

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DA UNIFORMIDADE DO CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL DE ALTA RESISTÊNCIA EM PILARES E VIGAS

Dissertação de Mestrado junto ao
programa de pós-graduação em
Engenharia Civil.

ALUNO: DANIEL HASTENPFLUG

ORIENTADOR: PROF. DR. WELLINGTON LONGUINI REPETTE

10 de Dezembro de 2007

CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DA UNIFORMIDADE DO CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL DE ALTA RESISTÊNCIA EM PILARES E VIGAS

DANIEL HASTENPFLUG

Dissertação julgada adequada para a obtenção do Título de MESTRE em Engenharia Civil e aprovada em sua forma final pelo programa de pós-graduação em Engenharia Civil – PPGEC da Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC.

Prof. Dr. Glicério Trichês – Coordenador do PPGEC – ECV/UFSC

Prof. Dr. Wellington Longuini Repette – Orientador/Moderador – ECV/UFSC

COMISSÃO EXAMINADORA:

Prof. Dr. Luiz Roberto Prudêncio Jr. – ECV/UFSC

Prof. Ivo José Padaratz, Phd – ECV/UFSC

Prof^a Dr^a Berenice Martins Toralles-Carbonari

Dedico este trabalho aos meus pais, Oly e Jocelin, minha avó Irena, ao meu irmão Oly Neto, pelo incentivo e apoio; e àqueles que um dia duvidaram da minha capacidade de realizar um mestrado

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Oly e Jocelin, por todo o amor, carinho, apoio, suporte e tudo que me foi concedido nesta vida. Obrigado por sempre ser meu porto seguro, tanto nas horas difíceis quanto nos momentos de alegria.

À minha avó Irena, que sempre foi minha segunda mãe, por todo carinho, atenção, companhia nos muitos almoços de domingo. Vó, mesmo sendo o neto “grosso e mal-educado” e apesar de todos os nossos desentendimentos, saiba que a senhora é o que mais vou sentir falta de Florianópolis.

Ao meu irmão, Oly Neto, obrigado pelo incentivo e conversas, mesmo que elas aconteçam em menor frequência que eu gostaria.

Ao Departamento de pós-graduação de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, por ter me aceito no programa de mestrado, e ao professor Wellington L. Repette pela orientação. Muito obrigado por darem uma chance a um desconhecido e com um currículo inexpressivo em pesquisa.

Muitíssimo obrigado a BPM Pré-Moldados, em especial ao Sr Nivaldo de Loylola Richter, a D. Cynthia Brandão e ao Eng Thiago Pieri, por possibilitarem a realização deste trabalho, abrindo as portas da sua empresa, prejudicando muitas vezes na sua produção diária durante duas semanas, e pela doação de todo o cimento, agregados e água. Aos senhores, tenho eterna gratidão.

Agradeço também ao Sr. Paulo Santos, da BASF, pela doação dos aditivos utilizados durante este estudo.

Meu muito obrigado aos professores Luiz Roberto Prudêncio, Ivo José Padaratz e Berenice Martins Toralles-Carbonari por terem aceitado participar da minha banca.

Aos professores Ruy Alberto Cremonini, Ângela Borges Masuero e Carin Maria Schmitt pelo incentivo e apoio e cartas de recomendação durante o processo seletivo do mestrado.

Obrigado a todos os membros do GTEC: Prudêncio, Juliana, Giovana, Wilson, Thiago, Washington, Leco, Denis, Zaira, Gabriela, Aline, Fabinho, Tocheto, Fábio e Regina; pela companhia, conversas, conselhos e auxílio nas tarefas.

A Juliana Casali pelas conversas constantes e comentários a respeito deste trabalho.

Obrigado ao GPEND, em especial aos professores Ivo Padaratz, Roberto Pinto, e mestrando Raphael Garcia, pelo empréstimo dos equipamentos de ensaios não-destrutivos e pela atenção e disponibilidade quando solicitada qualquer ajuda ou esclarecimento.

Ao Srs Roque, Luis e Renato, do Laboratório de Materiais de Construção, por toda a paciência e auxílio prestado durante este trabalho.

Ao grande amigo de infância Marcos Ulyssea e família.

Aos amigos que ficaram em Porto Alegre, mas continuam próximos graças à internet: Antunes, Quinto, Luiz, Tanara, Zeca, Viviane, Klaus, Milani, Bortollaza, Marcelo, Padilha e Paulo.

À grande amiga Renata Zaidan.

Aos amigos que fiz aqui em Florianópolis: Heliane, Paulo, Marcos , Marcelo , Simone e Janaína.

Um obrigado especial ao Prof. Prudêncio, por toda atenção e ensinamentos transmitidos durante esses quase 3 anos de mestrado e por possibilitar minha participação em projetos que contribuíram de forma expressiva na minha formação profissional.

SUMÁRIO

LISTA DE TABELAS	iii
LISTA DE FIGURAS	v
LISTA DE SIGLAS	ix
PPGEC - UFSC	xi
RESUMO.....	xi
PPGEC - UFSC	xii
ABSTRACT	xii
1 – Introdução	1
1.1 – Objetivos principal e específicos	3
1.2 – Justificativa	4
1.3 - Apresentação do trabalho	4
2 – Revisão bibliográfica	6
2.1 – Concreto auto-adensável	6
2.2 – Concreto convencional vibrado	10
2.3 – Materiais empregados na produção de CAA.....	11
2.3.1 – Cimento	12
2.3.2 – Agregados	13
2.3.2.1 – Agregados graúdos	14
2.3.2.2 – Agregados miúdos.....	15
2.3.3 – Água.....	16
2.3.4 – Aditivo redutor de água	17
2.3.5 – Aditivo promotor de viscosidade.....	19
2.4 - Propriedades mecânicas.....	20
2.4.1 – Resistência à compressão	20
2.4.1.1 – Resistência à compressão do CAA em peças de concreto	23
2.4.2 – Módulo de elasticidade	24
2.5 – Ensaio.....	25
2.5.1 – Ensaio para a verificação de propriedades do concreto no estado fresco.....	26
2.5.1.1 – Ensaio de espalhamento	26
2.5.1.2 – Ensaio do Funil V	28
2.5.1.3 – Ensaio da Caixa L	29
2.5.1.4 – Ensaio da Caixa U.....	30
2.5.1.5 – Orimet.....	31
2.5.1.6 – Anel japonês (J-Ring)	32
2.5.1.5 – Avaliação da segregação e da exsudação	32
2.5.1.6 – Critérios de avaliação das propriedades do concreto no estado fresco	35
2.5.2 – Ensaio para a verificação de propriedades do concreto no estado endurecido	36
2.5.2.1 – Ensaio não-destrutivos	36
2.5.2.1.1 – Ensaio de esclerometria	37
2.5.2.1.2 – Ensaio de propagação de pulsos ultra-sônicos	39
2.5.2.1.3 – Ensaio de resistência à penetração de pinos	42
2.5.2.1.4 – Ensaio de arrancamento	43
2.5.2.2 – Extração de testemunhos.....	45
2.5.2.3 – Repetividade dos resultados nos ensaios não-destrutivos.....	46
2.5.2.4 – Ensaio de compressão simples.....	48
2.5.2.5 – Ensaio de módulo de elasticidade.....	48
2.6 – Outras ferramentas aplicadas	49

