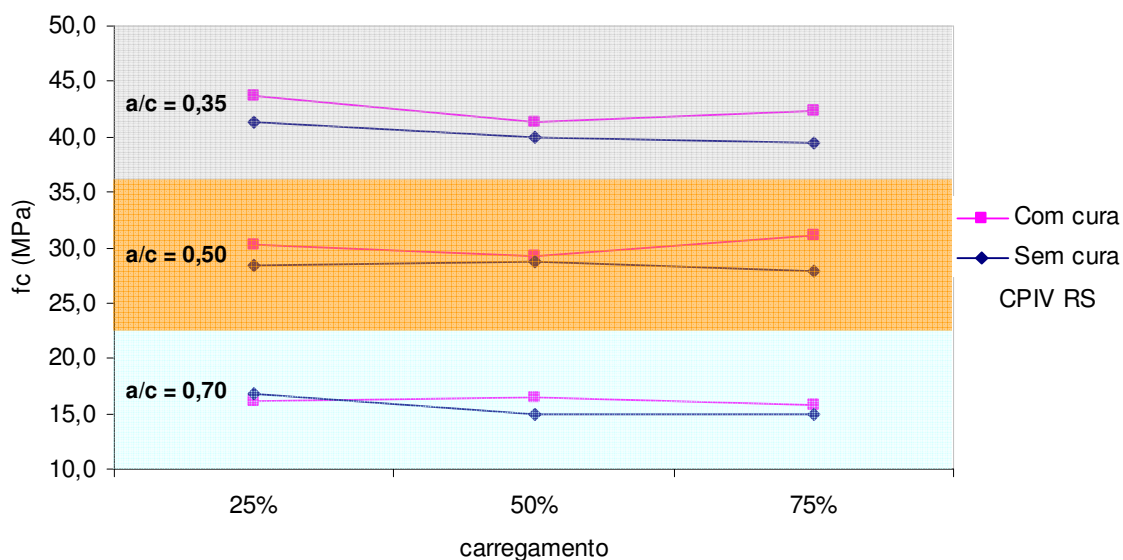
Na figura 51 são apresentados os resultados dos ensaios de resistência à compressão para os concretos curados ao ambiente controlado de cura úmida e com cura ambiente. Os resultados foram obtidos aos 28 dias, com os concretos submetidos ao pré-carregamento na idade de 7 dias. Na figura 51 (a) observa-se as diferenças de resultados em relação aos ambientes de cura são relativamente pequenas. Na tabela 20 é possível verificar, estatisticamente, a influência do tipo de cura aplicada através da análise de variância para esses resultados que classifica o efeito da cura como não significativo para cimento CPV ARI e significativo para o CPIV RS.

Tabela 20: análise de variância dos cimentos CPV ARI e CPIV RS, enfocando os diferentes tipos de cura para resistência à compressão.

ANOVA CPV ARI						
	Soma dos quadrados	GL	Médias quadradas	F	p-nível	Significância
Intercepto	30495,01	1	30495,01	17262,52	0,000000	
Relação a/c	3659	2	1829,57	1035,68	0,000000	S
Carregamento	30,61	3	10,20	5,78	0,006515	S
Tipo de cura	1,65	1	1,65	0,94	0,346834	NS
Erro	30,03	17	1,77	-	-	
ANOVA CPIV RS						
	Soma dos quadrados	GL	Médias quadradas	F	p-nível	
Intercepto	20102,88	1	20102,88	20169,12	0,000000	
Relação a/c	2656,71	2	1328,35	1332,73	0,000000	S
Carregamento	3,95	3	1,32	1,32	0,300431	NS
Tipo de cura	19,44	1	19,44	19,50	0,000378	S
Erro	16,94	17	1,00	-	-	



(a)



(b)

Figura 51: comparação dos resultados de resistência à compressão dos concretos submetidos à cura úmida e cura ambiente, aos 28 dias. (a) cimento CPV ARI. (b) cimento CPIV RS

Para o cimento CPV ARI não houve diferença significativa entre os métodos de cura. No período de cura ambiente, como já foi dito, os concretos ficaram expostos a uma temperatura que variou entre 15 e 22°C e umidade relativa média de 75% (conforme tabela 8). Tal fato pode ter influenciado nos resultados, principalmente nos dias em que as temperaturas eram mais baixas. De acordo com Mehta e Monteiro (1994), partindo de estudos microscópicos, concretos lançados e curados a temperaturas mais baixas (entre 3 e 19° C) aumentam sua resistência. Isto ocorre porque a partir dessas temperaturas começa a ser formado uma

microestrutura relativamente mais uniforme da pasta de cimento hidratada, principalmente quanto à distribuição do tamanho dos poros. A umidade relativa do ar nos patamares observados também contribuiu para que não houvesse diferença entre os métodos de cura, proporcionando condições e patamares de igualdade dos resultados, dificultando a perda de água dos concretos para o ambiente.

Em relação ao CPIV RS, a diferença significativa entre os métodos de cura pode ser explicada pela diferença de temperatura no período de concretagem e cura, uma vez que a moldagem dos corpos-de-prova para a repetição deu-se num período de temperaturas relativamente altas (média de 27°C). De acordo com Mehta e Monteiro (1994), tem sido observado que quanto maior a temperatura de lançamento e cura, menor será a resistência final. Na figura 52 pode ser visualizado o efeito do tipo de cura realizado, com a diminuição da resistência para os concretos curados ao ambiente em relação ao tipo de cura úmida.

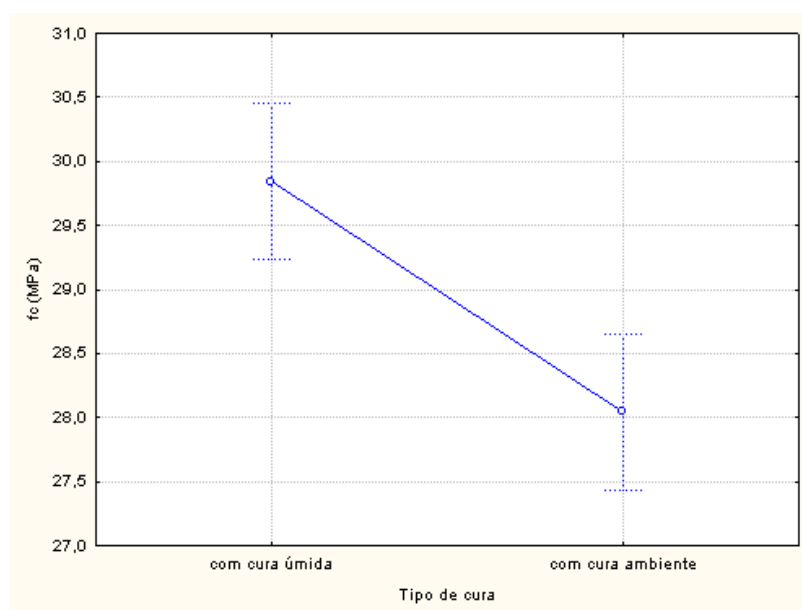


Figura 52: efeito isolado do tipo de cura utilizado para o cimento CPIV RS

Pela análise de variância realizada, observa-se que, estatisticamente, o percentual de pré-carregamento apresentou diferenças significativas para o cimento CPV ARI, como pode ser visto na figura 51. Isto comprova que a tendência de comportamento dos concretos submetidos a diferentes percentuais de pré-carregamento independe do tipo de cura aplicado ao concreto. Para o cimento CPIV RS, apesar de não ter apresentado diferenças significativas, a tendência de comportamento é a mesma dos demais tipos de cimento, inclusive o CPV ARI.

A justificativa para a tendência de aumento de resistência à compressão já foi argumentada no item 4.2 e também poderá ser aplicada a este tópico.

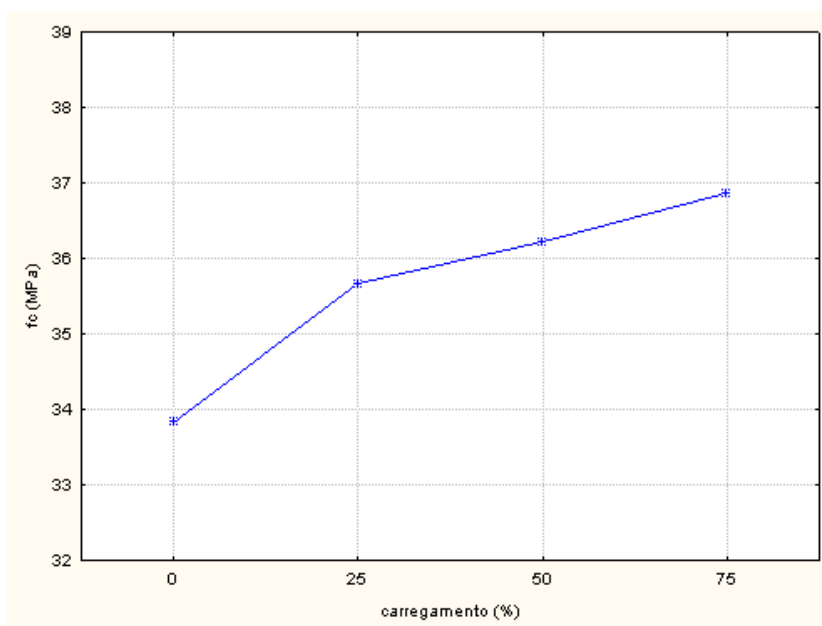


Figura 53: influência do percentual de pré-carregamento sobre a resistência à compressão do concreto com CPV ARI.

4.5.2 Efeito da cura na resistência à tração por compressão diametral dos concretos

A tabela 21 apresenta os resultados de resistência à tração por compressão diametral para os diferentes métodos de cura utilizados, para as três relações água/cimento trabalhadas e para os dois tipos de cimento.

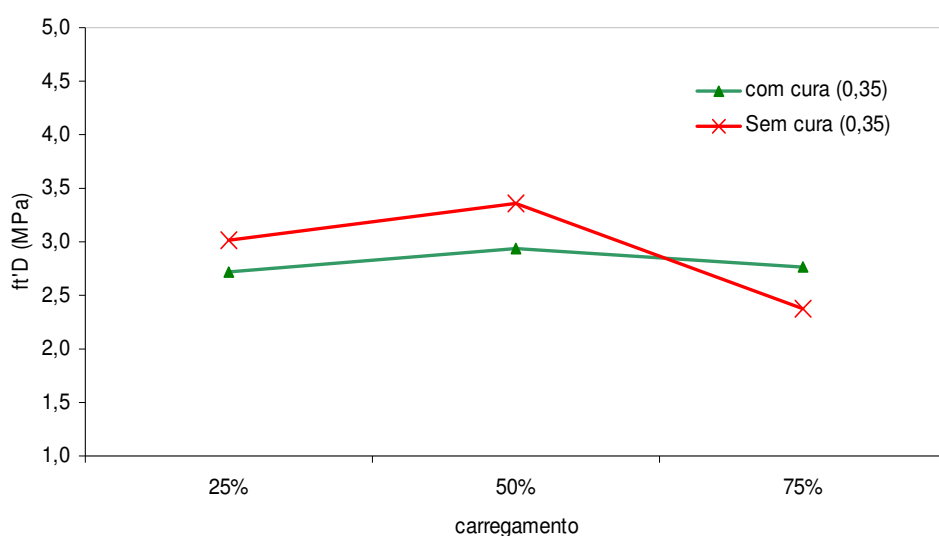
Tabela 21: Resultados dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral com seus respectivos métodos de cura

Relação a/c	CPV ARI								CPIV RS							
	Com cura				Sem cura				Com cura				Sem cura			
	0	25	50	75	0	25	50	75	0	25	50	75	0	25	50	75
0,35	3,74	2,72	2,94	2,76	3,41	3,01	3,36	2,38	3,78	3,56	3,57	3,17	2,55	2,69	3,08	2,54
0,50	2,82	2,62	2,76	2,69	2,82	2,72	2,69	2,12	2,12	2,21	2,19	1,90	2,44	2,41	2,51	2,69
0,70	1,70	2,56	1,97	2,12	2,15	2,22	2,44	1,55	1,56	1,59	1,83	1,24	1,49	1,57	1,46	1,18

Os gráficos da figura 54 apresentam o comportamento da resistência à tração nos concretos submetidos aos diferentes tipos de cura. Na tabela 22 é possível verificar estatisticamente a influência do tipo cura utilizada e seu efeito sobre a resistência à tração do concreto. Através da análise de variância realizada nota-se que não há diferenças significativas entre os métodos de cura, embora em alguns casos a diferença, mesmo que pequena, seja visível.

Tabela 22: análise de variância dos cimentos CPV ARI e CPIV RS, enfocando os diferentes tipos de cura para resistência à tração.

ANOVA CPV ARI						
	Soma dos quadrados	GL	Médias quadradas	F	p-nível	Significância
Intercepto	161,5647	1	161,5647	1683,236	0,000000	
Relação a/c	3,6633	2	1,8317	19,083	0,000045	S
Carregamento	0,8956	3	0,2985	3,110	0,053977	NS
Tipo de cura	0,0117	1	0,0117	0,122	0,731230	NS
Erro	1,6317	17	0,0960	-	-	
ANOVA CPIV RS						
	Soma dos quadrados	GL	Médias quadradas	F	p-nível	Significância
Intercepto	127,5587	1	127,5647	1135,723	0,000000	
Relação a/c	10,5952	2	5,2976	47,167	0,000000	S
Carregamento	0,3234	3	0,1078	0,960	0,434279	NS
Tipo de cura	0,1855	1	0,1855	1,652	0,215969	NS
Erro	1,9094	17	0,1123	-	-	



(a)

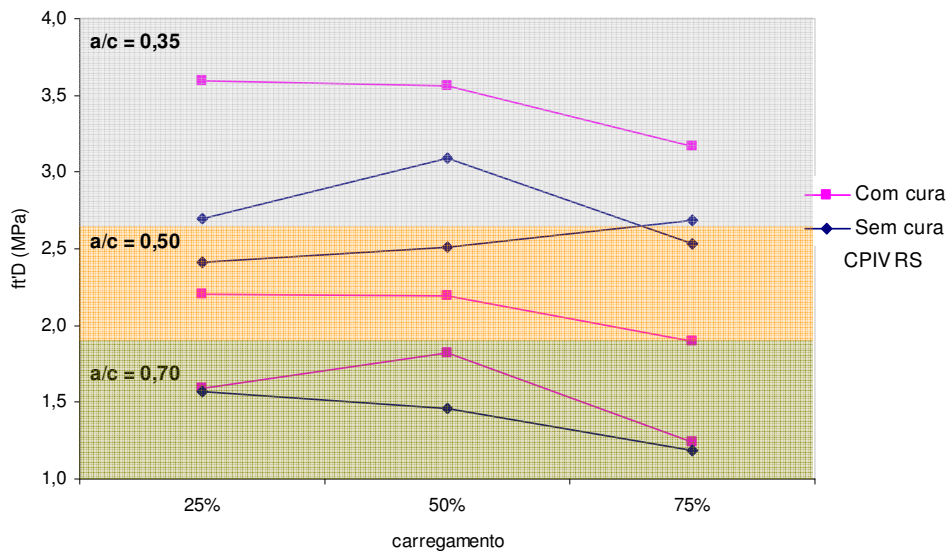
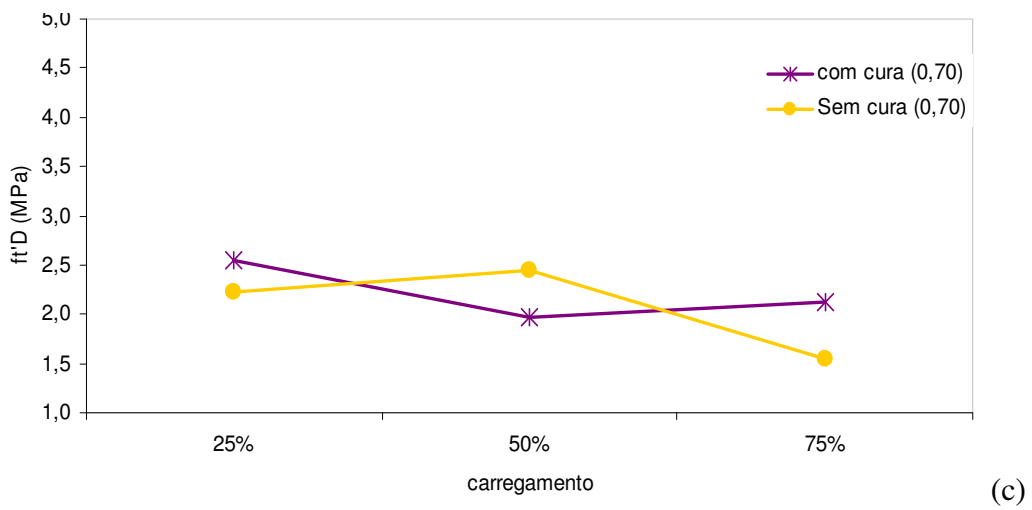
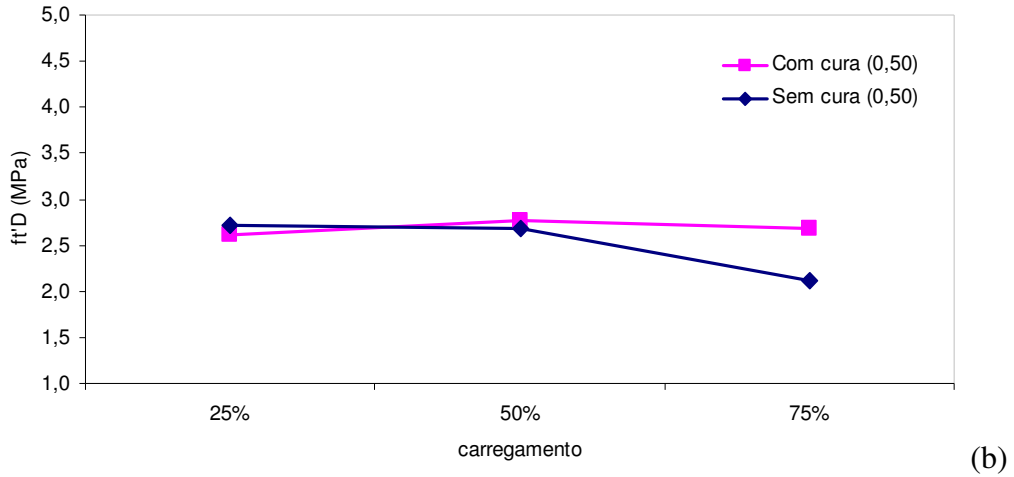


Figura 54: comparação dos resultados de resistência à tração por compressão diametral dos concretos submetidos à cura úmida e cura ambiente, aos 28 dias. (a) cimento CPV ARI, $a/c=0,35$. (b) cimento CPV ARI, $a/c=0,50$. (c) cimento CPV ARI, $a/c=0,70$. (d) cimento CPIV RS

Embora não tendo obtido os resultados estatisticamente significativos, a justificativa para o comportamento dos concretos submetidos à cura úmida e cura ambiente pode estar baseada nas mesmas hipóteses expostas no item 4.6.1 para a propriedade de resistência à compressão.

Outro ponto a ser observado é o a tendência de queda dos valores de resistência à tração. Embora essa tendência de queda não tenha sido comprovada estatisticamente, nota-se que os valores decrescem à medida que aumenta o percentual de carregamento, como pode ser visualizado na figura 55.

O teste estatístico de significância, enfocando o efeito da decomposição de hipóteses dessas variáveis, foi feito tomando-se como base um nível de confiança de 95%. Caso esse percentual diminuísse para 90%, certamente a variável *carregamento* seria significativa, como pôde visto na tabela 22, para o cimento CPV ARI. No entanto, para aumentar o grau de acurácia das análises obtidas optou-se por trabalhar com nível de 95%.

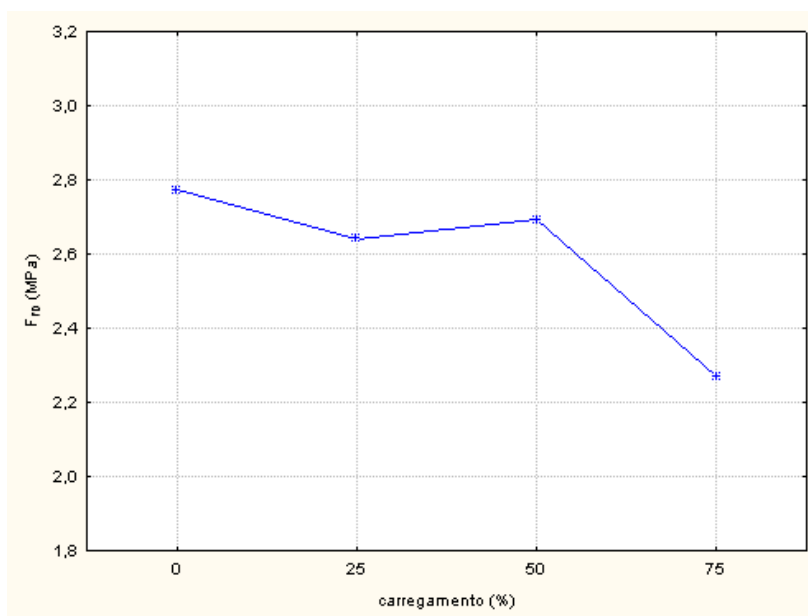


Figura 55: tendência de comportamento da resistência à tração do concreto em função dos percentuais de pré-carregamento com CPV ARI.

4.5.3 Efeito da cura no módulo de elasticidade dos concretos

Na tabela 23 são apresentados os resultados dos ensaios de módulo de elasticidades, aos 28 dias, com seus respectivos valores nos percentuais de carregamento aplicados, comparando os métodos de cura utilizados para os cimentos CPV ARI e CP IV RS, para as três relações água/cimento trabalhadas.

Tabela 23: Resultados dos ensaios de módulo de elasticidade com seus respectivos métodos de cura

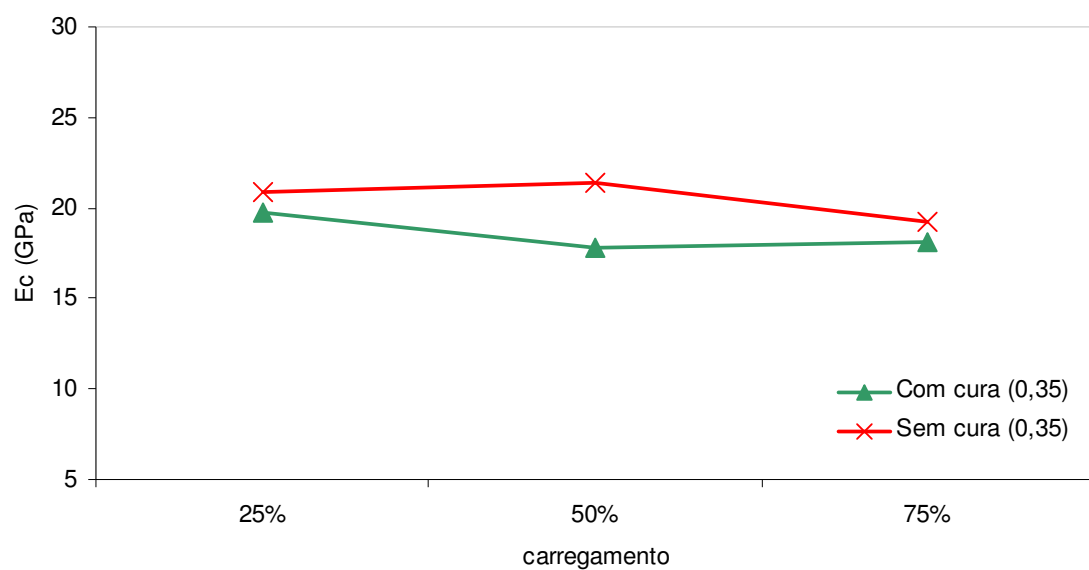
Relação a/c	CPV ARI								CPIV RS							
	Com cura				Sem cura				Com cura				Sem cura			
	0	25	50	75	0	25	50	75	0	25	50	75	0	25	50	75
0,35	21,35	20,85	21,41	19,21	20,23	19,72	17,84	18,10	19,32	21,05	23,02	19,94	21,1	19,94	21,1	14,71
0,50	18,53	20,74	15,90	17,06	-	19,2	17,64	17,85	10,75	9,72	9,88	9,05	11,72	9,61	9,88	8,80
0,70	11,27	10,77	10,24	10,5	11,06	11,4	10,6	11,64	10,32	7,34	4,59	6,15	10,34	7,22	7,44	6,85

Os resultados dos ensaios de módulo de elasticidade foram analisados estatisticamente, como pode ser visto na tabela 24 e apresenta a influência do tipo de cura sobre o módulo para as diferentes relações água/cimento utilizadas e para os diferentes percentuais de carregamento aplicados. Estatisticamente, o tipo de cura não provoca variações significativas nos valores do módulo de elasticidade.

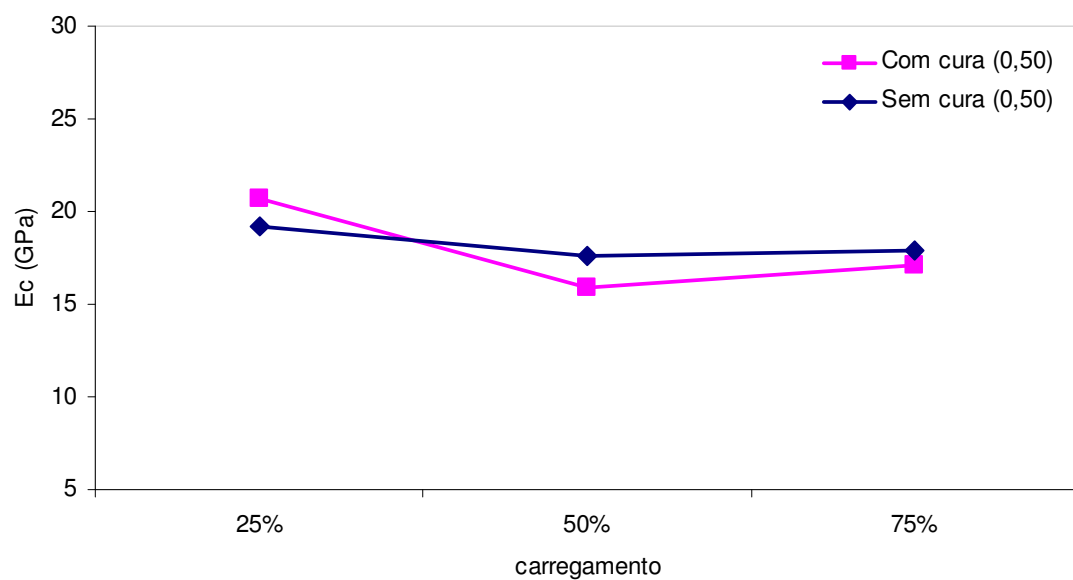
Tabela 24: análise de variância dos cimentos CPV ARI e CPIV RS, enfocando os diferentes tipos de cura para o módulo de elasticidade.

ANOVA CPV ARI						
	Soma dos quadrados	GL	Médias quadradas	F	p-nível	Significância
Intercepto	6049,468	1	6049,468	5233,726	0,000000	
Relação a/c	357,854	2	178,927	154,800	0,000000	S
Carregamento	9,592	3	3,197	2,766	0,075769	NS
Tipo de cura	0,832	1	0,832	0,720	0,408649	NS
Erro	18,494	16	1,156	-	-	
ANOVA CPIV RS						
	Soma dos quadrados	GL	Médias quadradas	F	p-nível	Significância
Intercepto	3746,001	1	3746,001	1372,639	0,000000	
Relação a/c	703,204	2	351,602	128,837	0,000000	S
Carregamento	27,365	3	9,122	3,342	0,044007	S
Tipo de cura	0,244	1	0,244	0,089	0,768547	NS
Erro	46,394	17	2,729	-	-	

Os gráficos da figura 56 apresentam a influência do tipo de cura para os cimentos CPV ARI e CPIV RS, nas diferentes relações água/cimento e diferentes percentuais de pré-carregamento.



(a)



(b)

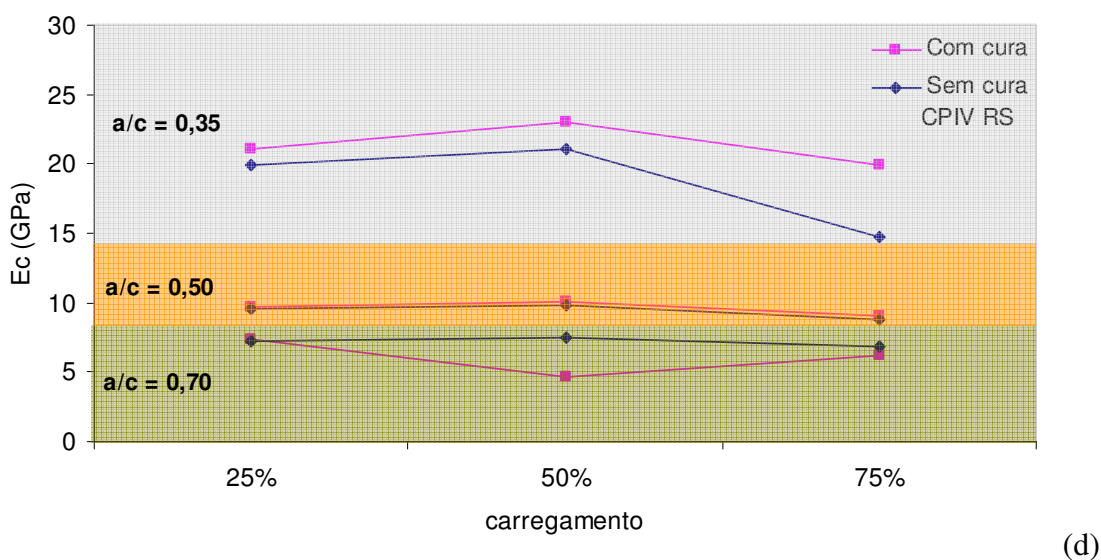
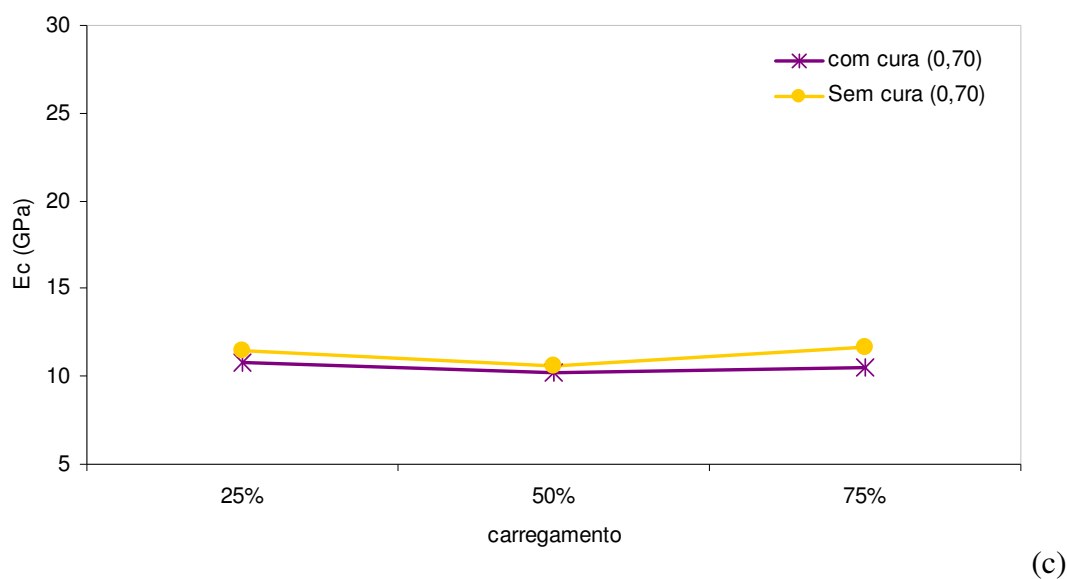


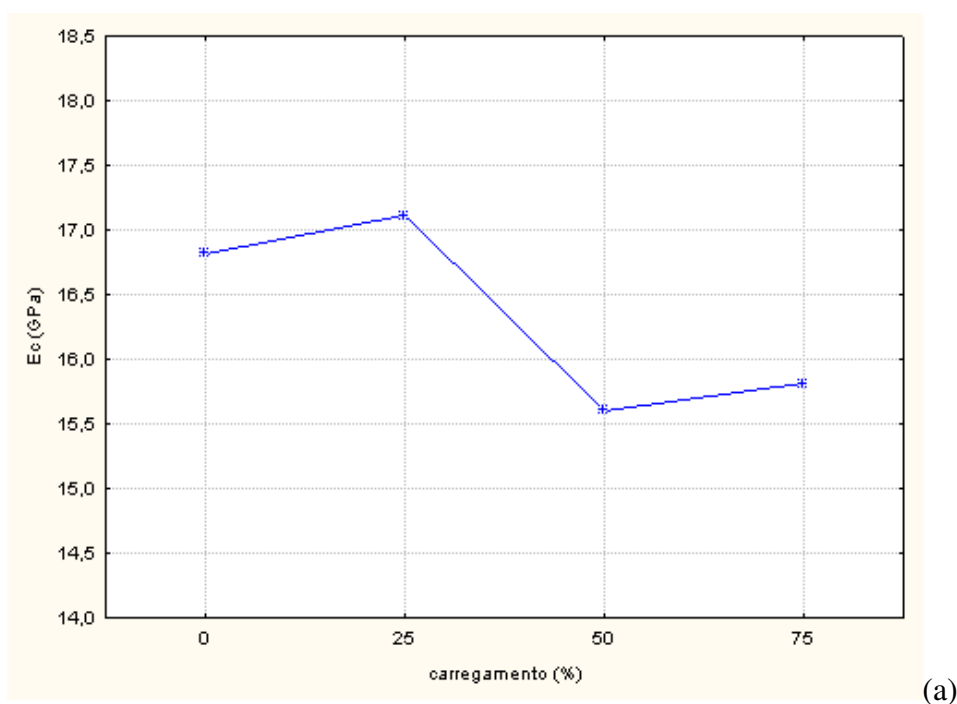
Figura 56: comparação dos resultados de módulo de elasticidade dos concretos submetidos à cura úmida e cura ambiente, aos 28 dias. (a) cimento CPV ARI, $a/c=0,35$. (b) cimento CPV ARI, $a/c=0,50$. (c) cimento CPV ARI, $a/c=0,70$. (d) cimento CPIV RS

Pelos gráficos apresentados é possível observar que não há diferença significativa entre os métodos de cura, para os diferentes tipos de cimento e relações água/cimento utilizados. No entanto, para o cimento CPV ARI, os resultados do módulo de elasticidade foram maiores para os concretos com cura ambiente, em todas as relações água/cimento. O efeito da temperatura conjuntamente com a umidade relativa do ar pode explicar este comportamento, uma vez que os concretos com o cimento CPV ARI foram confeccionados e curados num

período de temperaturas relativamente baixas (média de 15°C) e umidade relativa do ar com valores altos (média de 75%).

Para o cimento CPIV RS, os concretos com cura úmida tiveram valores maiores que aqueles com cura ambiente, porém sem diferenças significativas. Os motivos pelos quais os concretos com cura úmida e com cura ambiente obtiveram valores praticamente num mesmo patamar já foram comentados no item 4.6.1, e também podem servir de justificativa para o comportamento dos resultados dos ensaios de módulo de elasticidade.

Outro ponto a considerar é o efeito do percentual de pré-carregamento nos concretos para os diferentes tipos de cura e relações água/cimento. É possível verificar que há uma leve tendência de diminuição dos valores do módulo de elasticidade, fato que caracteriza o surgimento de microfissuras, tanto para cura úmida quanto para cura ambiente. Este comportamento também foi observado para a propriedade de resistência à tração por compressão diametral, nos quais os valores diminuíram à medida que aumentou o percentual de carregamento aplicado. Embora na análise de variância não tenha observado diferenças significativas para o cimento CPV ARI (figura 57 (a)), é importante visualizar a tendência de queda dos valores do módulo de elasticidade.