2.6.1 – Krigagem	50
2.6.2 – Análise de imagens digitais	51
3 - Materiais e métodos	52
3.1 - Materiais empregados	53
3.1.1 - Cimento	53
3.1.2 – Agregados miúdos.....	53
3.1.3 – Agregado graúdo.....	56
3.1.4 – Aditivo redutor de água	57
3.1.5 - ADITIVO PROMOTOR DE VISCOSIDADE	58
3.2 - Traços	58
3.2.1 – Adaptação dos traços – estudo em argamassa e concretos pilotos.....	59
3.2.2 – Moldagem das vigas e pilares	66
3.2.3 – Ensaio empregados.....	70
4 – Apresentação e análise dos resultados.....	78
4.1 – Propriedades mecânicas dos concretos estudados determinadas por corpos de prova	78
4.2 – Resistência à compressão do concreto nos elementos estruturais por testemunhos de concreto	79
4.2.1 – Vigas	81
4.2.2 - Pilares	84
4.3 – Ensaio não-destrutivo	86
4.3.1 – Índice esclerométrico.....	87
4.3.1.1 - Vigas	87
4.3.1.2 - Pilares	90
4.3.2 – Velocidade de propagação do pulso ultra-sônico	92
4.3.2.1 - Vigas	92
4.3.2.2 – Pilares	96
4.3.3 – Profundidade de penetração de pinos.....	99
4.3.3.1 – Vigas	99
4.3.3.2 – Pilares	102
4.4 – Relação resistência x ensaios não-destrutivos.....	104
4.5 – Diferença de resistências ao longo dos elementos	112
4.6 – Módulo de elasticidade.....	122
4.7 – Fatores que influenciam a resistência à compressão.....	128
4.7.1 – Teor de vazios.....	128
4.7.2 – Segregação	132
5 – Considerações finais	137
6 – Sugestões de trabalhos futuros.....	140
7 – Referências Bibliográficas	141

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Variações de resistência ao longo dos elementos determinadas por diversos estudos (DOMONE, 2006)	24
Tabela 2 - Parâmetros de controle de qualidade do CAA (REPETTE,2005)	36
Tabela 3 – Correção relativa à relação h/d (NBR 7680/83).....	45
Tabela 4 – Valores típicos das grandezas que representam a variabilidade interna dos ensaios (apud REPETTE (1991) e EVANGELISTA (2002)).....	47
Tabela 5 - Laudo cimento (Outubro de 2006 – informe Itambé).....	53
Tabela 6 - Características da areia média lavada (informe BPM)	54
Tabela 7 - Características da areia fina (informe BPM).....	55
Tabela 8 - Características do agregado graúdo (informe BPM)	56
Tabela 9 - Características do aditivo redutor de água (informe BASF)	57
Tabela 10 - Características do aditivo promotor de viscosidade (informe BASF)	58
Tabela 11- Traço base –KRAUSS (2006)	59
Tabela 12 - Teste de proporção de areias e teores de aditivos em argamassas.	61
Tabela 13 – Consumo dos traços das argamassas / m ³	62
Tabela 14 – Consumo dos traços de concretos / m ³	63
Tabela 15 – Consumo dos traços de concretos / m ³	65
Tabela 16 - Data de concretagem das vigas e pilares	66
Tabela 17 – Propriedades mecânicas dos concretos empregados em pilares e vigas.	78
Tabela 18 - Resistência média, desvio padrão e o coeficiente de variação das vigas estudadas.....	83
Tabela 19 - Resistência média, desvio padrão e o coeficiente de variação dos pilares estudados.....	86
Tabela 20 – Índices de esclometria médios e coeficientes de variação nas vigas estudadas.....	89
Tabela 21 – Índices de esclometria médio e coeficientes de variação nos pilares estudados.....	92
Tabela 22 – Velocidades de propagação médias e coeficientes de variação nas vigas estudadas.....	95
Tabela 23 – Velocidades de propagação médias e coeficientes de variação nos pilares estudados.....	98
Tabela 24 - Médias e coeficientes de variação do ensaio de resistência à penetração de pinos nas vigas estudadas.	101
Tabela 25 - Médias e coeficientes de variação do ensaio de resistência à penetração de pinos nos pilares estudados.....	104
Tabela 26 – Resistências estimadas pelo ensaio de esclerometria e erro médio em 3 zonas de leituras (IE).	111
Tabela 27 – Resistências estimadas pelo ensaio de velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas e erro médio em 3 zonas de leituras (V).....	111
Tabela 28 – Resistências estimadas pelo ensaio de resistência à penetração de e erro médio em 3 zonas de leituras (P).....	112
Tabela 29 - Resistência média, desvio padrão e o coeficiente de variação das vigas estudadas (por elemento e por traço (T).	115
Tabela 30 - Resistência média, desvio padrão e o coeficiente de variação dos pilares estudados (por elemento e por traço (T).	120
Tabela 31 – Módulo de elasticidade médio, desvio padrão, o coeficiente de variação e a diferença entre extremidades das vigas estudadas.	125

Tabela 32 – Módulo de elasticidade médio, desvio padrão e o coeficiente de variação dos pilares estudados.	127
---	-----

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Comportamento reológico de diferentes fluidos (WATANAB et al., 1989)	8
Figura 2 - Variação de volume de hidratação de uma pasta de cimento (NEVILLE 1997)-adaptada	21
Figura 3 - Ensaio de espalhamento (brite euram guidelines, 2000)	27
Figura 4 – Funil V (REPETTE, 2005)	28
Figura 5 - Ensaio de espalhamento (Brite EuRam Guidelines, 2000)	29
Figura 6 - Ensaio Caixa U (REPETTE,2005).....	30
Figura 7- Orimet (KRAUSS, 2006)	31
Figura 8 – Anel japonês (j-ring) e Orimet em conjunto com anel japonês (Kraus,2006)	32
Figura 9 – Medida da sedimentação da superfície em amostra de concreto (KHAYAT, 1999)	34
Figura 10 – Esquema de ensaio de esclerometria (ACI 228, 1988)	38
Figura 11 – Aparelho PUNDIT e transdutores.....	40
Figura 12 - Modos de transmissão no ensaio de ultra-som (Bungey,1989)	40
Figura 13 – Representação do ensaio de resistência a arrancamento de pinos (ACI 228.1R-03)	44
Figura 14 – Exemplo de krigagem (LANDIM e STURARO,2000).....	50
Figura 15 - Curva granulométrica areia lavada (informe BPM)	54
Figura 16 - Curva granulométrica areia fina (informe BPM)	55
Figura 17 - Curva granulométrica (informe BPM).....	57
Figura 18- (a) Ensaio de espalhamento da argamassa; (b) Funil v para ensaio de fluidez da argamassa (NUNES, 2001)	60
Figura 19 – formas das vigas que foram utilizadas para a moldagem das vigas estudadas.....	67
Figura 20 – Croqui com as dimensões das formas de viga empregadas.....	67
Figura 21 - Formas dos pilares empregados na pesquisa	68
Figura 22 – Croqui das formas dos pilares moldados para o estudo	69
Figura 23 – Vigas traço T1 segmentadas e embaladas com filme plástico para a cura	70
Figura 24 – Croqui das áreas de ensaios realizados nos pilares estudados.....	71
Figura 25 – Croqui das áreas de ensaios realizados nas vigas estudadas.....	71
Figura 26 – Ensaios não-destrutivos a) Esclerometria; b) Velocidade de propagação de pulsos ultra-sônicos.....	72
Figura 27 – Extração dos testemunhos das vigas e dos pilares estudados.	73
Figura 28 – Ensaio de resistência à penetração de pinos.....	74
Figura 29 – Segmentos de vigas e pilares já ensaiados.	75
Figura 30 – Perfil para análise de segregação	76
Figura 31– Divisão da seção para a análise de imagem e quantificação da densidade superficial do agregado graúdo	77
Figura 32 – Relação resistência à compressão em relação ao comprimento da viga T1V1.....	81
Figura 33 – Relação resistência à compressão em relação ao comprimento da viga T1V2.....	81
Figura 34 – Relação resistência à compressão em relação ao comprimento da viga T2V1.....	82
Figura 35 – Relação resistência à compressão em relação ao comprimento da viga T2V2.....	82