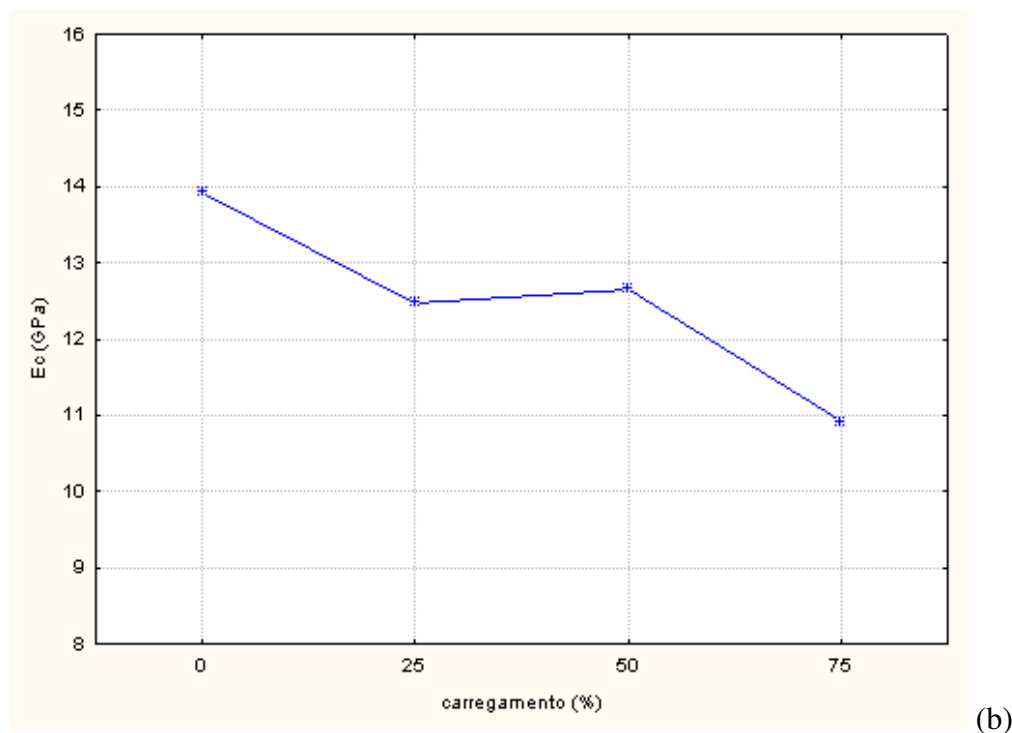


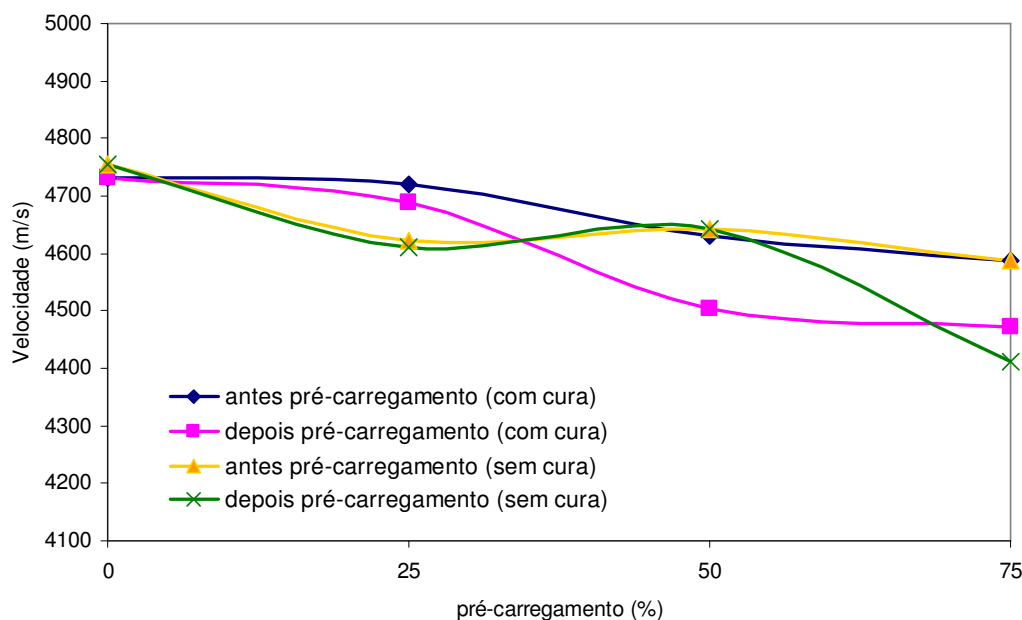
Figura 57: influência do percentual de pré-carregamento sobre o módulo de elasticidade do concreto. (a) CPV ARI. (b) CPIV RS.

Observa-se também que, em alguns casos, para os percentuais de pré-carregamento de 50% ocorreu um aumento nos valores das propriedades mecânicas medidas. É importante ressaltar que os valores considerados para a análise foram ajustados estatisticamente e considerados como espúrios valores que desviassem da média obtida. No entanto, para percentuais de 50% os valores do desvio padrão foram considerados baixos e, conseqüentemente, dentro de um padrão estabelecido como valor normal e não um ponto espúrio de dispersão. Portanto, foi uma tendência de comportamento observada para as três propriedades mecânicas analisadas.

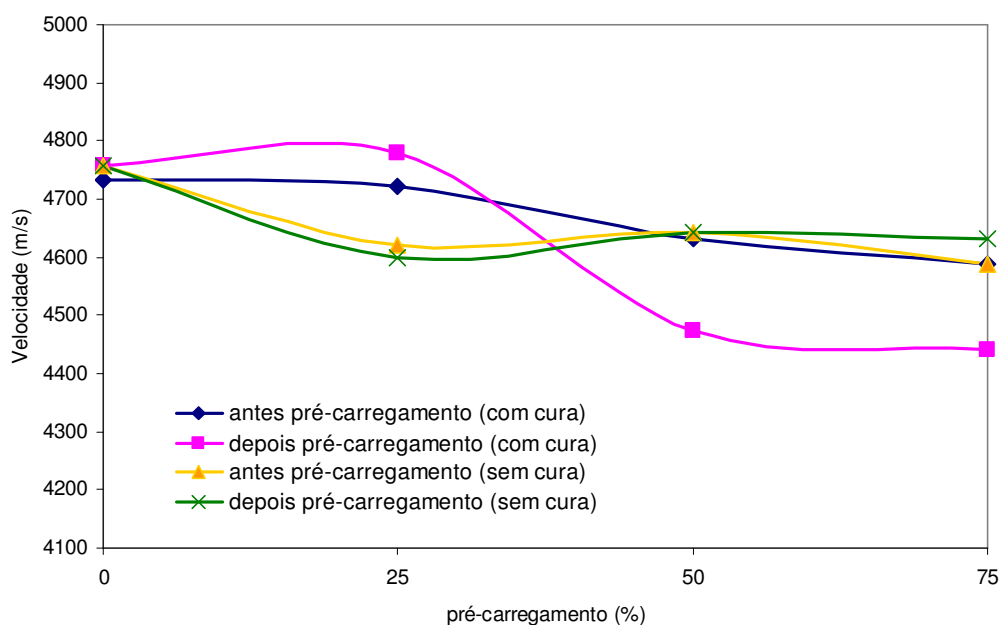
Havia, contudo, uma preocupação em entender o fenômeno da forma como estava se apresentando. Os gráficos apresentados demonstravam maiores valores de percentuais de 50% de pré-carregamento, em relação ao percentual de 25% e de referência para a maioria das relações água/cimento e os diferentes tipos de cura. Em seguida os valores diminuía para os percentuais de 75% de pré-carregamento nessas mesmas condições. Nesse caso, havia dúvidas se ocorria o processo de microfissuração na aplicação dos carregamentos, especialmente para percentuais de 50%.

4.6 ENSAIO DE PROPAGAÇÃO DE ONDA ULTRA-SÔNICA

Na figura 58 pode ser visualizado o comportamento da velocidade ultra-sônica nos concretos antes e após o pré-carregamento, nas idades de 7 e 28 dias para relação água/cimento de 0,50.



(a)



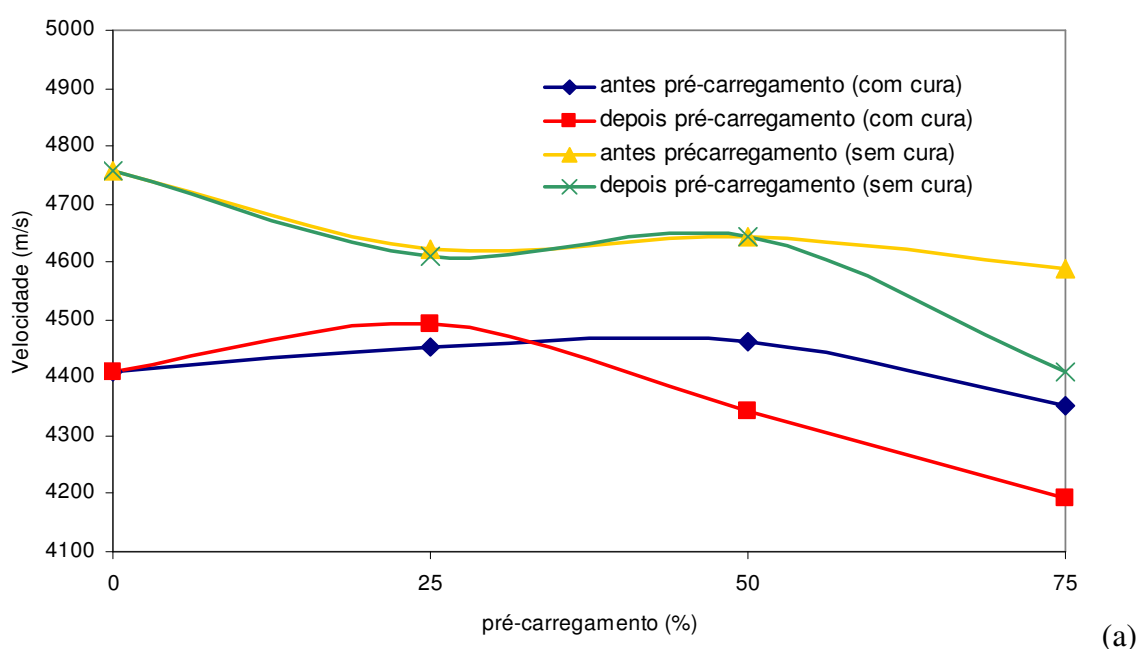
(b)

Figura 58: velocidade de onda ultra-sônica em função do pré-carregamento, antes e depois do carregamento, em concretos com e sem ambiente de cura úmida e relação $a/c = 0,50$. (a) idade de 7 dias. (b) idade de 28 dias.

Através dos gráficos da figura 58 é possível verificar a influência do pré-carregamento aplicado aos concretos. O comportamento foi o mesmo para ambas as idades (7 e 28 dias). No entanto, houve uma diferença na velocidade ultra-sônica entre os corpos-de-prova que foram submetidos a diferentes condições de cura e os que receberam o carregamento em relação aos que não receberam. Nota-se que os concretos nos quais foram aplicados os diferentes percentuais de carga o valor da velocidade ultra-sônica diminuiu sensivelmente, em relação àqueles não receberam carga alguma.

Outro ponto a ser observado é a condição de cura desses concretos. Na idade de 7 dias houve uma redução da velocidade nos percentuais de 25 e 75% de carregamento, em relação aos corpos-de-prova submetidos ao ambiente de cura. Porém, aos 28 dias houve uma recuperação da velocidade nos mesmos concretos curados ao ambiente (sem cura), enquanto que os corpos-de-prova curados em câmara úmida permaneceram no mesmo comportamento: a partir de 25% os valores decresceram consideravelmente, indicando uma possível condição de microfissuração nesses concretos.

Na figura 59 é mostrado o comportamento desses mesmos concretos, sob as diferentes condições de carregamento e cura, nas idades de 7 e 28 dias, para a relação água/cimento de 0,70. Por ser um concreto mais poroso, já há uma ligação mais fraca na zona de transição, entre a pasta e o agregado. Nesse caso, é importante identificar o processo de cura e as condições de pré e pós carregamento.



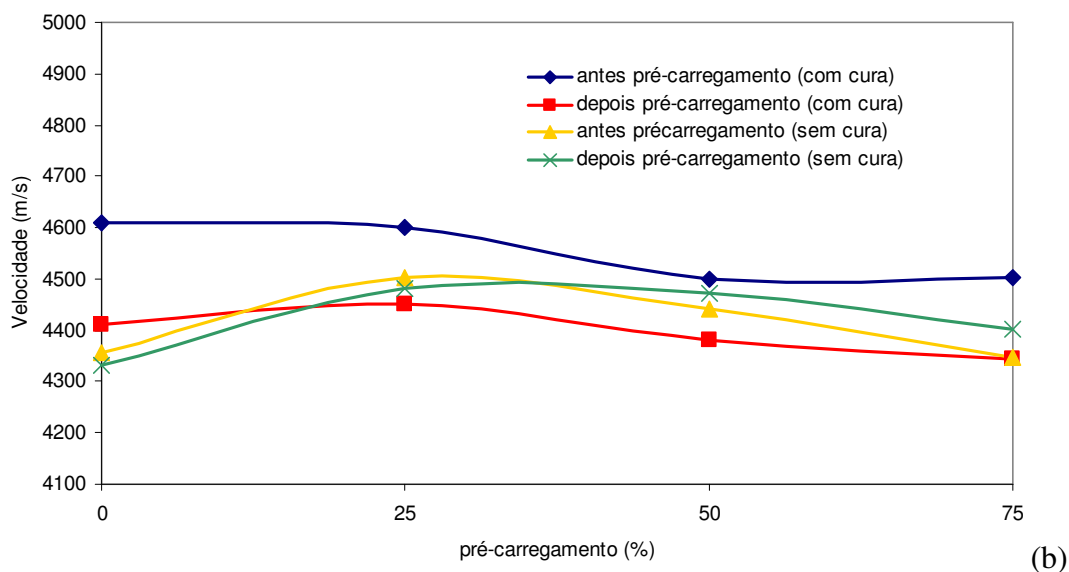


Figura 59: velocidade de onda ultra-sônica em função do pré-carregamento, antes e depois do carregamento, em concretos com e sem ambiente de cura úmida e relação $a/c = 0,70$. (a) idade de 7 dias. (b) idade de 28 dias.

Pelos gráficos da figura 59 nota-se uma sensível redução nos valores da velocidade de onda ultra-sônica dos concretos submetidos ao ambiente sem cura à medida que aumenta idade. A condição de cura, nesse caso, é preponderante para a diminuição da velocidade ultra-sônica, tanto para os concretos que receberam carga, quanto para os que não receberam. Em relação à condição de carregamento, até a idade de 7 dias houve uma redução da velocidade nos corpos-de-prova com carregamentos a partir de 25% para os que foram submetidos a cura úmida. Para os que não receberam cura úmida, a diminuição da velocidade deu-se a partir de 50%. Aos 28 dias houve redução da velocidade ultra-sônica para os corpos-de-prova submetidos à câmara úmida para aqueles que receberam pré-carregamento, em todos os níveis de percentuais de carga. Em relação aos que não tiveram ambiente de cura úmida, os valores da velocidade permaneceram praticamente no mesmo patamar entre antes e depois do carregamento.

O tipo de cimento pode ser um fator que afeta a medida de velocidade de onda ultra-sônica. Para Naik e Malhotra (1991), a taxa de hidratação ao longo do tempo não é a mesma para os diferentes tipos de cimento utilizados. Com o aumento do grau de hidratação ocorre um aumento tanto no valor da resistência do concreto quanto no valor da velocidade de onda ultra-sônica. De acordo com Facaoaru (1970), citado por Naik e Malhotra (1991), a utilização de cimento de endurecimento rápido acarreta um aumento da resistência de igual correspondência a um determinado nível de velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas.

Evalista (2002), ao efetuar uma análise estatística dos valores de velocidade de onda ultra-sônica de determinadas séries de concreto M1 e M4 (as séries M1 e M4 foram preparadas com cimento CP III e CP V ARI) em idades de 3, 7, 14, 28 e 90 dias, ao avaliar a influência do tipo de cimento sobre a velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas, não constatou influência significativa entre os tipos de cimento estudados.

As condições de cura e idade do concreto também interferem na determinação da velocidade de propagação de onda ultra-sônica. Sturup et al. (1984) realizaram ensaios em concretos submetidos a diferentes condições de cura (10, 21 e 32 °C) com o objetivo de analisar a influência das condições de cura na correlação entre a resistência à compressão e a velocidade de onda ultra-sônica. As curvas obtidas, segundo Sturup et al. (1984), não mostraram um comportamento homogêneo, impossibilitando a obtenção de uma relação entre a temperatura de cura e a correlação estudada.

De acordo com Kaplan (1958), citado por Naik e Malhotra (1991), qualquer correlação entre a velocidade de onda ultra-sônica e resistência ou módulo de elasticidade obtida para amostras submetidas à cura em laboratório é diferente daquelas submetidas à cura no campo. Fora do ambiente de laboratório, as amostras apresentam um valor da velocidade inferior ao encontrado no concreto usado em laboratório, para os mesmos níveis de resistência ao longo do tempo. Este comportamento também foi observado neste trabalho, com exceção dos concretos submetidos à cura ambiente até a idade de 7 dias, nos concretos com relação $a/c=0,70$ em que os valores da velocidade ficaram acima dos valores dos corpos-de-prova submetidos ao ambiente de cura úmida.

Sturup et al. (1984) também afirmam que em idades iniciais (3, 7 e 14 dias) os valores da velocidade de onda ultra-sônica são muito sensíveis a pequenas variações de resistência à compressão, enquanto que nas idades mais avançadas nota-se grandes variações de resistência que correspondem a variações mínimas no valor da velocidade.

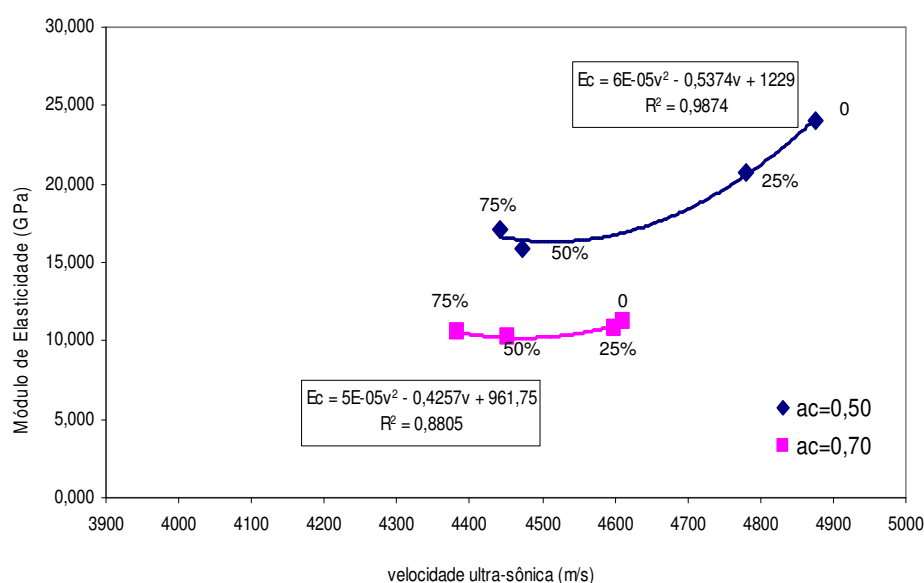
4.6.1 Correlação entre o módulo de elasticidade e a velocidade de propagação de onda ultra-sônica

As curvas que relacionam o módulo de elasticidade com a velocidade de pulso ultra-sônico foram obtidas por meio de estudos de correlação. A escolha da curva que melhor representou

a correlação desejada foi feita levando-se em conta o maior valor de determinação (r^2) encontrado e o tipo de curva que mais se adaptou ao comportamento dos pontos.

A figura 60 apresenta a correlação entre o módulo de elasticidade e a velocidade de pulso ultra-sônico para concretos ensaiados aos 28 dias, com e sem ambiente de cura e relações água/cimento de 0,50 e 0,70.

Para a determinação dessa correlação foram utilizados concretos com cimento CPV ARI, por ser um tipo mais puro em relação aos demais cimentos utilizados nessa pesquisa e, também, para neutralizar possíveis efeitos das pozolanas adicionadas nos demais tipos de cimento. Os concretos foram submetidos ao pré-carregamento aos 7 dias e ensaiados ao módulo de elasticidade e velocidade de propagação de onda ultra-sônica aos 28 dias. Tais corpos-de-prova foram divididos em lotes, uma parte foi encaminhada para câmara úmida (23°C e 95%UR) e outra exposta ao ambiente, sem controle de temperatura e umidade, logo após a aplicação do pré-carregamento.



(a)

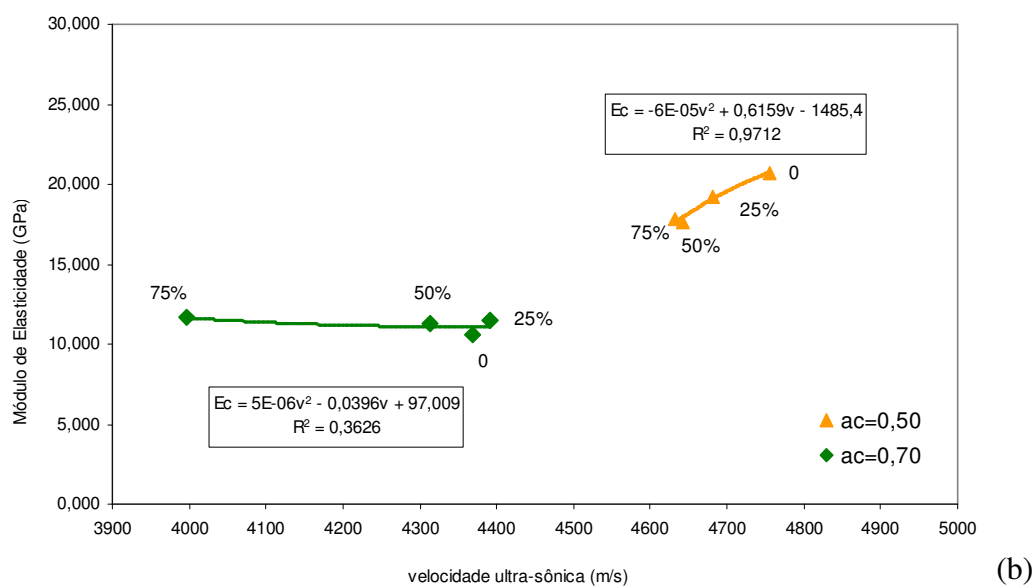


Figura 60: correlação entre o módulo de elasticidade e a velocidade de onda ultra-sônica em concretos, aos 28 dias. (a) com ambiente de cura úmida. (b) sem ambiente de cura.

De acordo com a figura 60 nota-se que a correlação entre o módulo de elasticidade e a velocidade de onda ultra-sônica pode ser observada em alguns casos. À medida que aumenta o percentual de pré-carregamento diminui o valor do módulo de elasticidade. De outra forma, à medida que diminui a velocidade de propagação de onda ultra-sônica diminui o módulo de elasticidade, evidenciando um processo microfissuração.

Nos concretos que foram submetidos ao ambiente de cura, a correlação entre o módulo e a velocidade ultra-sônica pode ser verificada nas duas relações a/c cimentos utilizadas. O comportamento do pré-carregamento também foi coerente na medida em que os valores do módulo e da velocidade variaram, fato que denota uma presença de microfissuras nos corpos-de-prova submetidos ao carregamento. Neste caso, o monitoramento dos concretos submetidos ao pré-carregamento, através das medidas de velocidade de onda ultra-sônica e módulo de elasticidade, evidenciou uma tendência de deterioração dos concretos submetidos a cargas precoces.

Para os concretos submetidos à cura ambiente, sem controle de temperatura e umidade, a relação entre o percentual de pré-carregamento, correlacionando o módulo de elasticidade com a velocidade de onda ultra-sônica, deu-se apenas para relação $a/c = 0,50$. Não foi possível estabelecer um bom ajuste para concretos de relação $a/c=0,70$.

Ainda de acordo com o gráfico da figura 60 observa-se que para relações a/c maiores os valores da velocidade de onda ultra-sônica e do módulo de elasticidade diminuem. Naik e Malhotra (1991) afirmam que um aumento na relação a/c acarreta uma diminuição da velocidade de propagação de onda ultra-sônica. Jones (1953), citado por Sturup et al. (1984), relatou que a correlação entre a velocidade de onda ultra-sônica e a resistência à compressão independe da relação a/c .

Hasparyk (2005) pesquisou a deterioração de estruturas de concreto atingidas pela reação álcali-agregado (RAA) e avaliou a presença de microfissuras causadas pela RAA, entre outros parâmetros, pela correlação entre o módulo de elasticidade e a velocidade ultra-sônica. Os resultados observados mostraram que havia uma correlação entre essas propriedades, sendo que à medida que o módulo diminuía a velocidade também diminuía, mostrando o efeito da microfissuração a partir da RAA. As correlações apresentadas pela autora permitiram verificar o emprego do ensaio de ultra-som em estrutura de concreto na detecção de fissuras e monitoramento das variações do concreto ao longo do tempo.

No entanto, Hasparyk (2005) não obteve boa correlação entre a resistência à compressão e a velocidade de onda ultra-sônica, o que inviabiliza a vinculação entre resistência à compressão e velocidade ultra-sônica na detecção e monitoramento de microfissuras, tal como comprovado, também, neste trabalho.

Os ensaios de propagação de onda ultra-sônica e mecânicos explicados até aqui não permitiram chegar a um consenso em relação ao processo de microfissuração, embora os ensaios de propagação de onda ultra-sônica tenha sugerido uma formação de microfissuras na sua relação com o módulo de elasticidade.

Uma forma de constatar o processo de microfissuração é através da técnica de análise de imagens, obtidas pelo microscópio eletrônico de varredura, que permitem um maior entendimento da estrutura interna do concreto submetido a diferentes percentuais de carga. A análise de imagens microscópicas dos concretos também fornece informações importantes sobre a porosidade do concreto e a distribuição dos vazios.

Dessa forma, optou-se por fazer uma análise da imagem da microestrutura dos concretos submetidos aos percentuais de pré-carregamento de 50% e relação água/cimento de 0,50, para os cimentos CPV ARI e CPIV RS, com cura úmida e ambiente, na tentativa de detectar e visualizar possíveis microfissuras nos concretos.

5 ANÁLISE DA MICROESTRUTURA DO CONCRETO SUBMETIDO A CARREGAMENTO DE COMPRESSÃO

A natureza altamente heterogênea e dinâmica do concreto distribuída em diversas variáveis (tipo, quantidade, tamanho, forma, distribuição das fases) presentes no concreto constitui a sua *estrutura*. Cada material constituinte do concreto possui características e propriedades intrínsecas que torna complexo o estudo da sua estrutura e difícil de estabelecer parâmetros e modelos exatos que possam prever o comportamento do material com segurança. Essa é principal razão pela qual os modelos teóricos da relação estrutura-propriedade, tão importantes na previsão do comportamento dos materiais de construção e engenharia em geral, são de pouco uso no caso do concreto.

No capítulo 2, no item 2.3, foi visto que o concreto é um material de múltipla escala, com diferentes níveis de observação e que no caso específico da engenharia e ciência dos materiais usualmente empregam-se três diferentes níveis estruturais. Na abordagem desses três níveis de observação é assumido que o comportamento num nível pode ser explicado em termos de estrutura observada no nível inferior. Dessa forma, o comportamento mecânico do concreto numa macro escala poderá ser entendido quando for considerada, em detalhes, a estrutura interna do concreto e suas interações entre a pasta de cimento e agregados numa micro escala.

O entendimento de que as propriedades de um material têm origem na sua estrutura interna facilitou a aceitação de que essas características podem ser modificadas através de mudanças adequadas na estrutura do material. No caso do concreto, o conhecimento de que a zona de transição é a parte mais fraca do sistema e que a heterogeneidade microestrutural pode levar a efeitos negativos sobre a resistência mecânica e outras propriedades mecânicas, fizeram com que evoluíssem os estudos da zona de transição no sentido de melhorar a aderência entre agregado-matriz. No entanto, essa afirmação é verdadeira quando se trata de concretos convencionais. Ao incorporar na mistura adições minerais como a sílica ativa ou cinza volante, por exemplo, a estrutura da zona de transição tende a se modificar, tornando-a mais densa e melhorando o intertravamento mecânico entre o agregado e a pasta de cimento.

Dependendo da escala de observação, conclusões inapropriadas a respeito do comportamento mecânico do concreto podem representar um inadequado entendimento da complexidade do material e sua microestrutura.

Muitas técnicas experimentais têm sido utilizadas no estudo dos vários mecanismos e propriedades da microestrutura do concreto. Entre essas técnicas se incluem a microscopia eletrônica de varredura, bastante útil na análise de imagem e no entendimento da zona de transição do concreto. Também são utilizadas técnicas de ressonância e análises radiográficas, técnicas de emissão de ondas ultra-sônicas e acústicas. Todas as técnicas têm o objetivo de estudar e entender o comportamento da estrutura interna do concreto.

Para atender o objetivo principal do trabalho a técnica utilizada para detectar e visualizar as microfissuras foi a microscopia eletrônica de varredura (MEV), através da análise de imagens, permitindo uma maior compreensão do comportamento das propriedades mecânicas medidas nos ensaios de laboratório.

Foram comparadas amostras de concreto produzidos com dois diferentes tipos de cimento (CPV ARI e CPIV RS), relação água/cimento de 0,50, percentual de carregamento aplicado de 50% e idade de carregamento de 7 dias. Também foram comparados concretos submetidos à cura ambiente e cura úmida. Não foi possível fazer uma análise da microestrutura de todas as variáveis do programa experimental em função da grande quantidade de amostras que seriam geradas. Por esse motivo optou-se por trabalhar com dois tipos de cimentos com diferentes composições e diferentes condições de cura. A escolha da relação água/cimento de 0,50 foi a de que corresponde a uma média entre as relações trabalhadas (0,35 e 0,70), ou seja, não se trata de um concreto com matriz densa (0,35) e também não corresponde a um concreto altamente poroso (0,70). Em relação ao percentual de aplicação da carga de 50%, o mesmo foi escolhido porque se houver a detecção de microfissuras nesse percentual, certamente haverá para percentuais maiores (75%). Em função de alguns trabalhos apontarem que o sistema não é abalado com aplicação de cargas abaixo de 30%, cita-se, MEHTA e MONTEIRO (1994); BURLION et al. (2005); BOTTA (1998); CARPINTERI et al. (1997), não foi adotado o percentual de 25% de pré-carregamento para análises da microscopia do concreto.

A escolha da idade de pré-carregamento de 7 dias se deve a situação mais favorável em termos de hidratação do concreto. Nessa idade, o concreto já teve prazo suficiente para se

hidratar. Se houver a formação de microfissuras nessa idade diante da aplicação do pré-carregamento, certamente haverá para as outras idades (1 e 3 dias). Além disso, se for detectado que houve recuperação de microfissuras numa idade em que uma boa parte dos compostos químicos já se hidratou, certamente haverá recuperação de microfissuração em idades menores de aplicação do carregamento.

As análises de imagens através da técnica de microscopia eletrônica de varredura foram realizadas no Centro de Microscopia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. O objetivo das análises é de detectar e visualizar possíveis microfissuras após aplicação do pré-carregamento.

5.1 ANÁLISES EM MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA ATRAVÉS DE ELÉTRONS SECUNDÁRIOS

As análises com elétrons secundários permitiram observar a estrutura e morfologia dos concretos produzidos. Foi possível observar a estrutura cristalina dos diferentes componentes do concreto, sua aderência entre as ligações agregado-matriz e também analisados aspectos de formação e propagação de microfissuras, além da possibilidade de fechamento das mesmas em função da aplicação do carregamento em poucas idades.

5.1.1 Análise em MEV para o cimento CPV ARI

Foram analisadas amostras de concreto com o cimento de alta resistência inicial com níveis de 0 e 50% de pré-carregamento, com cura úmida e cura ambiente. Primeiramente foi realizada uma varredura num nível de observação menor na intenção de encontrar fissuras de abertura de 1 mm, a qual pode ser vista a olho nu. Em seguida a varredura se deu aprofundando-se o grau de observação através do aumento da lente de ampliação. A figura 61 apresenta uma vista geral das amostras, enfocando a zona de transição dos concretos de referência, em diferentes regiões e diferentes graus de ampliação.

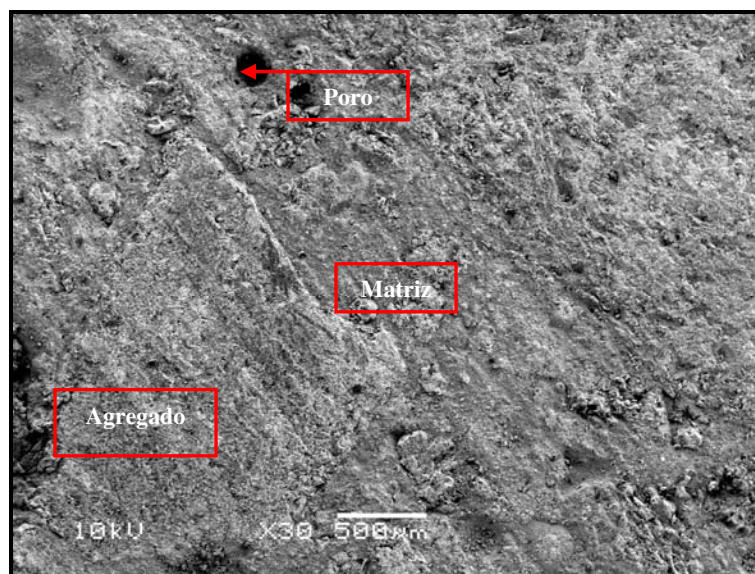


Figura 61: interface agregado-matriz ampliada em 30 vezes.

Pela figura 61, é possível verificar a diferença entre o agregado e a matriz de cimento. Foi verificada também a presença de ar aprisionado na matriz, evidenciando a estrutura da pasta.

Na figura 62 é possível visualizar diferentes pontos da zona de interface entre o agregado e a pasta. Para facilitar a visualização foram identificados três pontos da zona de transição e ampliados em 110 vezes o grau de detalhe da região. Também foi destacado em cor vermelha o delineamento da zona de interface entre o agregado graúdo e a pasta de cimento.

Nesses pontos de observação (figura 57) não foi observada nenhuma microfissura ao longo da interface. No concreto de referência não é possível distinguir um possível destacamento ou falta de aderência na região de interface, no qual o binômio matriz-agregado praticamente se confunde.

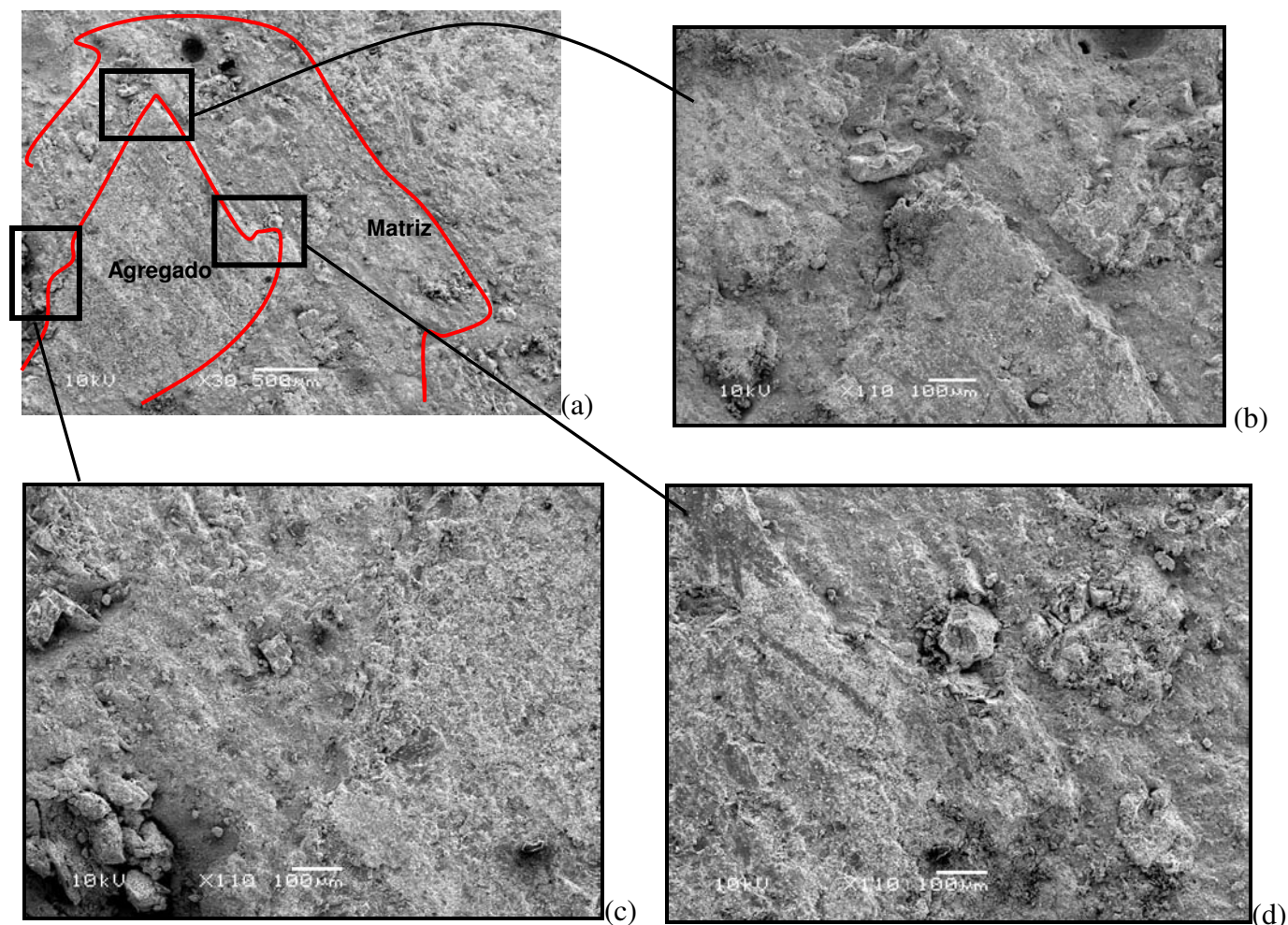


Figura 62: Vista geral da interface pasta-agregado dos concretos de referência ampliada em 110 vezes.

Nota-se, pela figura 62, que não há presença de microfissuras na região de interface para os concretos de referência, ou seja, para as misturas produzidas com cimento CPV ARI que não receberam pré-carregamento.

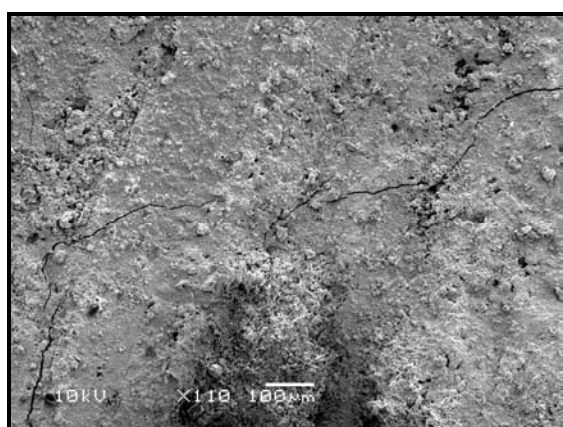
Na figura 63 observa-se um maior detalhe da zona de transição entre os componentes do agregado e da matriz do concreto de referência.