Figura 36 – Relação resistência à compressão em relação à altura do pilar (a) T1P1, (b) T1P2.....	84
Figura 37 – Relação resistência à compressão em relação à altura do pilar (a) T2P1 e (b) T2P2.....	85
Figura 38 - Índice esclerométrico em relação ao comprimento da viga T1V1 e TVC....	87
Figura 39 - Índice esclerométrico em relação ao comprimento da viga T1V2 e tcv.	88
Figura 40 - Índice esclerométrico em relação ao comprimento da viga T2V1 e tcv.	88
Figura 41 - Índice esclerométrico em relação ao comprimento da viga T2V2.....	88
Figura 42 – Mecanismo de aprisionamento de ar durante o lançamento do CAA.....	90
Figura 43 - Índice esclerométrico em relação altura das vigas a) T1P1 e b) T1P2.	91
Figura 44 - Índice esclerométrico em relação altura dos pilares a) T2P1 e b) T2P2.....	91
Figura 45 – Velocidade de propagação do pulso ultra-sônico em relação ao comprimento da viga T1V1 e tcv.	93
Figura 46 – Velocidade de propagação do pulso ultra-sônico em relação ao comprimento da viga T1V2 e tcv.	93
Figura 47 – Velocidade de propagação do pulso ultra-sônico em relação ao comprimento da viga T2V1 e tcv.	94
Figura 48 – Velocidade de propagação do pulso ultra-sônico em relação ao comprimento da viga T2V2.....	94
Figura 49 – Velocidade de propagação do pulso ultra-sônico em relação à altura do pilar. a) T1P1 e b) T1P2.	96
Figura 50 – Velocidade de propagação do pulso ultra-sônico em relação à altura do pilar. a) T2P1 e b) T2P2.....	97
Figura 51 – Comprimento de penetração de pinos ao longo do comprimento da viga T1V1 e tcv.	99
Figura 52 – Comprimento de penetração de pinos ao longo do comprimento da viga T1V2 e tcv.	100
Figura 53 – Comprimento de penetração de pinos ao longo do comprimento da viga T1V2 e tcv.	100
Figura 54 – Comprimento de penetração de pinos ao longo do comprimento da viga T2V2.....	100
Figura 55 – Comprimento de penetração de pinos ao longo da altura dos pilares a) T1P1 e b) T1P2 e tcp.	102
Figura 56 – Comprimento de penetração de pinos ao longo da altura dos pilares a) T2P1 e b) T2P2 e TCP.....	103
Figura 57 – Curva de correlação do ensaio de esclerometria para o traço T1 e seu intervalo de confiança (95% de confiabilidade).	105
Figura 58 – curva de correlação do ensaio de esclerometria para o traço T2 e seu intervalo de confiança (95% de confiabilidade).	105
Figura 59 – Curva de correlação do ensaio de esclerometria para o traço tc e seu intervalo de confiança (95% de confiabilidade).	106
Figura 60 – Curva de correlação do ensaio de velocidade de propagação do pulso ultra-sônico para o traço T1 e seu intervalo de confiança (95% de confiabilidade).	107
Figura 61 – Curva de correlação do ensaio de velocidade de propagação do pulso ultra-sônico para o traço T2 e seu intervalo de confiança (95% de confiabilidade).	107
Figura 62 – Curva de correlação do ensaio de velocidade de propagação do pulso ultra-sônico para o traço TC e seu intervalo de confiança (95% de confiabilidade).	108
Figura 63 – Curva de correlação do ensaio de resistência à penetração de pinos para o traço T1 e seu intervalo de confiança (95% de confiabilidade).	109

Figura 64 – Curva de correlação do ensaio de resistência à penetração de pinos para o traço T2 e seu intervalo de confiança (95% de confiabilidade).	109
Figura 65 – Curva de correlação do ensaio de resistência à penetração de pinos para o traço tc e seu intervalo de confiança (95% de confiabilidade).	110
Figura 66 – resistência à compressão ao longo das vigas dos traços estudados.....	113
Figura 67 – Variação da resistência do concreto ao longo da viga t1v1.	113
Figura 68 – Variação da resistência do concreto ao longo da viga t1v2.	114
Figura 69 – Variação da resistência do concreto ao longo da viga t2v1	114
Figura 70 – Variação da resistência do concreto ao longo da viga t2v2.	114
Figura 71 – Variação da resistência do concreto ao longo da viga tcv.....	114
Figura 72– resistências máximas (azul) e mínimas (vermelho) ao longo das vigas estudadas.....	115
Figura 73 – resistência à compressão ao longo dos pilares dos traços estudados.....	117
Figura 74 – Variação da resistência do concreto ao longo dos pilares a)T1P1 e b) T1P2.	118
Figura 75 – Variação da resistência do concreto ao longo dos pilares a)T2P1 e b) T2P2.	119
Figura 76 – Variação da resistência do concreto ao longo do pilar TCP.....	120
Figura 77 - resistências máximas (azul) e mínimas (vermelho) ao longo dos pilares estudados.....	121
Figura 78 – Módulo de elasticidade ao longo da viga T1V1 e tcv.	123
Figura 79 – Módulo de elasticidade ao longo da viga T1V2 e tcv.	123
Figura 80 – Módulo de elasticidade ao longo da viga T2V1 e tcv.	124
Figura 81 – Módulo de elasticidade ao longo da viga T2V2 e tcv.	124
Figura 82 – Módulo de elasticidade em relação à altura do pilar (a) T1P1, (b) T1P2 e tcp	126
Figura 83 – Módulo de elasticidade em relação à altura do pilar (a) T2P1 e (b) T2P2 e tcp	126
Figura 84 – Comparação da variação do módulo de elasticidade estático e dinâmico em relação à altura do pilar T2P2	128
Figura 85 – Massas específicas secas em relação ao longo das vigas estudadas dos traços t1 (T1V1).....	129
Figura 86 – Massas específicas secas em relação ao das vigas estudadas dos traços T2(T2V1).	130
Figura 87 - Massas específicas secas em relação ao longo das vigas estudadas dos traços TC (TCV).	130
Figura 88 – a) Variação da resistência à compressão ao longo do pilar T1P1 e b) Teores de vazios em relação à altura do pilar analisado T1P1.....	131
Figura 89 – a) Variação da resistência à compressão ao longo do pilar T2P1 e b) teores de vazios em relação à altura do pilar analisado T2P1.	131
Figura 90 – a) Variação da resistência à compressão ao longo do pilar TCP e b) Teores de vazios em relação à altura do pilar analisado TCP.	132
Figura 91 – Densidade superficial do agregado (dsa) e resistência à compressão ao longo do comprimento da viga T1V1 estudada.	133
Figura 92 – Densidade superficial do agregado (das) e resistência à compressão ao longo do comprimento da viga T2V1 estudada.	133
Figura 93 – Densidade superficial do agregado (dsa) e resistência à compressão ao longo do comprimento da viga TCV estudada.....	134