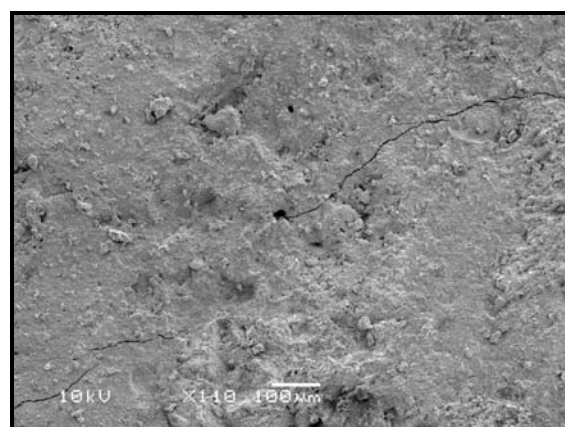
Figura 63: vista geral da interface agregado-pasta ampliada em 150 vezes.

Com a ampliação de 150 vezes é possível ter uma melhor visualização da região de interface entre os elementos constituintes na figura 63. Apesar da grande heterogeneidade pode-se verificar uma boa aderência entre os materiais, comprovando a densificação da zona de transição.

Nas imagens da figura 64 são apresentadas as amostras de concreto com CPV ARI que receberam 50% de pré-carregamento.



(a)



(b)

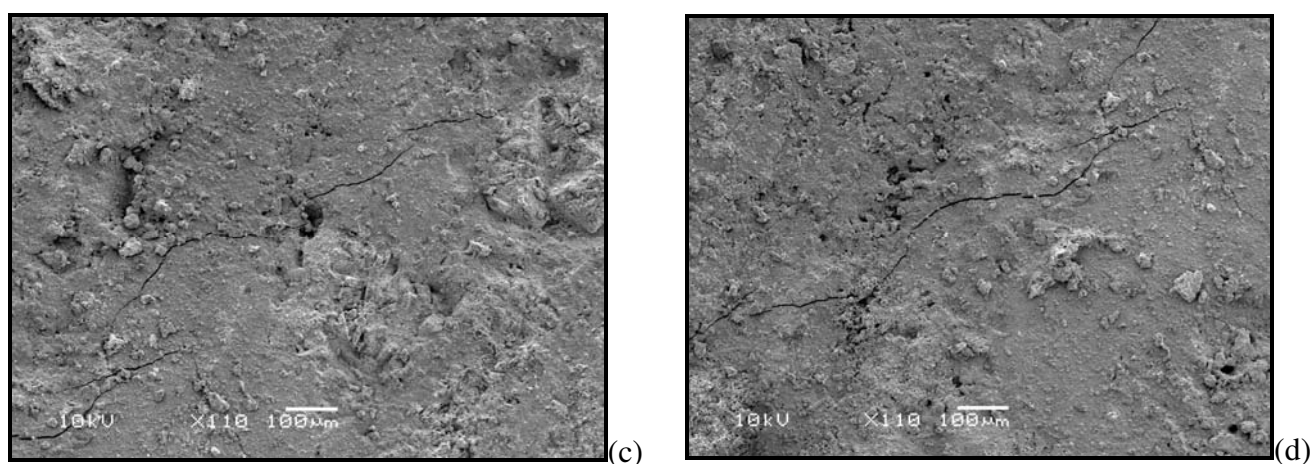


Figura 65: microfissuras na matriz decorrentes da aplicação de 50% de pré-carregamento. Imagens ampliadas em 110 vezes.

Pela figura 65 constata-se a presença de microfissuras nos concretos que receberam pré-carregamento de 50%. O caminho das microfissuras parece seguir uma trajetória aleatória na pasta de cimento. Em regiões com presença de vazios (figura 59 b) as microfissuras tendem a procurar o caminho preferencial para dentro do poro, por ser uma região de grande concentração de tensões, como exemplo visto na figura 16, citado por Barbirato (1999), no capítulo 2. A figura 66 apresenta um detalhe desse caminho preferencial e mostra que a microfissura não tem continuidade após passar pelo vazio causado pela presença dos poros.

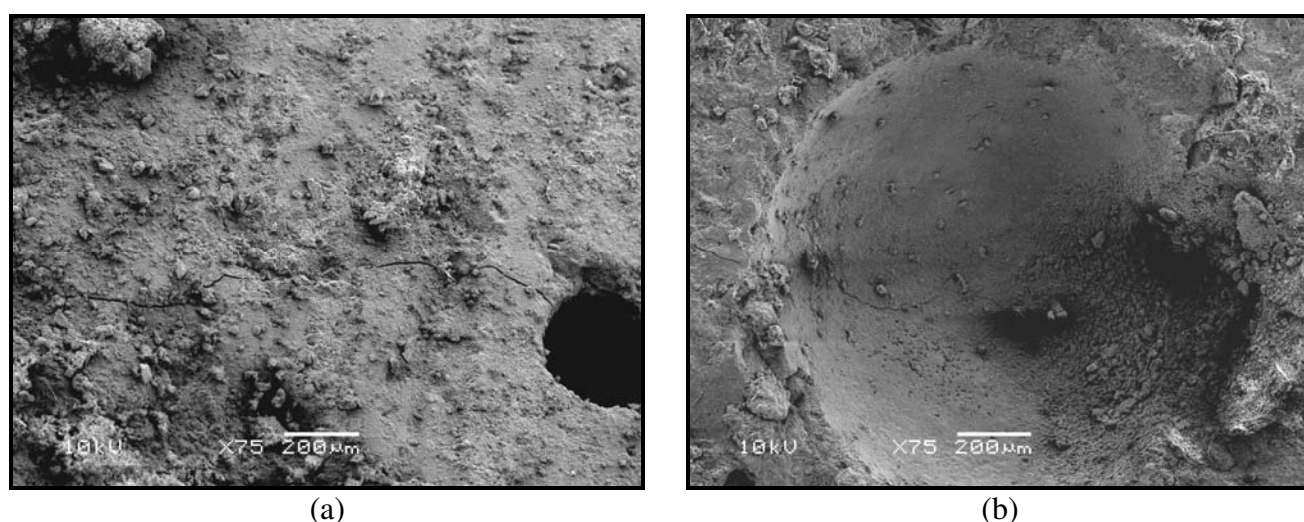


Figura 66: vista geral da não continuidade de uma microfissura que passa. (a) microfissura na pasta. (b) microfissura ar aprisionado, funcionando como concentrador de tensões.

Em outros casos, os vazios presentes na argamassa favorecem a propagação das microfissuras. Por ser uma região fraca, sem ligação com outros compostos, a região que contém poros pode favorecer a formação de microfissuras. Com a aplicação de carregamento externo os poros tendem a se deformar em todas as direções, originando possíveis microfissuras decorrentes da concentração de tensões de tração nessa região.

Na figura 67 é possível verificar uma provável região na qual foi formada uma microfissura. Observa-se a presença de vazios entre os produtos de cimento hidratados.

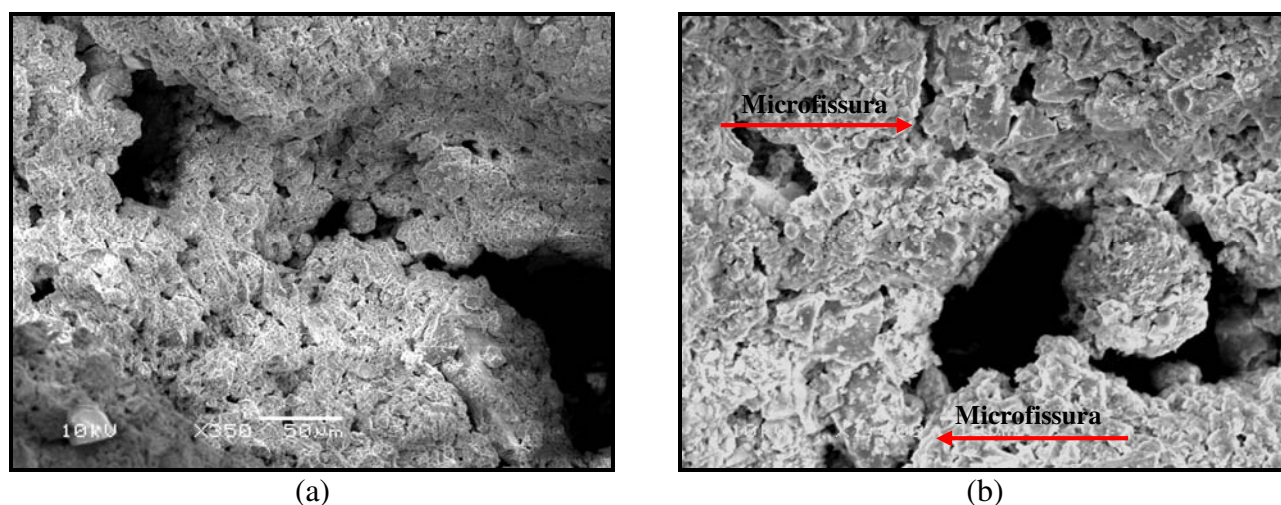


Figura 67: presença de vazios entre os produtos de hidratação na pasta de cimento. Possíveis origens de formação de microfissuras (a) vazios com ampliação de 350 vezes. (b) vazios com ampliação de 1000 vezes.

Como pode ser visto na figura 67 as microfissuras parecem originar-se de uma região contendo vazios e, a partir daí segue uma trajetória aleatória na pasta de cimento hidratada. A partir desse ponto começa a ser liberada energia de deformação suficiente para que a microfissura se propague em toda a pasta de cimento até que o sistema se torne instável, ou seja, até a fratura ou ruptura do corpo-de-prova (BARBIRATO, 1999; CARPINTERI et al., 1997).

Ao cessar o carregamento, possíveis microfissuras formadas tendem a se recuperar em função das reações de hidratação do concreto ainda estarem relativamente no início. Nesta pesquisa em questão, os corpos-de-prova após receberem o carregamento de compressão, retornavam ao ambiente de cura úmida, o que pode favorecer a uma possível recuperação das ligações entre os compostos de cimentos que ainda não foram hidratados.

A figura 68 apresenta micrografias dos concretos que receberam pré-carregamento aos 7 dias e logo após retornavam para a câmara úmida.

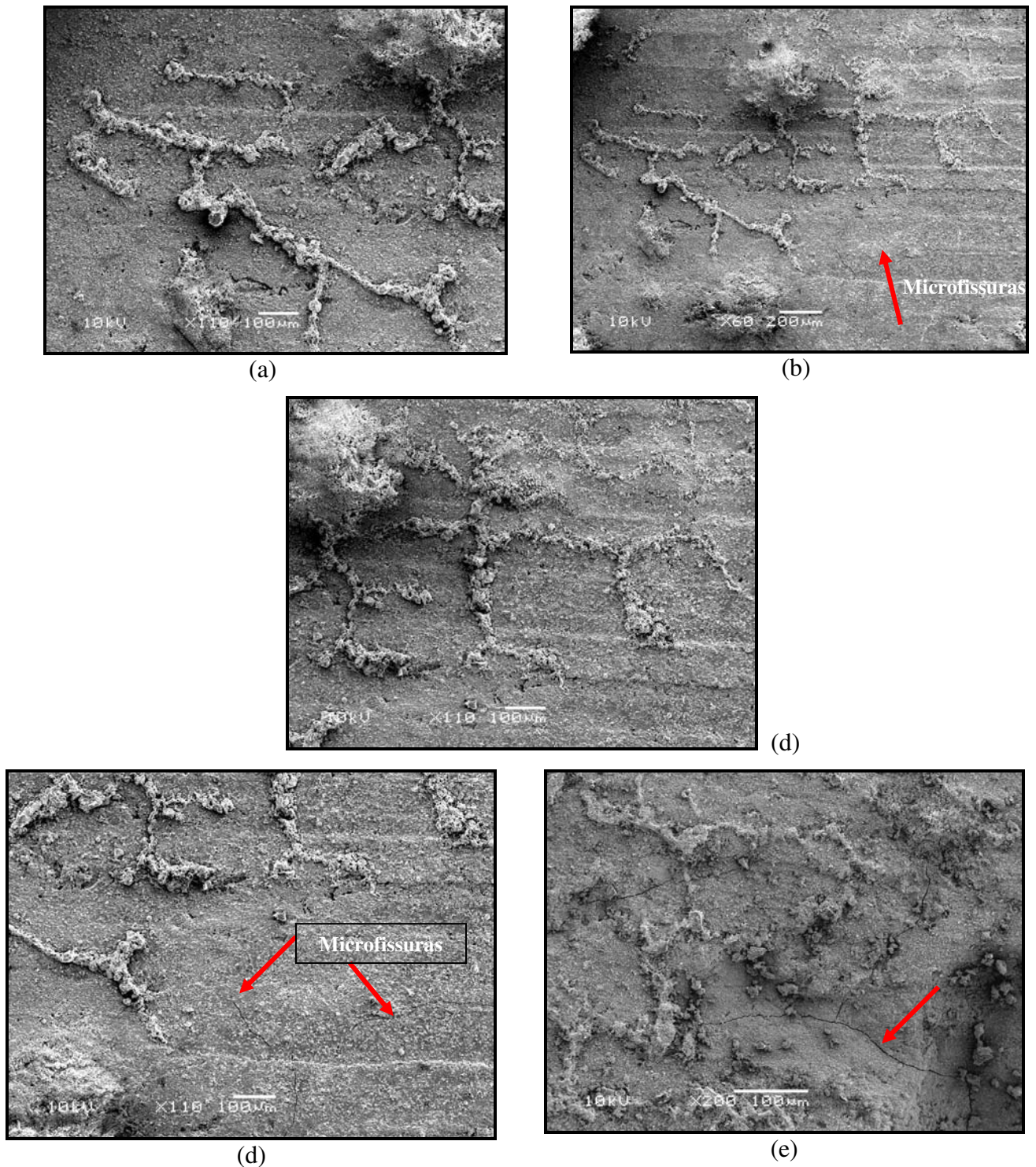


Figura 68: recuperação de microfissuras nos concretos que receberam pré-carregamento.

Pelas imagens apresentadas na figura 68 pode-se verificar que houve uma recuperação das microfissuras causadas pelo carregamento precoce. Como foi comentado anteriormente, os concretos retornavam à câmara úmida e as partículas de água proveniente do ambiente de cura percolaram para o interior do corpo-de-prova, atingindo os interstícios formados pelas microfissuras, favorecendo a hidratação de compostos ainda não hidratados e que ficaram expostos com a abertura das microfissuras. Com isso, a água que permeou para o interior do concreto possibilitou a colmatação e recuperação das mesmas.

Esse comportamento foi verificado para o cimento CPV ARI. Dessa forma, constata-se que realmente ocorre a hidratação de produtos ainda não hidratados com a abertura das microfissuras, fato que contribui para a recuperação da resistência à compressão após receber diferentes percentuais de pré-carregamento, como pôde ser visto nas análises dos resultados obtidos nos ensaios experimentais, no capítulo 4.

No entanto, apesar da característica de recuperação das microfissuras é possível observar que nem todas foram fechadas. Como mostra a figura 68 (b, d, e), algumas microfissuras formadas com o pré-carregamento não foram recuperadas, mesmo sob as mesmas condições de cura e num mesmo corpo-de-prova. Nesse caso, as pontes de microfissuras não foram interrompidas, ou talvez não tenha percolado água suficiente para hidratar os compostos de cimento que ficaram expostos com a formação da microfissura.

A figura 69 apresenta com maior detalhe de visualização duas condições de configuração de recuperação de microfissuras. Na figura 69a, uma condição de microfissura recuperada ampliada em 1500 vezes. Na figura 69b é apresentado um detalhe da região representada no retângulo, ampliada em 5000 vezes, em que, possivelmente, cristais de hidróxido de cálcio quebrados com a aplicação do pré-carregamento cederam espaço para novos produtos de hidratação.

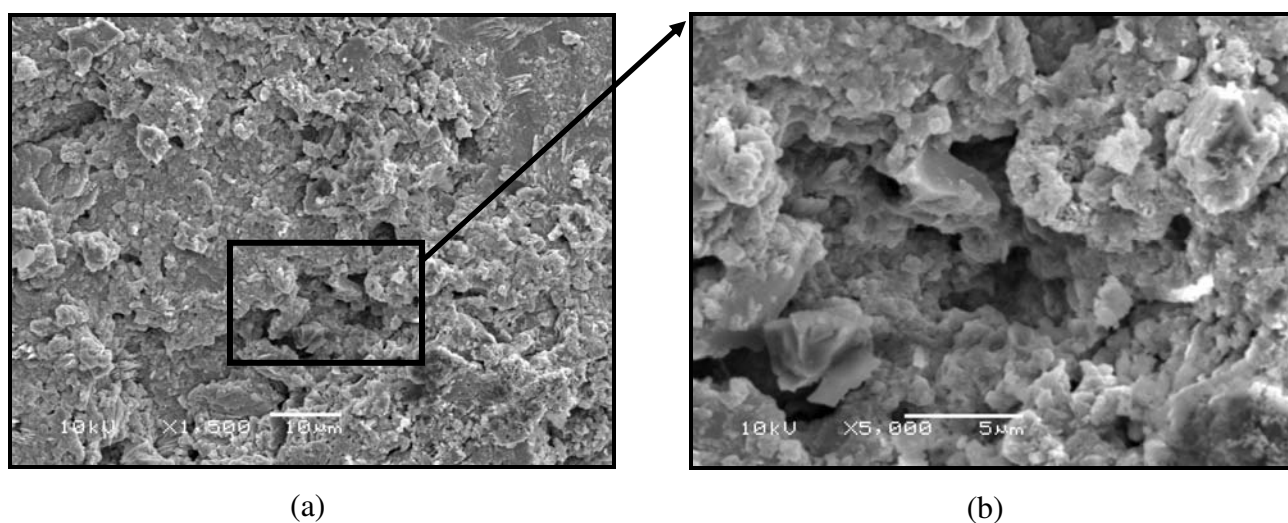


Figura 69: detalhe da região de recuperação de microfissuras. (a) ampliação de 1500 vezes. (b) detalhe da região destacada, ampliada 5000 vezes.

As imagens apresentadas na figura 69 representam uma região em que houve recuperação de microfissuras. Corresponde a uma ampliação de um determinado ponto da figura 68(a), num local em que houve recuperação de microfissuras. A figura 69(b) corresponde a uma ampliação ainda maior desse ponto. Pode-se verificar que há uma coesão entre os elementos, possibilitando o fechamento das microfissuras causadas pelo pré-carregamento.

Da mesma forma, a figura 70 apresenta uma configuração de uma microfissura formada na pasta de cimento e que não foi recuperada.