Figura 94 – a) Variação da resistência à compressão ao longo do pilar T1P1 e b) Densidade superficial do agregado graúdo (DSA) em relação à altura do pilar analisado.....	135
Figura 95 - a) Variação da resistência à compressão ao longo do pilar T2P1 e b) Densidade superficial de agregado graúdo (DSA) em relação à altura do pilar analisado.....	135
Figura 96 - a) Variação da resistência à compressão ao longo do pilar TCP e b) Densidade superficial de agregado graúdo (DSA) em relação à altura do pilar analisado.....	136

LISTA DE SIGLAS

ACI – American Concrete Institute;

ASTM - American Society for Testing and Materials;

BPM – BPM Pré- Moldados;

BS – British Standards Institution;

CAA – Concreto Auto-adensável;

CP - Corpo-de-prova;

CV -coeficiente de variação;

D – Diâmetro;

DSA – Densidade superficial do agregado graúdo;

EFNARC - European Federation of National Trade Associations Representing Producers and Applicators of Specialist Building Products;

END – Ensaio não-destrutivo;

H – altura;

LMCC – Laboratório de Materiais de Construção;

NBR – Norma Brasileira;

VMA - aditivos promotores de viscosidade ;

T – Traço;

T1 – Traço de concreto auto-adensável de espalhamento 0,60 m;

T1P – Pilares moldados com o traço de concreto auto-adensável de espalhamento 0,60 m;

T1P1 – Pilar 1 moldado com o traço de concreto auto-adensável de espalhamento 0,60 m;

T1P2 – Pilar 2 moldado com o traço de concreto auto-adensável de espalhamento 0,60 m;

T1V – Vigas moldadas com o traço de concreto auto-adensável de espalhamento 0,60 m;

T1V1 – Viga 1 moldada com o traço de concreto auto-adensável de espalhamento 0,60 m;

T1V2 – Viga 2 moldada com o traço de concreto auto-adensável de espalhamento 0,60 m;

T2 – Traço de concreto auto-adensável de espalhamento 0,80 m;

T2P – Pilares moldados com o traço de concreto auto-adensável de espalhamento 0,80 m;

T2P1 – Pilar 1 moldado com o traço de concreto auto-adensável de espalhamento 0,80 m;

T2P2 – Pilar 2 moldado com o traço de concreto auto-adensável de espalhamento 0,80 m;

T2V – Vigas moldadas com o traço de concreto auto-adensável de espalhamento 0,80 m;

T2V1 – Viga 1 moldada com o traço de concreto auto-adensável de espalhamento 0,80 m;

T2V2 – Viga 2 moldada com o traço de concreto auto-adensável de espalhamento 0,80 m;

TC – Traço de concreto tradicional vibrado com 0,15 de abatimento;

TCP – Pilar moldado com o traço de concreto tradicional vibrado com 0,15 de abatimento;

TCV - Viga moldada com o traço de concreto tradicional vibrado com 0,15 de abatimento;

PPGEC - UFSC

**CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DA VERIFICAÇÃO DA UNIFORMIDADE
DO CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL DE ALTA-RESISTÊNCIA EM
PILARES E VIGAS**

Daniel Hastenpflug

RESUMO

Sabe-se que elementos estruturais moldados com concreto auto-adensável (CAA) apresentam microestruturas mais densas e mais uniformes quando comparadas com as moldadas com concreto convencional. Esta pesquisa descreve os resultados do estudo da variação das propriedades, no estado endurecido do CAA, em vigas e pilares pré-moldados. Dois CAAs diferentes foram usados, um com espalhamento de 0,60 m e outro de 0,80 m, e comparados com um concreto convencional vibrado, com 15 ± 1 cm de abatimento. Todos os concretos tinham a resistência à compressão na ordem de 65MPa. Seleção de materiais, homogeneização, transporte e lançamento foram rigorosamente controlados.

A uniformidade dos concretos nos elementos pré-moldados foi analisada ao longo de toda a extensão dos elementos de tamanho real (vigas e pilares) através da resistência à compressão de testemunhos de concreto extraídos e de ensaios não-destrutivos chamados resistência à penetração de pinos (Windsor Test), esclerometria e velocidade de propagação de pulsos ultra-sônicos. A segregação dos agregados graúdos também foi determinada, através da análise de imagens de superfícies de concreto extraídas dos elementos. O mesmo teste foi realizado nos pilares e vigas moldados com o concreto convencional vibrado.

Os resultados indicam que as variações nas propriedades do CAA são menos significativas do que do concreto convencional vibrado, tanto nas vigas quanto nos pilares. O coeficiente de variação da resistência à compressão ao longo dos pilares foi de 8,46% para o CAA de 0,60 m de espalhamento, 8,36% para o de 0,80m e 10,82% para o concreto convencional vibrado. O concreto convencional vibrado, nas vigas, apresentou uma variabilidade menor do que as encontradas nas moldadas com concreto auto-adensável.

PPGEC - UFSC

**CONTRIBUTION TO THE STUDY OF UNIFORMITY STRENGTH ALONG
COLUMNS AND BEAMS OF HIGH STRENGTH SELF COMPACTING
CONCRETE**

Daniel Hastenpflug

ABSTRACT

It is said that structural elements made with self-compacting concrete show denser and more uniform microstructure. This research describes the results of an investigation carried out to evaluate the variation of hardened properties of SCC in precast beams and columns. Two different SCC were used, with 600mm and 800mm slump flow, and compared with vibrated ordinary concrete with slump of 10 ± 1 cm. All concretes had compressive strength in the order of 60MPa. Preparation, transport and pouring were rigorously controlled.

The uniformity of the concretes in the precast elements was analyzed along the whole length of the full-size elements (beams and columns) by the determination of concrete core compressive strengths and with the use of non-destructive tests, namely pin-penetration (Windsor probes), rebound hammer and ultrasonic pulse velocity. The segregation of the coarse aggregates was also determined by image analyses of sawed concrete surfaces. The same tests were performed at the ordinary vibrated concrete beams and columns.

The results indicated that SCC properties varied significantly less than ordinary vibrated concrete properties, both in beams and columns. The maximum difference in compressive strength in columns were 8,46% for the 600mm slump flow SCC; 8,36% for the 800 mm, and 10,82% for the ordinary vibrated concrete. The variability of the concretes in beams was smaller for ordinary concrete than SCC.

1 – Introdução

No decorrer dos anos, exigiu-se que as obras fossem executadas mais rapidamente e ao menor custo possível. Com isso, prazos adequados e prescritos nos manuais de boa prática de construção, são comumente descumpridos. Além disso, com o emprego de mão-de-obra geralmente pouco qualificada e da utilização de materiais, muitas vezes, inadequados ou de baixa qualidade, a durabilidade e a qualidade das edificações são seriamente comprometidas. Este fato é comprovado com o surgimento de manifestações patológicas freqüentes, como são as fissuras, a corrosão de armaduras e os manchamentos e degradações devido à elevada umidade.