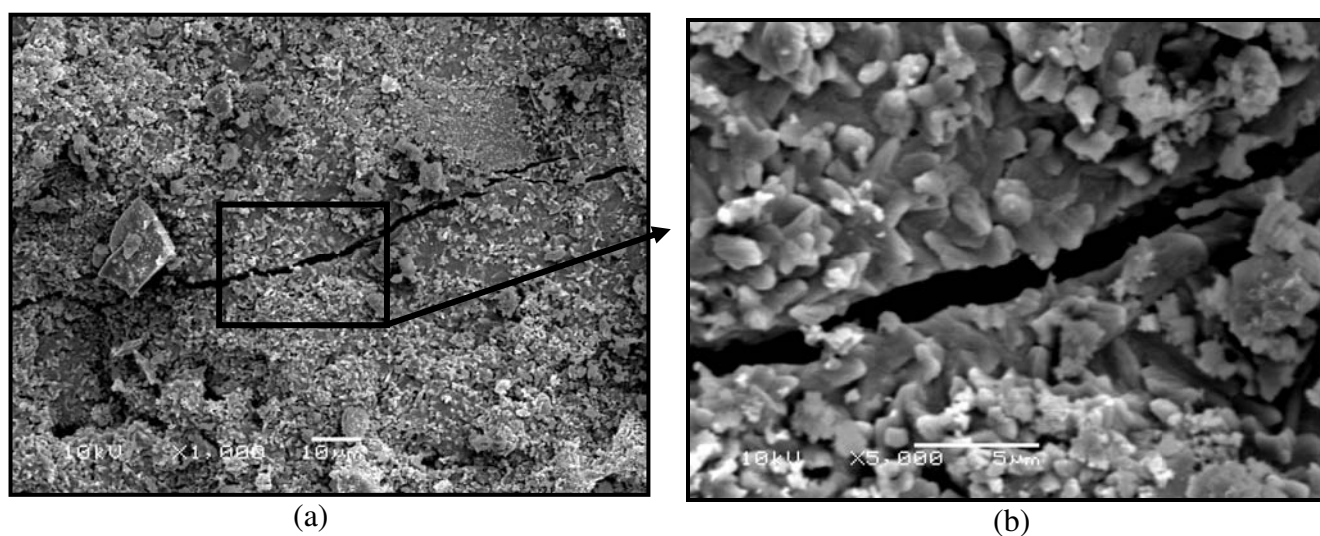


Figura 70: microfissura formada pelo pré-carregamento. (a) ampliada em 1000 vezes. (b) ampliada em 5000 vezes.

A figura 70 (b) representa um detalhe da microfissura da figura 70 (a) em um determinado ponto. No detalhe é possível observar o mecanismo de ação de uma possível recuperação de microfissuras. Nota-se que os compostos tendem a se unir de um lado ao outro, interligando-se entre as microfissuras. Com a ação da água esse fenômeno tende a se propagar, ocasionando, possivelmente, o fechamento das microfissuras.

Em relação às condições de cura, foi constatado que não houve diferença entre uma amostra e outra, ou seja, foi detectada a presença de microfissuras tanto nas amostras de concreto com cura úmida, quanto na cura ambiente. A figura 71 apresenta uma comparação das micrografias analisadas para cada uma das condições.

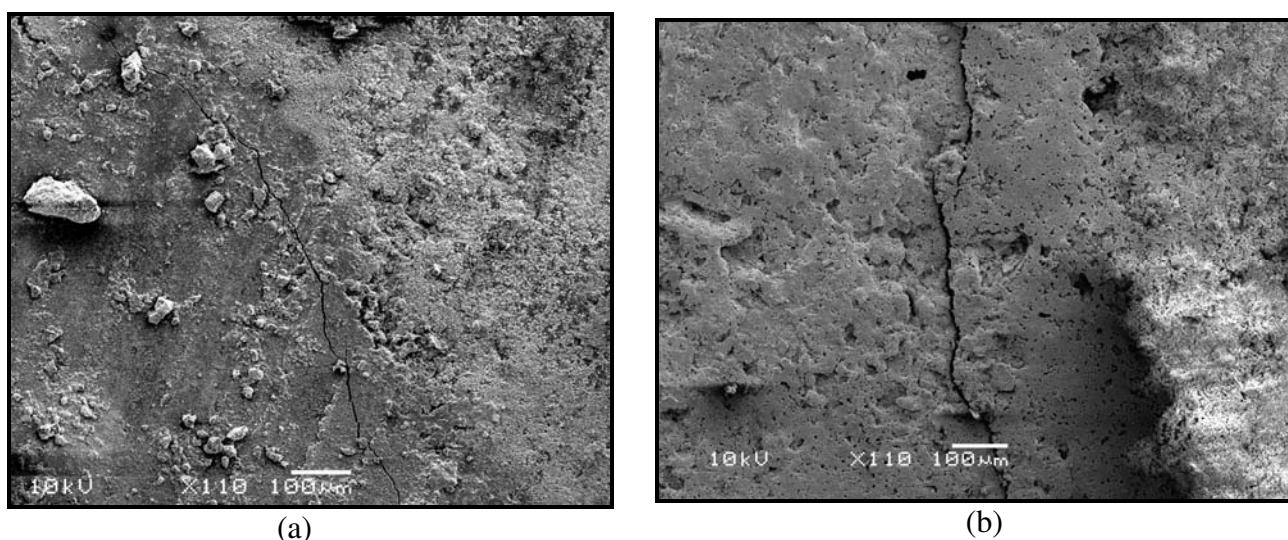


Figura 71: vista geral de microfissuras na pasta de cimento hidratada.
(a) com cura úmida. (b) com cura ambiente.

5.1.2 Análise em MEV para o cimento CPIV RS

A figura 72 apresenta detalhes das amostras analisadas com o cimento pozolânico CPIV RS para os diferentes métodos de cura utilizados.

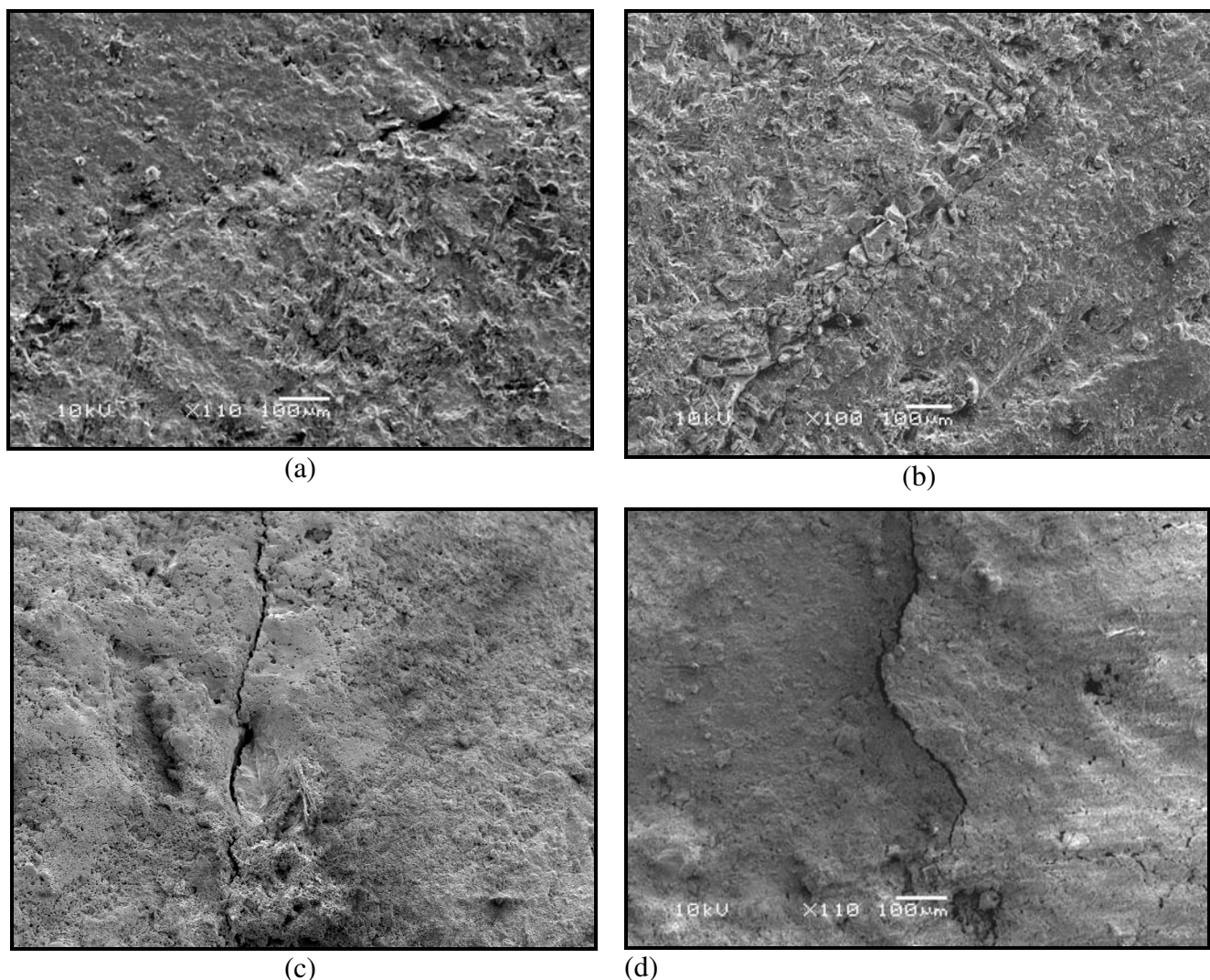


Figura 72: comparação entre as micrografias dos concretos para diferentes métodos de cura. (a) concreto de referência com cura ambiente. (b) referência com cura úmida. (c) 50% de pré-carregamento com cura ambiente. (d) 50% de pré-carregamento com cura úmida.

De acordo com a figura 72 observa-se que não há diferenças visuais nas amostras entre os diferentes tipos de cura. Nota-se que para os concretos de referência há certa densificação na região entre o agregado e a pasta (figura 72a), na qual a pasta de cimento cobre os grãos de agregados, tornando-a mais densa nessa área. Também pode ser visto uma microfissura na pasta de cimento (figura 72b) próxima à zona de transição no concreto de referência com cura úmida. Embora essa amostra configure o concreto de referência, é comum encontrar microfissuras em regiões de proximidade entre o agregado e a pasta, como já foi amplamente comentado, apesar deste não ter recebido nenhum tipo de pré-carregamento. Para os concretos que receberam pré-carregamento a situação de microfissuração também é bastante semelhante entre os modos de cura. Nota-se microfissuras na pasta de cimento para ambos os tipos de cura.

A figura 73 apresenta em maior detalhe as microfissuras causadas pelo carregamento precoce para os concretos com CPIV RS e com cura úmida.

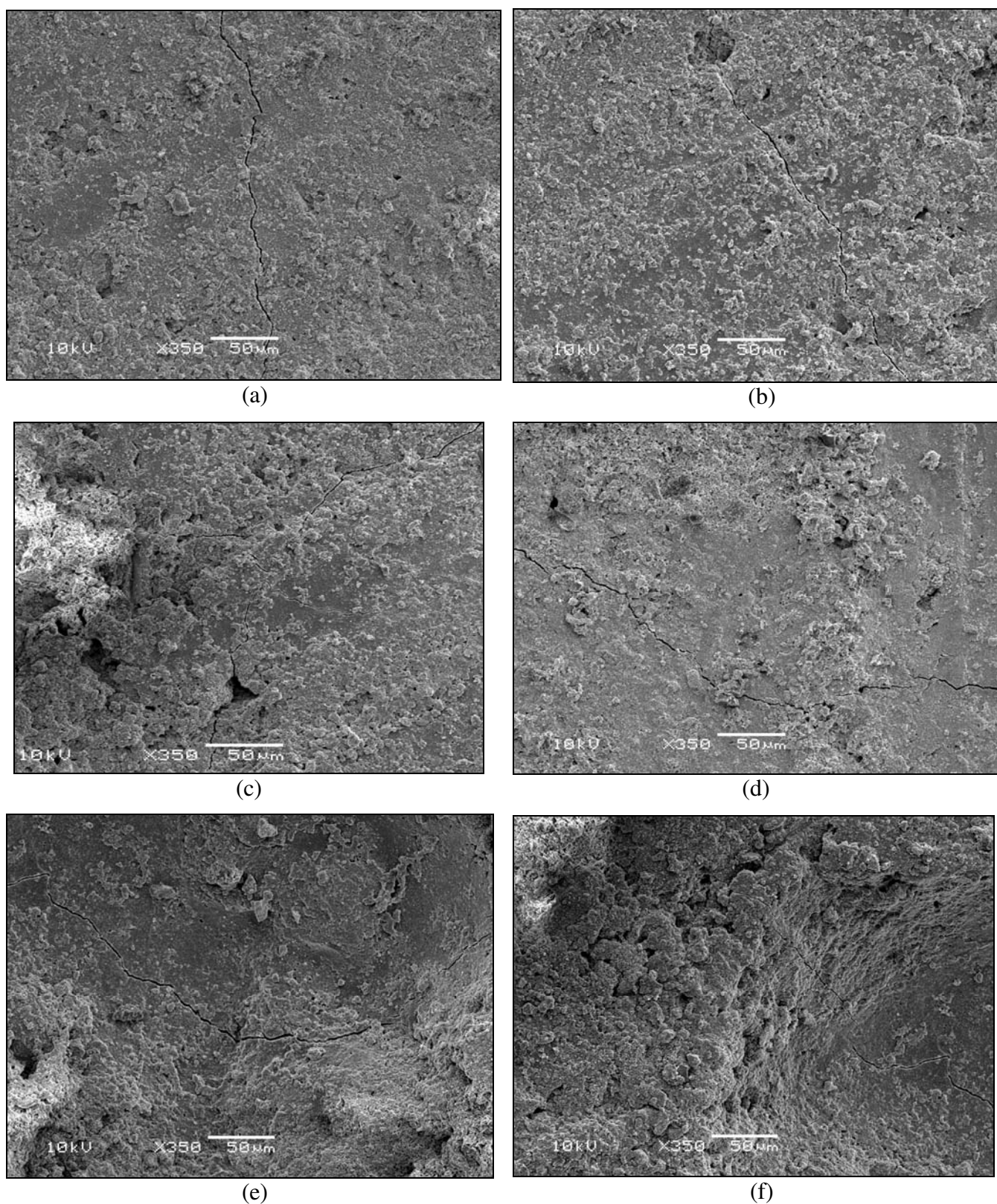


Figura 73: micrografias ampliadas em 350 vezes. Verificação de microfissuras em diferentes amostras de concreto com CPIV RS e 50% de pré-carregamento.

Pelas diferentes amostras ensaiadas, é possível verificar a formação de microfissuras na estrutura interna do concreto após a aplicação do carregamento de compressão, embora os corpos-de-prova tenham retornado ao ambiente de cura úmida. Pelas imagens observa-se que o caminho preferencial das microfissuras passa exatamente em regiões com presença de vazios. Nessas regiões ocorre uma concentração maior de tensões de tração que favorece a propagação de microfissuras várias direções, como visto na figura 73 (c) em que é verificado um mapeamento de microfissuras dispostas em todas as direções. Apesar de ter sido verificada a presença de microfissuras com aplicação da carga precoce, observou-se uma estrutura mais coesa com este tipo de cimento, como era de se esperar, uma vez que há a presença de cinza volante em sua composição, o que confere uma estrutura mais densificada em concretos com esse tipo de cimento.

Pelo que foi exposto é possível explicar alguns comportamentos verificados ao longo do trabalho. Com os ensaios de microscopia foi possível detectar e visualizar um processo de microfissuração nos concretos pré-carregados. Além disso, a recuperação das microfissuras verificadas nas amostras do CPV ARI corrobora a teoria de que ocorre colmatação autógena, quebra de cristais mais fracos e hidratação de compostos resistentes remanescentes. No entanto, essa recuperação não é completa, fato que foi comprovado na visualização de microfissuras não recuperadas, o que pode ter influenciado negativamente nos resultados de resistência à tração e módulo de elasticidade.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho teve como objetivo principal os reflexos do processo de microfissuração causado pelo carregamento precoce em concretos produzidos com diferentes tipos de cimentos, analisando o desempenho das propriedades mecânicas de resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade. Também procurou-se analisar e detectar a microfissuração através de medidas de velocidade de propagação de onda ultra-sônica e na avaliação de imagens, através da técnica de microscopia eletrônica de varredura.

Para que estes objetivos fossem alcançados, um planejamento detalhado das atividades experimentais foi desenvolvido. Essa etapa foi imprescindível, pois a organização dos dados e ensaios possibilitou uma maior facilidade na avaliação dos resultados. A metodologia experimental empregada neste trabalho fez uso de ferramentas estatísticas para definir o tamanho da matriz experimental. Estatisticamente quaisquer matrizes poderiam ser utilizadas com confiabilidade no programa experimental. No entanto, levando-se em conta que o trabalho contempla um número relativamente grande de corpos-de-prova, com quatro tipos de cimento, três relações água/cimento, quatro níveis de idade, quatro percentuais de pré-carregamento, a matriz escolhida foi a de menor número de corpos-de-prova (matriz 3). Foi verificado que o tamanho da matriz experimental não interfere na análise dos resultados, visto que o coeficiente de variação calculado para todas as matrizes ficou dentro do limite recomendado para concretos produzidos e ensaiados em laboratório.

Foram analisados os efeitos do percentual de pré-carregamento, idade de pré-carregamento, diferentes tipos de cimento, diferentes relações água/cimento sobre as propriedades mecânicas dos concretos. Além disso, foram desenvolvidos modelos matemáticos de regressão linear múltipla para avaliar, quantitativamente, a influência de cada variável envolvida no processo.

Em função dos resultados obtidos nos ensaios mecânicos algumas conclusões podem ser retiradas, válidas para os materiais e condições de ensaios estabelecidos neste trabalho. Novas pesquisas deverão ser realizadas para validar os resultados aqui obtidos. É importante salientar que todas as conclusões foram comprovadas estatisticamente.

Em relação à resistência à compressão, com base nos resultados experimentais foi possível desenvolver um modelo matemático que possibilitou a análise das curvas de comportamento da resistência à compressão em função das variáveis controladas utilizadas no projeto estatístico. Foram desenvolvidos modelos matemáticos de regressão linear múltipla para cada tipo de cimento trabalhado e todos os modelos apresentaram um coeficiente de determinação (R^2) acima de 91,00%.

Foi observado que à medida que aumentava o percentual de carregamento houve um aumento da resistência à compressão. Como os corpos-de-prova retornavam à câmara úmida houve uma recuperação da resistência à compressão, uma vez que a abertura de microfissuras possibilitou a entrada de água nos interstícios do concreto, favorecendo a hidratação de compostos ainda não hidratados. A pouca idade do concreto também favoreceu este comportamento. Tal fato foi percebido mais claramente pelos concretos com relações água/cimento menores (0,35 e 0,50). Para relações água/cimento maiores os níveis de resistência à compressão permaneceram praticamente no mesmo patamar, uma vez que a resistência do concreto é explicada como uma consequência natural do progressivo enfraquecimento da matriz devido ao aumento da porosidade.