Para solucionar as deficiências que ocasionam os defeitos nas construções, pesquisadores das áreas de sistemas construtivos e de materiais empenham-se em desenvolver produtos e métodos que corrijam, minimizem e sejam adequadas às novas práticas construtivas utilizadas nos dias de hoje. Nesse contexto, surgiu o concreto auto-adensável (CAA).

O concreto auto-adensável foi desenvolvido no início dos anos 80, por Okamura, no Japão, para atender a falta de mão-de-obra especializada. Posteriormente, este tipo de concreto passou a ser empregado, estudado e desenvolvido em outros países. A *European Federation of National Trade Associations Representing Producers and Applicators of Specialist Building Products* (EFNARC) descreve este tipo de composto cimentício como um concreto especial que tem como principal característica a propriedade de se deslocar no interior das fôrmas pela ação do peso próprio, preenchendo, de maneira constante, uniforme e adensada, os espaços em torno da armadura dentro da fôrma. Este preenchimento ocorre sem qualquer aplicação de forças externas, como a de um vibrador de imersão.

O emprego deste tipo de material produz elementos ou estruturas mais densas, se comparada com o concreto convencional, devido a uma maior homogeneidade de preenchimento das fôrmas e à menor ocorrência de vazios ocasionados por possíveis falhas de concretagem. Muitas vezes, essas falhas são causadas pela vibração inadequada da mistura ou pelo bloqueio de alguma sessão por causa do acúmulo de britas ou por uma taxa de armadura muito densa, aspectos que não se verificam com o emprego do CAA.

Através desses vazios, ocorre a penetração e o deslocamento mais fácil e de forma mais acelerada de agentes agressivos que causam as patologias, como corrosão de armaduras e degradação devido ataque por sulfatos. O CAA, por ser fluído e empregar agregados graúdos de pequenas dimensões, tem a capacidade de contornar obstáculos, como armaduras densas e cantos do elemento, proporcionando um preenchimento das formas de maneira completa e densa.

Apesar dos benefícios à qualidade da estrutura, a necessidade de um menor número de operários, a redução do tempo de concretagem, da economia de energia consumida pelos vibradores e a menor poluição sonora, o concreto auto-adensável ainda não é muito atrativo devido ao custo do material. Em relação aos materiais utilizados, o concreto auto-adensável apresenta um custo na faixa de 15 a 25% mais elevado do que o dos concretos convencionais, diminuindo essa diferença de custo com o incremento da resistência. Essa diferença é conseqüência do consumo de maiores quantidades de finos e aditivos (TUTIKIAN e DAL MOLIN, 2006).

Em obras de maior porte, OZYILDIRIUM e LANE (2003), usando dados fornecidos pelo Departamento de Transportes do estado Norte Americano da Virgínia, afirmaram que a utilização desta tecnologia pode ser lucrativa. Em um consumo de 13 milhões de dólares por ano em concreto convencional em elementos estruturais de pontes ocorreria uma economia de 5% deste valor com a utilização do concreto auto-adensável. Esta economia se dá pela dispensa dos serviços de vibração (energia, manutenção do equipamento, mão-de-obra). Também se poderia contabilizar uma economia adicional levando em conta o acréscimo da durabilidade do elemento.

No Brasil, o uso, assim como a tecnologia deste tipo de concreto, ainda não está muito difundida. Existem algumas pesquisas realizadas por instituições, destacando-se Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Universidade Estadual Paulista (UNESP), Universidade Federal do Pernambuco (UFPE), Universidade Estadual de Londrina (UEL) e Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), nos campos de dosagens, aplicações, reologia e aproveitamento de resíduos, entretanto ainda não existe um consumo representativo de concreto auto-adensável.

A proposta dessa dissertação é a verificação de um dos atrativos do concreto auto-adensável: a uniformidade nos elementos estruturais, estudando a variação da resistência à compressão e do módulo de elasticidade ao longo de peças estruturais

(pilares e vigas). Também foram determinados os fenômenos causadores dessas diferenças, como a segregação e a incorporação de ar. Para esta avaliação foram empregados pilares e vigas, não armados, de resistência C65 MPa .

Após a análise dos dados experimentais obtidos no decorrer do procedimento experimental, os resultados indicam que as variações nas propriedades, ao longo dos elementos estudados, são menos significativas nos elementos moldados com concreto auto-adensável do que nos de concreto convencional vibrado.

1.1 – Objetivos principal e específicos

O objetivo principal dessa pesquisa consiste em investigar, experimentalmente, e com base na literatura, a uniformidade de resistência, o desempenho do auto-adensamento natural do concreto auto-adensável e os fatores que influenciam estas características.

De forma específica, o trabalho teve como objetivos:

- a) Analisar criteriosamente a uniformidade da resistência à compressão do concreto em elementos estruturais moldados em uma indústria de estruturas pré-moldadas.
- b) Analisar a variação do módulo de elasticidade ao longo dos pilares e vigas estudados.
- c) Avaliar os fatores que influenciam a uniformidade em pilares e vigas.
- d) Comparar as propriedades avaliadas em elementos de concreto auto-adensável e concreto convencional vibrado.
- e) Avaliar o concreto auto-adensável para o emprego em indústrias de estruturas pré-fabricadas.
- f) Avaliar o desempenho de ensaios não-destrutivos na estimativa da homogeneidade e da resistência *in-situ* ao longo dos elementos estudados.

1.2 – Justificativa

Na literatura específica, muitos autores como OZYILDIRIUM e LANE (2003) e EFNARC (2005) afirmam que o concreto auto-adensável possui uma excelente uniformidade de resistência à compressão. Entretanto, existem pouquíssimos trabalhos e pesquisas referentes a este assunto.

Após a investigação proposta neste documento, foi possível formular e quantificar essa uniformidade teórica, além de quantificar a influência do peso próprio de material fresco nas diferentes regiões dos elementos (em vigas: distância da posição de lançamento; em pilares: altura). Também se determinou a influência das características de fluidez e coesão da mistura no desenvolvimento da resistência à compressão.

Sabendo-se a diferença de uniformidade de resistência e módulo de elasticidade ao longo dos pilares e vigas moldados com concreto auto-adensável, aumenta-se a confiança para o emprego do material em obras e em indústrias de pré-moldados.

Outro fator que deve ser levado em conta é a durabilidade das estruturas. Com o CAA obtêm-se elementos mais densos e sem falhas de concretagem, reduzindo-se a probabilidade da ocorrência de manifestações patológicas que, além de evitar gastos futuros com manutenção, contribui para a confiabilidade da empresa prestadora dos serviços.

1.3 - Apresentação do trabalho

O trabalho está estruturado em 5 capítulos:

No Capítulo 1, faz-se uma introdução do tema e a apresentação da justificativa para o estudo e dos objetivos da pesquisa.

O Capítulo 2 realizou-se uma revisão bibliográfica envolvendo o concreto auto-adensável, apresentando suas características, os materiais constituintes e ensaios executados para a aferição do seu desempenho. Também foram abordados os ensaios não-destrutivos e destrutivos empregados para a caracterização das propriedades do estado endurecido analisadas neste trabalho.

Os materiais e os métodos de ensaio empregados nesta pesquisa foram descritos no Capítulo 3.

No Capítulo 4, foram apresentados os resultados e as análises dos resultados obtidos através dos ensaios realizados.

No Capítulo 5, encontram-se as conclusões e as considerações finais obtidas no trabalho, bem como as sugestões para a continuidade das pesquisas.

Finalmente, foram apresentadas as referências bibliográficas utilizadas na pesquisa, assim como os anexos, apresentando os dados obtidos nos ensaios e os cálculos realizados nas análises estatísticas.

2 – Revisão bibliográfica

Neste capítulo foram abordados os assuntos discutidos nesta dissertação e que contribuíram para a elaboração da metodologia de pesquisa.

2.1 – Concreto auto-adensável

Com o crescimento dos grandes centros urbanos, as edificações tornaram-se cada vez maiores, imponentes e arrojadadas. Com isso, as estruturas vêm se tornando constantemente mais complexas, devido à redução de seção dos seus elementos e ao aumento de carga que devem suportar. Infelizmente, a combinação das técnicas construtivas (muitas vezes aplicadas de maneira insatisfatória), da mão-de-obra e dos materiais comumente empregados, não vêm mostrando desempenho satisfatório, comprometendo a durabilidade e, conseqüentemente, a qualidade das construções.

No início dos anos 80, segundo OKAMURA (1997), visando combater os problemas que eram comuns nas estruturas, iniciou-se projetos de pesquisa para o desenvolvimento de concretos de maior fluidez, mantendo uma coesão adequada e com resistência à exsudação e segregação e resistências mecânicas satisfatórias.

Inicialmente, o objetivo não foi alcançado, pois foram desenvolvidos concretos extremamente fluídos, mas esses não possuíam a coesão necessária para evitar a segregação e a exsudação, além de possuírem resistências mecânicas inferiores às esperadas. Após algum tempo de pesquisa, em 1986, o concreto auto-adensável foi desenvolvido por Okamura, na Universidade de Tóquio, sendo aplicado em 1988, com sucesso, em um protótipo (OKAMURA, 1997). Entretanto, estudos para o aperfeiçoamento deste tipo de material não cessaram. São desenvolvidos, até os dias de hoje, estudos para a otimização da dosagem, da aplicação e das características do estado fresco e endurecido.

O concreto auto-adensável, também conhecido por auto-compactável e reodinâmico, apresenta as seguintes características (EFNARC (2005); REPETTE (2005); MELO (2005); SIM (2003); OZYILDIRIUM (2003) e BRITE EURAM (2000)):

- Maior capacidade de preenchimento das formas, independentemente da taxa de armadura;

- Capacidade de contornar obstáculos e passar por restrições;
- Alta deformabilidade;
- Resistência à segregação;
- Inexistência ou redução das taxas de ar incorporado e de segregação,
- Microestrutura mais homogênea, mais densa e menos porosa;
- Produzido nas mesmas centrais que os concretos convencionais;
- Redução do módulo de elasticidade, devido à redução da quantidade de agregados utilizados.
- Melhor aderência nas interfaces com os agregados e com a armadura;
- Maior durabilidade, pela redução da porosidade e pela ausência de ninhos de concretagem;
- Menor desgaste em bombas de lançamento e equipamentos de mistura;
- Melhor acabamento superficial;
- Redução do tempo de produção dos elementos estruturais;
- Redução de pessoal nas equipes de concretagens.

Como existe um consumo maior de materiais finos, deve existir a preocupação durante a especificação do CAA para evitar a ocorrência de retração plástica e a formação de fissuras. Para garantir a maturação sem este tipo de problema é necessária a realização de uma cura controlada, iniciada o mais cedo possível, para evitar a perda de água para o ambiente.

Devido à importância do deslocamento do concreto no estado fresco, é necessário conhecer os aspectos reológicos do material. Reologia é a ciência que estuda as características do fluxo e das deformações de um material em movimento (BANFILL,1994; COPPOLA,2001). Medem-se essas características através de reômetros. A tensão de escoamento (τ) e a viscosidade plástica (η) são exemplos de propriedades muito importantes para o CAA.

Tensão de escoamento é a tensão mínima necessária para que um material deixe o estado de repouso. Já a viscosidade é a razão entre a Tensão de escoamento e a taxa de cisalhamento e é um indicativo de estabilidade da mistura (BANFILL, 1994; SHEINN, 2003). Existem diversos modelos de comportamento reológico, como, por exemplo, os modelos Newtoniano, Dilatante, Binghamiano e Pseudoplástico.

A figura 1 mostra como os modelos reológicos diferem entre si.

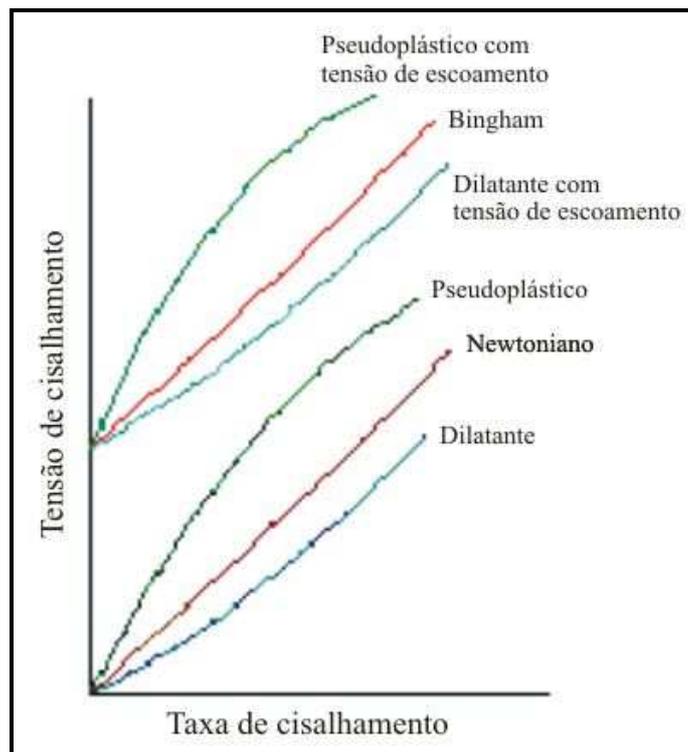


FIGURA 1 - Comportamento reológico de diferentes fluidos (WATANAB ET AL., 1989)

Admite-se, por aproximação, que concreto segue os padrões descritos pelo modelo proposto por Bingham, que é definido pela equação 1:

$$\tau = \tau_0 + \eta * \dot{\gamma} \quad (\text{Eq. 1})$$

onde τ é a tensão de cisalhamento e $\dot{\gamma}$, a taxa de cisalhamento.

O comportamento reológico do concreto é determinado pelo atrito que ocorre entre as partículas, pela viscosidade e pela tensão de escoamento da mistura. Uma distribuição granulométrica descontínua e assim como formas geométricas mais esféricas dos agregados miúdos e graúdos e do cimento permitem que essa fricção

seja minimizada, contribuindo para a mobilidade do concreto. SUGAMATA (2003) diz que a tensão de escoamento representa a distância entre as partículas, enquanto a viscosidade representa a frequência de contato entre elas. Também podemos relacionar a tensão de escoamento com a deformabilidade da mistura, enquanto a viscosidade pode ser um indicativo de resistência à segregação (HO, 2001 apud SHEINN, 2003).