O ganho de resistência à compressão com o aumento do percentual de pré-carregamento foi percebido em maior escala para os cimentos de alta resistência inicial (CPV ARI e CPV ARI RS), provavelmente em função da sua composição química e morfologia. Por se tratar de um cimento mais fino, pode ter ocorrido uma mudança na morfologia da pasta de cimento e as microfissuras formadas se colmataram após o retorno a câmara úmida. O ganho de resistência com aplicação do pré-carregamento também foi observado por outros tipos de cimento, porém em menor magnitude. Com a estrutura pouco formada na idade em que foi aplicado o pré-carregamento, supõe-se que houve um efeito positivo de quebra dos cristais maiores e mais frágeis, bem como uma densificação da estrutura, com uma reorganização da estrutura interna, fazendo com que os poros existentes tenham seus tamanhos reduzidos.

Com relação à idade de pré-carregamento, foi comprovado que à medida que aumenta a idade de pré-carregamento aumenta a resistência à compressão, para todas as relações água/cimento estudadas. O cimento CPIV RS manteve seus patamares de resistência praticamente inalterados para diferentes idades de carregamento e em todas as relações água/cimento. Os cimentos de alta resistência inicial utilizados nessa pesquisa também ficaram com seus patamares de resistência estáveis, uma vez que os mesmos, em baixas idades, já possuem

cerca de 82% da resistência adquirida aos 28 dias. Para o cimento CII Z, houve um aumento na resistência à compressão para idade de carregamento de 7 dias, em relação às idades de 1 e 3 dias.

Em relação à resistência à tração por compressão diametral foram desenvolvidos modelos matemáticos de regressão linear múltipla, considerando todos os tipos de cimento e todas as variáveis controladas que possibilitaram a execução de curvas de comportamento. Os modelos estatísticos desenvolvidos obtiveram bons coeficientes de determinação, com percentuais acima de 92%, com exceção do cimento CIV RS, que obteve um coeficiente de determinação de 87,07%.

De acordo com os resultados estatísticos obtidos foi possível verificar a influência da idade de pré-carregamento nos concretos obtidos com diferentes tipos de cimento. Na análise do efeito isolado da idade de carregamento sobre a resistência à tração foi observado que à medida que aumenta a idade de pré-carregamento aumenta o valor da resistência à tração, corroborando os resultados para a resistência à compressão. No entanto, a diferença entre as idades de carregamento só é percebida com a idade de 7 dias, uma vez que o intervalo é maior em relação às idades de 1 e 3 dias.

Na análise do percentual de pré-carregamento sobre a resistência à tração o estabelecimento de uma relação analítica entre esses fatores foi uma etapa bastante complexa. Isoladamente, o percentual de pré-carregamento se mostrou com comportamentos diferenciados em relação aos tipos de cimento. Isoladamente não foi possível concluir sobre o efeito do pré-carregamento na resistência à tração, com exceção para o cimento CII Z, no qual os valores de resistência diminuíram com a aplicação do pré-carregamento.

No entanto, analisando a interação do percentual de pré-carregamento com outros fatores foi possível verificar que o carregamento precoce causa diminuição da resistência à tração nos concretos produzidos. Interagindo com outros fatores, como idade de pré-carregamento, pôde-se verificar a perda de resistência à tração com aplicação do carregamento e pode-se, também, relacionar a diminuição da resistência à tração com a formação e propagação de microfissuras.

No que diz respeito ao módulo de elasticidade os resultados experimentais obtidos com o LVDT (Transformador Diferencial Variável Linear) possibilitaram a realização das curvas de comportamento do módulo em função das diferentes variáveis analisadas nos modelos

matemáticos desenvolvidos. Foram ajustados modelos matemáticos a partir da análise de regressão múltipla, com seus fatores sendo testados estatisticamente. Para cada tipo de cimento foi desenvolvido um modelo e os coeficientes de determinação alcançados foram da ordem de 91% de confiabilidade, com exceção do CPIV RS que obteve um $R^2 = 86,21\%$.

Pelos resultados obtidos foi possível concluir que, para os cimentos CPIV RS, CPV ARI e CPII Z, à medida que aumenta o percentual de pré-carregamento, diminui o módulo de elasticidade. No entanto, para o cimento CPV ARI RS notou-se uma pequena elevação nos valores do módulo.

Em relação ao efeito da interação entre a idade de ruptura e idade de carregamento observou-se que os valores do módulo aumentaram à medida que aumentou a idade de carregamento. Aos 28 dias, idade de ensaio dos concretos que receberam pré-carregamento, os valores do módulo de elasticidades foram maiores para os concretos que receberam pré-carregamento na idade de 7 dias em relação aos que receberam pré-carregamento aos 1 e 3 dias.

Os valores do módulo de elasticidade em função da interação entre a idade de carregamento e o percentual de pré-carregamento obtiveram diferentes comportamentos, dependendo do tipo de cimento. Para o CPII Z não houve influência do percentual de pré-carregamento. O mesmo foi observado para o cimento CPIV RS. Porém, para a idade de carregamento de 7 dias houve uma redução da ordem de 10% nos níveis do módulo de elasticidade a partir de 25% de pré-carregamento para o CPIV RS. A redução mais significativa ocorreu com o CPV ARI cujos valores do módulo foram reduzidos em todas as idades de pré-carregamento, chegando a reduções da ordem de 35% em relação aos concretos que não receberam pré-carregamento.

Tomando como base apenas os resultados dos ensaios mecânicos fica difícil concluir a respeito do processo de microfissuração. A adoção de métodos investigativos como métodos de cura, e ensaios não destrutivos possibilitaram uma conclusão a respeito do tema.

Os ensaios de propagação de onda ultra-sônica tiveram por objetivo a verificação da homogeneidade do concreto e a detecção de possíveis microfissuras em sua estrutura interna. Foi observado que houve uma diferença nos níveis de velocidade de propagação de onda. Para os concretos que receberam aplicação do carregamento os valores da velocidade ultra-sônica diminuíram em relação aos que não receberam carregamento.

Em relação ao procedimento de cura, os concretos submetidos à cura ambiente obtiveram um melhor desempenho em comparação aos concretos que retornaram à câmara úmida, contrariando o esperado. Na idade de carregamento de 7 dias houve redução da velocidade nos percentuais de 25 e 75% para os concretos submetidos a cura ambiente. Porém, aos 28 dias houve uma recuperação da velocidade para esses mesmos concretos, enquanto que os concretos submetidos à cura úmida tiveram seus valores de velocidade reduzidos a partir de 25% de pré-carregamento, indicando uma condição de microfissuração.

A correlação obtida entre o módulo de elasticidade e a velocidade de propagação de onda ultra-sônica demonstrou que, em alguns casos, os valores do módulo de elasticidade diminuem quando aumenta o percentual de pré-carregamento, para as relações água/cimento de 0,50 e 0,70, evidenciando um processo de microfissuração, pois os valores da velocidade de onda ultra-sônica medidos diminuíram à proporção que aumentava o percentual de pré-carregamento. Para os concretos submetidos à cura ambiente, sem controle de temperatura e umidade, a correlação entre a velocidade de propagação de onda e o módulo de elasticidade deu-se apenas para relação água/cimento de 0,50, não sendo possível estabelecer um bom ajuste para a relação água/cimento de 0,70.

O efeito da cura na resistência à compressão do concreto foi analisado estatisticamente para os cimentos CPIV RS e CPV ARI. Verificou-se que não houve diferença significativa entre os métodos de cura para o cimento CPV ARI, pois as condições de temperatura e umidade eram semelhantes entre um método e outro. Em relação ao CPIV RS houve diferença entre os métodos, nos quais os concretos submetidos à cura ambiente sofreram com a ação da temperatura, uma vez que no período de concretagem e cura os concretos ficaram expostos a temperaturas relativamente altas (média de 27° C).

O efeito da cura na resistência à tração por compressão diametral foi verificado estatisticamente e ficou comprovado que não há diferença entre os métodos de cura. Embora não tendo sido comprovado que há diferença entre cura úmida e cura ambiente, foi verificada uma tendência de queda dos valores de resistência à tração em ambos os métodos à medida que aumenta o percentual de pré-carregamento.

Igualmente para os valores do módulo de elasticidade não foram verificadas diferenças significativas entre os métodos de cura. Em relação aos tipos de cimento, os valores do módulo foram maiores para os concretos com cura ambiente para o cimento CPV ARI, uma

vez que os mesmos foram confeccionados em um período de temperatura baixa e umidade relativa do ar com valores altos. Para o cimento CPIV RS os valores do módulo foram maiores para os concretos com cura úmida, uma vez que os valores da temperatura eram maiores no período de produção dos concretos com este tipo de cimento.

A análise da microestrutura dos concretos permitiu evidenciar um processo de microfissuração causado pelo carregamento precoce aplicado aos concretos. Foram obtidas informações que possibilitaram a explicação de comportamentos que provocou a recuperação da resistência à compressão dos concretos. Foi possível constatar, através da análise de imagens, a recuperação de microfissuras formadas pelo pré-carregamento. Tal fato foi constatado para o cimento CPV ARI e facilitou o entendimento do comportamento mecânico da resistência à compressão nessas circunstâncias. Também foi detectada a presença de microfissuras para os concretos com CPIV RS, apesar do mesmo ter apresentado uma estrutura interna mais coesa.

De uma forma geral os resultados puderam comprovar a existência de um processo de microfissuração causado pela ação de um carregamento precoce nos concretos com pouca idade. Tal fato remete a um problema citado no início deste trabalho: as ações de construção decorrentes de um processo acelerado de execução de uma edificação devem ser consideradas. As manifestações patológicas observadas em função das deformações lentas excessivas têm como principal causa o comportamento do concreto nessas estruturas. Com isso, os materiais empregados, o tipo de cura, o tempo de retirada do escoramento são variáveis fundamentais nessa equação.

Neste trabalho procurou-se entender o processo de formação da microfissuração e seu efeito sobre as propriedades mecânicas dos concretos produzidos. Os diferentes cimentos empregados proporcionaram uma comparação ampla entre os concretos confeccionados no que diz respeito ao tempo de hidratação e estrutura interna do concreto. Buscou-se identificar os principais agentes causadores do processo de microfissuração, tomando como base principal a assertiva de comprovação da hipótese testada neste trabalho: a de que o carregamento precoce aplicado em concretos nas primeiras idades provoca o aparecimento de microfissuras, diminuindo sua resistência mecânica de tração e compressão, além de diminuir o módulo de elasticidade.

A constatação dessa hipótese não pode ser comprovada, uma vez que a aplicação de um carregamento precoce acabou por provocar a melhoria da resistência à compressão. O pré-carregamento proporciona um rearranjo da estrutura interna do concreto e com isso, sua capacidade de recuperação. Por outro lado, as deformações instantâneas causadas pela aplicação da carga em concretos com uma estrutura ainda não formada, não são recuperáveis. A recuperação da rigidez do material não é completa, o que torna o processo muito mais danoso a longo prazo.

Apesar do bom desempenho em relação à resistência à compressão, as outras propriedades (módulo de elasticidade e resistência à tração) foram prejudicadas de alguma forma com a aplicação do carregamento. Tal fato remete a um outro problema comentado no início deste trabalho que é a ausência dos ensaios de módulo de elasticidade e resistência à tração em obras realizadas no Brasil.

Por fim, a adoção de medidas simples como o respeito aos prazos de cura, hidratação e evolução da resistência do concreto e, principalmente, respeito às exigências normativas reduziriam sensivelmente os problemas decorrentes dessas ações, além do aprimoramento das técnicas construtivas utilizadas.

6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Em face da grandeza e complexidade do tema torna-se impossível esgotar todas as possibilidades de investigação do comportamento de um material como o concreto. Há uma gama de trabalhos que podem ser desenvolvidos acerca do assunto, no sentido de contribuir para o esclarecimento do comportamento mecânico do concreto frente a esse tipo de problema. Dessa forma, são feitas algumas recomendações para trabalhos futuros:

- avaliar a resistência à tração por flexão com diferentes tipos de cimentos quando aplicado o pré-carregamento;
- avaliar a fluência dos concretos quando submetidos a um carregamento precoce;
- avaliar a influência da temperatura de cura em concretos submetidos ao pré-carregamento;

- avaliar quantitativamente o dano causado pela formação de microfissuras através de ferramentas de modelagem matemática como, por exemplo, método de elementos finitos, métodos de elementos de contorno e utilização de conceitos da mecânica elástica linear para mensurar o processo de microfissuração no concreto;
- avaliar a influência da retirada precoce do escoramento em protótipos de vigas e lajes de concreto armado;
- avaliar o índice de fissuração em concretos submetidos a um pré-carregamento;
- avaliar o coeficiente de poisson em concretos com aplicação de um carregamento precoce;
- estudar em detalhes as modificações da estrutura interna do concreto nas primeiras idades através de microscopia eletrônica de varredura;
- estabelecer a correlação entre a resistência à compressão e velocidade de propagação de onda ultra-sônica em concretos com diferentes percentuais de pré-carregamento;
- avaliar a resistência de aderência dos concretos submetidos a um carregamento precoce.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AITCIN, P.C. **Concreto de alto desempenho**. Tradução: Geraldo Serra. 1 ed. São Paulo: PINI, 2000, 667 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Argamassa e concreto – determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos**. NBR 7222. Rio de Janeiro, 1994.

_____. **Cimento Portland Composto**: NBR 11578. Rio de Janeiro, 1991.

_____. **Cimento Portland – determinação da resistência à compressão**: NBR 7215. Rio de Janeiro, 1996.

_____. **Concreto – determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone**: NBR NM 67. Rio de Janeiro, 1998.

_____. **Agregado miúdo – determinação da massa específica e massa específica aparente**: NBR NM 52. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **Agregado graúdo – determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água**: NBR NM 53. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **Agregados – determinação da composição granulométrica**: NBR NM 248. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **Concreto endurecido – determinação da velocidade de propagação de onda ultra-sônica**: NBR 8802. Rio de Janeiro, 1994.

_____. **Concreto – ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos – Método de ensaio**: NBR 5739. Rio de Janeiro, 1994.

_____. **Concreto – determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão-deformação**: NM NBR 8522. Rio de Janeiro, 2003.

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

_____. **Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto: NBR 5738.** Rio de Janeiro, 1994.

_____. **Projeto e execução de estruturas de concreto – Procedimento.** NBR 6118. Rio de Janeiro, 2003.

BARBIRATO, J. C. C. **Método dos elementos finitos de contorno com a reciprocidade dual para a análise transiente tridimensional da mecânica do fraturamento.** São Carlos, 1999. 270 p. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.

BOTTA, A. S. **Cálculo de esforços e deslocamentos em estruturas reticuladas considerando-se a mecânica do dano para a modelagem do concreto armado.** São Carlos, 1998. 119 p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.

BOTELHO, M. H. C.; MARCHETTI, O. **Concreto armado eu te amo.** São Paulo: Edgard Blucher, V. 1, 3 ed. 2002. 440 p.

BURLION, N.; BOURGEOIS, F.; SHAO, J.F. Effects of desiccation on mechanical behavior of concrete. **Cement & concrete Composites.** n 27, p. 367-379. 2005.

CARPINTERI, A.; CHIAIA, B. NEMATI, K.M. Complex fracture energy dissipation in concrete under different loadings conditions. **Mechanical of Materials.** n.26. p.93-108. 1997.

CHEN, W. F.; ROSOWSKY, D. V.; EL-SHAHHAT, A. M. Construction Safety of Multistory Concrete Buildings. **ACI Structural Journal,** v.90, n. 4, p. 335-341, 1993.

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.

EKANE, E. B. **Estudo de fissuração em concreto armado com fibras e armadura convencional.** São Carlos, 1999. 206 p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.

ELAQRA, H.; GODIN, N.; PEIX, G.; R'MILI, M.; FANTOZZI, G. Damage evolution analysis in mortar, during compressive loading using acoustic emission and X-ray tomography: effects of the sand/cement ratio. **Cement and Concrete Research.** v. 37, p. 703-713. 2007.

EPAARACHI, D. E.; STEWART, M. G.; ROSOWSKY, D. V. Structural Reliability of Multistory Buildings During Construction. **ACI Structural Journal,** v. 128, n.2, p. 205-212, 2002.

EVANGELISTA, A.C.J. **Avaliação da resistência do concreto usando diferentes ensaios não destrutivos**. Rio de Janeiro, 2002. 219p. Tese (Doutorado), COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

FRANÇA, R. L. S. **Fatores críticos de execução de obras e as conseqüências para as deformações de estruturas de concreto**. In: 7º Seminário de Tecnologia de Estruturas. São Paulo. 2005. 44 p. Disponível em: <http://www.sinduscon-sp.com.br>. Acesso em 15 de dezembro de 2005.

FREITAS, A.A. **Situações críticas no projeto de edifícios de concreto armado submetidos a ações de construção**. São Paulo. 2004. 120 p. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.

GONÇALVES, R. **Análise de propagação de fissuras por fadiga em concreto pelo MEF mediante a mecânica do dano contínuo**. São Carlos. 2003. 116 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.

HASPARYK, N. P. **Investigação de concretos afetados pela reação álcali-agregado e caracterização avançada do gel exsudado**. 2005. 257 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia, curso de pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

HELENE, P.R.L.; TERZIAN, P. **Manual de Dosagem e Controle do Concreto**. São Paulo: PINI, 1992. 349 p.

KANG, W. T.; BITTENCOURT, T. N. Identificação de processo de fraturamento no concreto estrutural. **Caderno de engenharia**. Escola de Engenharia de São Carlos. São Paulo, 22 p. 1999.

LANDIS, E. N.; NAGY, E. N. Three-dimensional work of fracture for mortar in compression. **Engineering Fracture Mechanics**. n. 65. p. 223-234. 2000.

LANDIS, E. N.; NAGY, E. N.; KEANE, D. T. Microstructure and fracture in three dimensions. **Engineering Fracture Mechanics**. 70. p. 911-925. 2003.

LIM, C. C.; GOWRIPALAN N.; SIRIVIVATNANON, V. Microcracking and chloride permeability of concrete under uniaxial compression. **Cement & Concrete composites**. n. 22. p.353-360. 2000.

LIMA, J.S. **Características mecânicas do concreto**. 1999. 48p. Caderno Técnico. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Paulo.

LIPSON, C.; SHETH, N. J. **Statistical design and analysis of engineering experiments**. McGraw-Hill, 1973. 518 p.

MacGREGOR, J.G. **Reinforced concrete: mechanics and design**. 2. ed. Englewood Cliffs, Prentice-Hall, 1988.

MATTEL, N. J.; MEHRABADI, M.M.; ZHU, H. A micromechanical constitutive model for the behavior of concrete. **Mechanics of Materials**. n. 39 p.357-379. 2007.

MAZARS, J.; BAZANT, Z.P. Cracking and Damage: strain localization and size effect. In: France-US Workshop on strain localization and size effect due to cracking and damage. **Proceedings**. Londres: Elsevier Applied Science, 1989, 550 p.