Como existem diversas maneiras de misturar o concreto, a energia aplicada nesta tarefa é um fator influente nas propriedades reológicas de um composto. Na agitação da mistura ocorre a dispersão das partículas finas, a quebra dos produtos iniciais da hidratação do cimento, uma maior incorporação de ar, uma menor floculação dos aglomerantes e agregados. Através de BANFILL (1994), é sabido que os valores da tensão de escoamento inicial e da viscosidade são menores com o aumento da energia de mistura.

WALLEVIK (2003) afirma que para que o CAA tenha uma grande estabilidade são necessárias uma alta tensão de escoamento, uma alta viscosidade plástica, tixotropia e uma interação adequada entre as partículas dos agregados, onde as partículas menores formam uma espécie de rede que sustenta as substâncias de maiores dimensões, impedindo a segregação. Caso não exista uma viscosidade adequada, o concreto não terá capacidade para manter sua dispersão homogênea dos constituintes, o que provoca anisotropia na direção do lançamento do concreto, enfraquecendo a aderência entre a pasta e os agregados.

Para um CAA com desempenho adequado é necessário que a tensão de escoamento seja a mais baixa possível, para garantir uma maior mobilidade ou fluidez e a viscosidade deve ser moderada a fim de promover estabilidade para a mistura. BANFILL (1994) apresentou como exemplos de resultado de tensão de escoamento e viscosidade para o concreto auto-adensável os seguintes valores: $\tau_0 = 20$ a 200 Pa e $\eta = 20$ a 100 Pa . s.

Devido às suas propriedades reológicas e sua composição, que prima por elementos de menores dimensões e conseqüentemente de melhor adensamento, elementos de CAA têm uma distribuição mais homogênea, resultando em superfícies de melhor acabamento, depois de um leve alisamento, em vigas; ou quando se utilizam fôrmas adequadas, em pilares.

O concreto auto-adensável tem maior uso nas indústrias de estruturas pré-moldados e em concretagens in situ, principalmente de pisos de grande extensão e tabuleiros de pontes (REPETTE, 2005; NUNES, 2001; MELO, 2005; OZYILDIRIUM 2003). Também pode ser aplicado em elementos estruturais (pilares, vigas, lajes, paredes estruturais), túneis, barragens, paredes diafragma e tanques.

Apesar de todas as suas vantagens, o CAA ainda é pouco empregado. A justificativa para tal é o custo mais elevado do material empregado. Realmente, caso for comparado apenas este fator, este método perde sua viabilidade. Entretanto, operacionalmente, quando empregado este se torna mais econômico, devido ao incremento da velocidade de produção das peças e a redução das equipes de concretagem. JUVAS (2004) aponta uma redução dos custos de 5 a 15%, quando se considera todo o sistema construtivo aplicado (mão de obra, energia, tempo e etc). TUTIKIAN e DAL MOLIN (2006) afirmam que a aplicação do concreto auto-adensável para indústrias de estruturas pré-moldadas tem uma redução de custo de aproximadamente 15% para concretos de resistência na faixa de 30 MPa. Já para concretos com resistências mais elevadas, o emprego do CAA se torna 25% mais caro. WALRAVEN (2003) estima que ocorra uma redução de 10% no consumo de energia total com a eliminação do uso do vibrador de imersão, 10% na manutenção das fôrmas, 10% na incidência de doença dos empregados.

2.2 – Concreto convencional vibrado

O concreto convencional vibrado é o material mais utilizado para a execução de elementos estruturais. Neste concreto aplica-se uma vibração externa para eliminar os vazios contidos nas formas, após o lançamento. Esta energia externa permite que se obtenha um melhor adensamento da mistura.

Adensamentos indevidos, tanto por excesso como por falta de vibração, podem ocasionar vazios na estrutura, mais conhecido como “bicheiras” ou falhas de concretagem, ou promover a exsudação da água da mistura, gerando diferenças de propriedades em diferentes partes do elemento, além de fissuras. Os fatores que geram uma vibração errônea são: grande taxa de armadura, tempo de imersão e emersão indevidos e imperícia técnica da mão de obra.

As manifestações patológicas mais comuns: fissuras, infiltrações e corrosão de armaduras, têm maior probabilidade de acontecer em estruturas que apresentam falhas de concretagem. Conseqüentemente, a durabilidade dos elementos estruturais fica comprometida.

O ruído do mangote de imersão gera desconforto tanto para quem aplica quanto para a vizinhança do local de concretagem.

É normal em comparações com concreto auto-adensável, apenas se levantar os problemas da técnica tradicional, entretanto, se bem executado, o elemento de concreto vibrado apresentará a qualidade desejada. Vale ressaltar que o traço deve estar adequado para a finalidade e o ambiente ao qual será submetido.

2.3 – Materiais empregados na produção de CAA

Os materiais utilizados para a manufatura do concreto auto-adensável em nada diferem dos empregados nos concretos convencionais: cimento, brita, areia, água, aditivos e adições minerais. O que é alterado é o conceito de uso. No concreto tradicional, empregam-se maiores quantidades de agregados graúdos para ocupação de um volume maior, e argamassa suficiente para garantir a união entres esses agregados graúdos e proporciona para os materiais mobilidade e sustentabilidade das partículas de maiores dimensões.

No concreto auto-adensável mudam-se as proporções, utilizando-se maiores quantidades de materiais finos (cimento, areias e adições minerais), menores quantidades e dimensões de agregado graúdo, maiores doses de aditivos redutores de água e, eventualmente, aditivos promotores de viscosidade para garantir a coesão da mistura. Seu emprego visa o aumento da fluidez da mistura, sem que ocorra a adição de maiores quantidades de água e conseqüentemente, o comprometimento da resistência.

A seguir serão descritas algumas características dos materiais empregados na produção do CAA.

2.3.1 – Cimento

Segundo REPETTE (2005), qualquer tipo de cimento pode ser utilizado para a confecção de um concreto auto-adensável. As características que afetam as propriedades do concreto (EFNARC (2005); BRITE EURAM (2000), REPETTE (2005)) são:

- Elevados teores de álcalis;
- Elevados teores de C_3A ;
- Finura;
- Teores de C_2S e C_3S

Os aluminatos (C_3A e C_4AF) presentes no cimento são os principais responsáveis pela adsorção do aditivo redutor de água aos grãos de cimento (JOLICOEUR e SIMARD, 1998; AITCIN, 2000; NEVILLE, 1997). Desta forma é recomendado pela a EFNARC (2005), o emprego de cimentos com teores de C_3A menores que 10% (em massa), para que ocorra uma adsorção mais uniforme e mais rápida do aditivo na superfície do grão, assim otimizando o desempenho do aditivo (menores quantidades) e mantendo por mais tempo sua fluidez (AITCIN, 2000).

A finura afeta o comportamento reológico do concreto: quanto maior a superfície específica, mais elevada é a viscosidade e menor a tensão de escoamento (NUNES, 2001). Cimentos mais finos têm maior velocidade de hidratação, e conseqüentemente, resistências mais elevadas com idades precoces e também liberam maior calor de hidratação.

Nota-se que a variação do cimento, tanto do tipo como fabricante, altera as propriedades e o desempenho da mistura, visto que as características dependem da interação entre cada partícula no composto.

Documentos técnicos aconselham quantidades de cimento para o concreto. A EFNARC (2005) determina um consumo na faixa de 350 kg a 500 kg (cimentos portland com até 5% de adição) para controlar a retração. Vale lembrar que a quantidade de cimento pode ser reduzida com o emprego de adições minerais, que podem ser cimentíceas ou não.