MEDEIROS, H. **Alerta! Deformações excessivas - Edifícios expõem patologias de todo tipo, principalmente na alvenaria. Por que as estruturas estão deformando como nunca?**.2005. Disponível em: <<http://www.piniweb.com.br>> Acesso em: 25 maio 2006. 4p

METHA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: PINI, 1994. 573 p.

METHA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: IBRACON, 2008.

MONTGOMERY, D.C. **Design and Analysis of Experiments**. 5 ed. New York: John Wiley, 2001.

NAIK, T. R., MALHOTRA, V. M. **The ultrasonic pulse velocity method**. In: CRC Handbook on nondestructive testing of concrete, 1 ed., Malhotra V.M., Carino C. J. (eds), Boston, USA: CRC Press, 1991.

NEVILLE, A.M. **Propriedades do Concreto**. Tradução Salvador E. Giammusso. 2 ed. São Paulo: PINI, 1997. 828 p.

OLIVER, J.; HUESPE, A. E.; PULIDO, M.D.G.; CHAVES, E. From continuum mechanics to fracture mechanics: the strong discontinuity approach. **Engineering Fracture Mechanics**. n. 70, p. 113-136, 2002.

PICHLER, C.; LACKNER, R.; MANG, H. A. A multiscale micromechanics model for the autogenous-shrinkage deformation of early-age cement-based materials. **Engineering Fracture Mechanics**. n. 74, p. 34-58, 2007.

PITUBA, J.J.C. **Sobre a formulação de um modelo de dano para o concreto**. São Carlos, 2003. 189 p. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.

PRADO, J. F. M. A. **Estruturas de edifícios em concreto armado submetidas a ações de construção**. São Carlos, 1999. 201 p. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.

PRADO, J. F. M. A.; CORRÊA, M. R. S. **Estruturas de edifícios em concreto armado submetidas a ações de construção**. Cadernos de Engenharia de Estruturas, 2002. n.19, p. 51-79, São Carlos, São Paulo.

PROENÇA, S.P.B. **Elementos de mecânica do dano em meios contínuos**. São Carlos, 2001. 20 p. Notas de aula. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.

REDA, M.M.; SHRIVE, N.G.; GILLOTE, J.E. Microstructural investigation of innovative UHPC. **Cement and Concrete Research**. n. 29, p.323-329. 1999.

RIBEIRO, J.L.D; CATEN, C. **Projeto de Experimentos**. Série Monográfica Qualidade. Porto Alegre, 2000. 130 p. Escola de Engenharia – Programa de Pós-graduação em Engenharia de Produção da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Notas de aula.

SALVADOR, P. F. **Influência dos ciclos de execução nas deformações das estruturas de concreto armado de edifícios de andares múltiplos**. Porto Alegre, 2007. 141 p. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

SANTOS, A. C.; SOUZA, J. L. A. O.; BITTENCOURT, T. N. Determinação da tenacidade ao fraturamento do concreto com corpos de prova do tipo “short-rod”. Cadernos de Engenharia de Estruturas, 2003. 18 p. São Carlos, São Paulo.

STURRUP, V. R., VECCHIO, F. J., CARATIN, H. Pulse velocity as a measure of concrete compressive strength. In: Situ/Nondestructive testing of concrete. Special publication SP-82, **American Concrete Institute**, Detroit, 1984, p. 201-228.

VENQUIARUTO, S. D. **Estudo da influência da microfissuração causada por carregamento precoce na durabilidade de concretos produzidos com diferentes tipos de cimento**. Porto Alegre, 2006. Proposta de tese (Qualificação). Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

WERKEMA, M.C.C (a). **Como estabelecer conclusões com confiança: entendendo inferência estatística**. Série Ferramentas de Qualidade. Gestão pela qualidade Total. Vol. 4. Fundação Christiano Ottoni. Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais, 1996. 279 p.

WERKEMA, M.C.C (b). **Planejamento e análise de experimentos: como identificar as principais variáveis influentes em um processo**. Série Ferramentas de Qualidade. Gestão

pela qualidade Total. Vol. 8. Fundação Christiano Ottoni. Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais, 1996. 294 p.

ZHANG, S.; ZHANG, M. Hydration of cement and pore structure of concrete cured in tropical environment. **Cement and Concrete Research**. n. 36, p. 1947-1953, 2006.

ANEXO 1

(Resultados dos ensaios mecânicos de resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade).

Resultados dos ensaios mecânicos para a matriz do cimento CPII Z

Relação a/c	Idade (dias)	Carregamento (%)	Idadecar (dias)	Fc (MPa)	Ft (MPa)	Ec (GPa)
0,35	1	0	0	6,100	0,818	3,130
0,35	3	0	0	26,300	2,396	11,920
0,35	3	25	1	24,000	1,958	10,880
0,35	3	50	1	22,800	2,090	9,090
0,35	3	75	1	23,300	2,221	11,130
0,35	7	0	0	35,100	2,616	15,740
0,35	7	25	1	31,200	2,470	15,910
0,35	7	50	1	31,300	2,557	14,630
0,35	7	75	1	29,900	2,119	16,450
0,35	7	25	3	34,000	2,762	16,570
0,35	7	50	3	28,500	2,060	13,440
0,35	7	75	3	30,100	1,987	15,340
0,35	28	0	0	44,800	2,133	18,630
0,35	28	25	1	43,200	3,200	20,270
0,35	28	50	1	42,700	2,616	21,110
0,35	28	75	1	43,100	2,601	21,720
0,35	28	25	3	44,000	3,522	23,280
0,35	28	50	3	45,000	2,966	22,270
0,35	28	75	3	43,100	2,601	20,790
0,35	28	25	7	47,400	3,127	28,310
0,35	28	50	7	46,300	2,981	22,250
0,35	28	75	7	46,800	2,791	22,720
0,50	1	0	0	2,800	0,351	1,610
0,50	3	0	0	12,100	1,096	5,460
0,50	3	25	1	11,800	1,125	5,670
0,50	3	50	1	12,900	1,111	6,410
0,50	3	75	1	11,100	1,067	6,270
0,50	7	0	0	21,300	1,637	15,440
0,50	7	25	1	16,600	1,227	7,680
0,50	7	50	1	17,700	1,447	8,080
0,50	7	75	1	21,100	1,593	11,600
0,50	7	25	3	17,100	1,607	8,500
0,50	7	50	3	17,400	1,213	7,630
0,50	7	75	3	16,200	1,520	6,650
0,50	28	0	0	28,000	2,192	17,000
0,50	28	25	1	22,800	2,148	12,180
0,50	28	50	1	22,300	1,841	12,290
0,50	28	75	1	21,100	2,002	10,730
0,50	28	25	3	25,100	1,973	9,320
0,50	28	50	3	26,800	1,943	13,610
0,50	28	75	3	25,800	2,177	8,870
0,50	28	25	7	24,900	1,958	9,820
0,50	28	50	7	25,300	2,207	12,720
0,50	28	75	7	26,200	2,411	15,710

0,70	1	0	0	1,400	0,132	0,560
0,70	3	0	0	5,400	0,541	2,190
0,70	3	25	1	6,000	0,511	1,530
0,70	3	50	1	6,000	0,599	1,760
0,70	3	75	1	6,000	0,497	1,330
0,70	7	0	0	9,200	0,818	2,590
0,70	7	25	1	8,400	0,745	2,790
0,70	7	50	1	9,800	0,789	4,940
0,70	7	75	1	8,200	0,833	3,890
0,70	7	25	3	8,600	0,950	2,150
0,70	7	50	3	9,100	0,818	3,340
0,70	7	75	3	9,200	1,052	3,740
0,70	28	0	0	14,600	1,520	7,900
0,70	28	25	1	11,500	1,374	3,600
0,70	28	50	1	13,900	1,417	4,940
0,70	28	75	1	13,200	1,344	4,030
0,70	28	25	3	13,600	1,549	6,720
0,70	28	50	3	13,000	1,198	4,160
0,70	28	75	3	12,600	1,388	3,260
0,70	28	25	7	12,300	1,038	5,300
0,70	28	50	7	15,300	0,891	6,990
0,70	28	75	7	13,300	0,848	8,000

Resultados dos ensaios mecânicos para a matriz do cimento CPIV RS

Relação a/c	Idade (dias)	Carregamento (%)	Idadecar (dias)	Fc (MPa)	Ft (MPa)	Ec (GPa)
0,35	1	0	0	13,600	1,534	7,640
0,35	3	0	0	26,700	2,060	11,520
0,35	3	25	1	28,000	2,338	13,210
0,35	3	50	1	28,100	2,353	13,110
0,35	3	75	1	27,200	2,075	11,850
0,35	7	0	0	34,600	2,484	15,490
0,35	7	25	1	31,300	2,601	16,420
0,35	7	50	1	34,000	2,616	17,510
0,35	7	75	1	34,000	2,499	12,900
0,35	7	25	3	34,600	2,996	17,690
0,35	7	50	3	34,900	2,733	16,310
0,35	7	75	3	32,900	2,236	16,350
0,35	28	0	0	43,700	3,171	19,320
0,35	28	25	1	41,300	3,039	20,370
0,35	28	50	1	42,700	3,069	22,730
0,35	28	75	1	42,100	2,411	18,820
0,35	28	25	3	45,500	2,601	21,970
0,35	28	50	3	43,900	2,528	23,030
0,35	28	75	3	43,700	1,856	20,500
0,35	28	25	7	43,600	2,075	21,050
0,35	28	50	7	41,300	1,958	23,020
0,35	28	75	7	42,400	2,572	19,940
0,5	1	0	0	5,700	0,570	3,360
0,5	3	0	0	14,800	1,140	6,080
0,5	3	25	1	14,300	1,330	7,610
0,5	3	50	1	14,200	0,672	8,460
0,5	3	75	1	14,200	1,140	8,730
0,5	7	0	0	21,600	2,046	9,410
0,5	7	25	1	20,400	1,856	8,600
0,5	7	50	1	17,600	1,929	3,680
0,5	7	75	1	20,600	1,870	11,030
0,5	7	25	3	21,400	1,900	10,490
0,5	7	50	3	22,300	1,330	12,660
0,5	7	75	3	20,800	1,812	10,380
0,5	28	0	0	32,600	2,119	17,260
0,5	28	25	1	28,900	2,221	15,570
0,5	28	50	1	29,100	2,090	17,910
0,5	28	75	1	27,900	2,294	12,480
0,5	28	25	3	28,200	2,177	18,260
0,5	28	50	3	30,400	2,002	13,200
0,5	28	75	3	30,800	1,578	15,470
0,5	28	25	7	30,300	1,914	16,460
0,5	28	50	7	29,200	2,119	10,130
0,5	28	75	7	31,100	1,900	14,900

0,7	1	0	0	2,400	0,117	0,740
0,7	3	0	0	6,600	0,745	1,900
0,7	3	25	1	6,700	0,716	1,920
0,7	3	50	1	6,800	0,658	2,240
0,7	3	75	1	7,400	0,628	3,240
0,7	7	0	0	11,000	1,242	4,200
0,7	7	25	1	10,000	0,833	3,160
0,7	7	50	1	10,000	1,169	2,520
0,7	7	75	1	10,600	0,994	4,130
0,7	7	25	3	10,700	1,154	2,920
0,7	7	50	3	9,900	0,979	2,870
0,7	7	75	3	10,600	0,994	4,630
0,7	28	0	0	15,500	1,564	7,050
0,7	28	25	1	15,100	1,593	5,220
0,7	28	50	1	15,500	1,140	5,360
0,7	28	75	1	15,500	1,271	7,470
0,7	28	25	3	15,500	1,330	4,650
0,7	28	50	3	16,000	1,578	7,470
0,7	28	75	3	15,400	1,622	6,870
0,7	28	25	7	16,100	1,593	7,340
0,7	28	50	7	16,400	1,827	4,590
0,7	28	75	7	15,800	1,242	6,150

Resultados dos ensaios mecânicos para a matriz do cimento CPV ARI

Relação a/c	Idade (dias)	Carregamento (%)	Idadecar (dias)	Fc (MPa)	Ft (MPa)	Ec (GPa)
0,35	3	0	0	40,400	3,113	9,120
0,35	3	25	1	38,900	2,849	8,970
0,35	3	50	1	39,900	2,616	10,050
0,35	3	75	1	41,600	2,908	11,290
0,35	7	0	0	42,600	3,156	11,140
0,35	7	25	1	44,700	2,601	11,640
0,35	7	50	1	44,500	2,630	10,720
0,35	7	75	1	41,200	2,440	11,540
0,35	7	25	3	43,400	3,156	11,460
0,35	7	50	3	44,400	3,536	11,780
0,35	7	75	3	44,500	2,250	11,230
0,35	28	0	0	47,300	3,741	13,180
0,35	28	25	1	48,900	2,981	11,730
0,35	28	50	1	50,200	3,390	13,200
0,35	28	75	1	50,400	2,689	13,760
0,35	28	25	3	50,700	3,449	12,650
0,35	28	50	3	49,000	2,893	13,500
0,35	28	75	3	48,500	2,674	11,770
0,35	28	25	7	52,800	2,718	11,340
0,35	28	50	7	51,000	2,937	11,710
0,35	28	75	7	51,000	2,762	13,280
0,50	3	0	0	26,700	2,572	6,000
0,50	3	25	1	23,800	2,104	5,690
0,50	3	50	1	25,600	2,440	5,810
0,50	3	75	1	26,200	2,177	8,520
0,50	7	0	0	30,000	2,596	7,260
0,50	7	25	1	27,400	1,914	6,920
0,50	7	50	1	29,100	1,914	6,370
0,50	7	75	1	26,900	2,470	7,190
0,50	7	25	3	27,400	2,601	8,660
0,50	7	50	3	28,600	2,776	6,200
0,50	7	75	3	30,000	2,309	8,020
0,50	28	0	0	34,100	2,820	24,876
0,50	28	25	1	34,900	2,002	23,670
0,50	28	50	1	35,800	2,849	20,900
0,50	28	75	1	35,900	1,768	22,170
0,50	28	25	3	34,900	3,010	17,780
0,50	28	50	3	38,000	3,098	18,700
0,50	28	75	3	40,200	-	18,860
0,50	28	25	7	36,700	2,616	20,740
0,50	28	50	7	34,900	2,762	15,900
0,50	28	75	7	38,800	2,689	17,060
0,70	3	0	0	12,200	1,111	2,500
0,70	3	25	1	11,400	1,242	1,810

0,70	3	50	1	12,000	0,891	2,480
0,70	3	75	1	11,800	1,096	2,050
0,70	7	0	0	15,400	1,417	2,400
0,70	7	25	1	15,900	1,213	3,770
0,70	7	50	1	15,900	1,695	3,860
0,70	7	75	1	16,200	1,549	4,920
0,70	7	25	3	14,100	1,549	2,070
0,70	7	50	3	15,600	1,593	2,940
0,70	7	75	3	14,700	1,461	2,490
0,70	28	0	0	18,300	1,578	11,270
0,70	28	25	1	18,900	2,031	7,600
0,70	28	50	1	19,100	2,382	7,680
0,70	28	75	1	19,800	1,330	6,090
0,70	28	25	3	19,300	1,710	10,180
0,70	28	50	3	19,100	1,885	10,260
0,70	28	75	3	18,700	1,754	8,860
0,70	28	25	7	18,900	2,557	10,770
0,70	28	50	7	20,100	1,973	10,240
0,70	28	75	7	19,900	2,119	10,540

Resultados dos ensaios mecânicos para a matriz do cimento CPV ARI RS

Relação a/c	Idade (dias)	Carregamento (%)	Idadecar (dias)	Fc (MPa)	Ft (MPa)	Ec (GPa)
0,35	1	0	0	31,265	2,703	18,906
0,35	3	0	3	31,688	2,426	18,369
0,35	3	25	1	38,816	2,586	20,203
0,35	3	50	1	38,675	2,163	19,685
0,35	3	75	1	40,510	2,762	23,343
0,35	7	0	1	35,923	2,981	21,084
0,35	7	25	1	42,486	3,039	20,615
0,35	7	50	1	42,769	2,703	20,545
0,35	7	75	1	42,839	2,236	22,107
0,35	7	25	3	45,803	1,973	22,544
0,35	7	50	3	40,863	2,207	24,911
0,35	7	75	3	42,204	2,017	19,814
0,35	28	0		47,921	2,820	21,689
0,35	28	0		44,462	2,470	23,426
0,35	28	25	1	50,320	2,733	22,860
0,35	28	50	1	50,109	2,806	22,946
0,35	28	75	1	50,885	3,302	22,912
0,35	28	25	3	47,144	2,353	23,371
0,35	28	50	3	50,391	2,119	24,429
0,35	28	75	3	42,416	3,142	22,511
0,35	28	25	7	48,485	2,426	26,334
0,35	28	50	7	47,003	3,449	22,858
0,35	28	75	7	50,603	2,221	24,502
0,50	1	0	1	15,809	1,929	8,189
0,50	3	25	1	26,219	2,426	12,207
0,50	3	50	1	25,689	2,148	11,556
0,50	3	75	1	25,407	2,250	12,748
0,50	7	25	1	30,277	2,864	13,317
0,50	7	50	1	27,983	2,528	10,815
0,50	7	75	1	26,395	2,820	17,401
0,50	7	25	1	29,289	2,221	12,736
0,50	7	50	3	28,654	1,476	13,524
0,50	7	75	3	27,666	2,221	17,013
0,50	7	0	3	28,759	2,353	16,276
0,50	28	25	1	34,511	2,513	20,784
0,50	28	50	1	27,454	1,841	16,399
0,50	28	75	1	38,816	3,069	17,841
0,50	28	25	3	30,418	2,426	14,310
0,50	28	50	3	30,630	2,338	12,583
0,50	28	75	3	34,158	2,674	17,431
0,50	28	75	7	38,393	2,586	17,473
0,70	1	0	1	9,669	1,169	3,964
0,70	3	0	3	14,750	1,827	7,360
0,70	3	0	3	14,044	1,987	9,267

0,70	3	0	3	13,621	1,505	4,526
0,70	3	25	1	13,550	1,111	5,214
0,70	3	50	1	15,950	1,227	5,503
0,70	3	75	1	11,433	1,315	6,600
0,70	7	0	7	17,079	1,812	7,713
0,70	7	0	7	16,232	1,344	6,828
0,70	7	25	1	15,950	1,578	6,973
0,70	7	50	1	17,220	1,520	7,137
0,70	7	75	1	17,220	1,417	8,243
0,70	7	75	1	16,726	1,724	9,425
0,70	7	25	3	15,315	0,979	4,712
0,70	7	25	3	14,044	1,797	7,094
0,70	7	50	3	15,033	1,841	6,048
0,70	7	75	3	15,597	1,417	5,450
0,70	28	0		18,844	1,856	8,306
0,70	28	0		20,255	1,856	7,263
0,70	28	25	1	17,573	1,783	9,472
0,70	28	50	1	18,773	2,163	11,956
0,70	28	75	1	19,832	1,987	9,466
0,70	28	25	3	15,527	2,031	7,481
0,70	28	50	3	17,503		10,042
0,70	28	25	7	14,397	2,133	9,726
0,70	28	50	7	21,667	1,768	6,317
0,70	28	75	7	15,456	1,768	9,492