2.3.2 – Agregados

Os agregados equivalem a cerca de três quartos do volume total de um concreto convencional. Desta maneira, independentemente do tipo de concreto, as características e propriedades dos agregados têm grande influência no desempenho e nas características finais da estrutura. Portanto, é de suma importância a escolha de materiais de boa qualidade e a realização de dosagem adequada. Os principais fatores que influenciam o desempenho dos agregados em um concreto são: a forma geométrica, a textura superficial e a distribuição granulométrica, a porosidade, a natureza geológica, a dureza, a resistência à compressão e o módulo de elasticidade.

A forma geométrica de um agregado influencia diretamente na trabalhabilidade do concreto. Agregados com uma boa esfericidade apresentam maior grau de adensamento e necessitam de uma menor demanda de água para atingir a fluidez desejada no concreto.

A distribuição granulométrica dos agregados influencia na trabalhabilidade, na resistência, na demanda de água necessária para atingir uma determinada plasticidade, no teor de vazios de uma mistura e na sua tendência à segregação. O desempenho do concreto está intimamente ligado às proporções de agregados graúdos e miúdos e da forma e das características da superfície dessas partículas. Para concretos auto-adensáveis, aconselha-se o emprego de agregados com granulometria descontínua (EFNARC, 2005). Entretanto, é necessário um cuidado especial na quantidade de finos na mistura, pois esses aumentam a demanda de água.

A textura superficial de um agregado influencia na capacidade de aderência à pasta de cimento e na demanda de água na mistura. Depende da dureza, granulação e rugosidade superficial da rocha mãe e triturador. Também influencia na resistência do concreto. Segundo NEVILLE (1997), superfícies mais ásperas e áreas superficiais maiores resultam maiores forças de aderência entre os agregados e a pasta de cimento. Vale ressaltar que a aderência também é influenciada por outras propriedades físicas e químicas da superfície do agregado.

Segundo diversas literaturas (OKAMURA, 1987; EFNARC, 2005), qualquer tipo de agregado miúdo ou graúdo, que já vem sendo utilizado na confecção de concretos convencionais pode ser empregado no concreto auto-adensável. A escolha dos materiais e suas possíveis combinações devem garantir a obtenção de uma

determinada granulometria que conduza à máxima densidade aliada à boa trabalhabilidade do concreto e ao menor consumo de cimento possível.

Atualmente, a qualificação dos agregados para o emprego em concreto auto-adensável baseia-se no atendimento das exigências mínimas prescritas nas normas vigentes para os concretos convencionais (no Brasil, NBR 9775).

2.3.2.1 – Agregados graúdos

Para qualquer tipo de concreto, é aconselhável o emprego de agregados graúdos de forma regular e arredondada, para diminuir os efeitos nocivos do atrito interno entre as partículas, evitando-se a necessidade de um maior teor de pasta para garantir o envolvimento das britas e sua lubrificação. Também, o emprego de agregados com uma distribuição granulométrica adequada garante um menor consumo de cimento, um aumento de fluidez, uma diminuição dos teores de vazios e uma menor segregação.

Os aspectos que são utilizados para a definição da dimensão adequada do agregado para seu emprego no concreto auto-adensável são: formas geométricas, dimensões, textura, taxa de armadura e espaçamento entre as barras.

A forma do grão e sua textura influenciam diretamente na fluidez e na trabalhabilidade do concreto. Segundo NEVILLE (1997), partículas mais arredondadas se compactam de maneira mais adequada por não possuir arestas livres. Também necessitam de um menor teor de pasta para lubrificar sua superfície e garantir que o deslocamento seja adequado.

Para que não ocorra bloqueio, devido ao acúmulo das partículas de agregado, na passagem do concreto pelos espaços entre as barras da armadura ou fôrmas, é necessário que dimensões e teores do agregado sejam reduzidos. Segundo REPETTE (2005), o emprego de agregados graúdos com dimensão característica de 10 mm, bastante utilizada também por outros pesquisadores, pode gerar uma mistura mais econômica e com melhor desempenho. Já a EFNARC (2005) aconselha o emprego de agregados de dimensões máximas variando de 16 a 20 mm.

Vale ressaltar que quanto maior a dimensão da brita maior será a necessidade de se obter uma mistura com maior viscosidade, para suportar uma maior tendência à segregação e maiores serão as zonas de bloqueio em elementos estruturais com grande taxa de armadura. Os agregados são mais pesados do que a água e ocorre a exsudação. Com isso, pequenas quantidades de água se acumulam na superfície do agregado graúdo no que se chama “efeito parede”, fazendo com que a zona de transição possua uma menor resistência.

Apesar dos elementos estruturais que serão avaliados nesse trabalho não possuem armadura, teve-se a preocupação de analisar um concreto que fosse indicado para emprego nas situações mais comuns de uso, utilizando agregados em dimensões e proporções adequadas para obras com taxa de armadura normal ou elevada.

2.3.2.2 – Agregados miúdos

Como o concreto auto-adensável necessita de uma grande fluidez, o emprego de agregados miúdos de grãos com formas mais regulares, uniformes e arredondadas é aconselhável. Encontram-se partículas com as características anteriormente citadas em areias naturais e agregados miúdos de britagem produzidas com o emprego de V.S.Is.

Muitas areias de britagem apresentam formas irregulares e lamelares, grande aspereza superficial, fatores que prejudicam a fluidez do concreto por aumentar o atrito interno entre as partículas. Recomenda-se, para o emprego deste tipo de areia, a utilização de grãos com uma granulometria mais fina.

A forma das partículas de agregado miúdo tem influência sobre as propriedades da mistura. As de formato anguloso necessitam de mais água para atingir uma mesma trabalhabilidade. Por esta razão, recomenda-se o emprego de partículas de formas arredondadas.

A textura superficial dos agregados miúdos influencia na demanda de água. Aconselham-se o emprego de areias naturais, como as provenientes de leitos de rios e

depósitos eólicos, por possuírem formas mais arredondadas e textura superficial mais lisa (METHA, MONTEIRO, 1994).

Devido ao aumento da superfície específica, eleva-se a adsorção de água, aumentando a demanda por pasta e aditivos redutores de água na composição do CAA. O aumento de 10 a 25% no teor das partículas finas nos agregados de origem industrial (pedra britada) produz um decréscimo de cerca de 10% na resistência à compressão.

É aconselhável a utilização de volumes pequenos, evitando assim que as partículas tenham contato direto entre si e, conseqüentemente, redução na deformabilidade do concreto auto-adensável. Colocando em números esta recomendação, o volume de agregado miúdo deve variar em 40% a 50% do volume total de argamassa (OKAMURA,1997; MELO, 2005). Quando se utiliza areias mais grossas, é necessário o aumento do teor de pasta, utilizando outras areias mais finas comumente chamadas de médias ou média-finas, para aumentar o teor de finos da argamassa. Areias com distribuição granulométrica contínua proporcionam melhor resistência à segregação das misturas.

2.3.3 – Água

A água empregada no concreto é consumida para a hidratação do cimento e empregada para promover a fluidez e a trabalhabilidade necessárias à mistura. Quanto maior a quantidade de água verifica-se o aumento na deformabilidade e uma redução na viscosidade da mistura. Deve ser aplicada em teores adequados, pois está intimamente ligada com a porosidade do composto cimentício depois de endurecido. Quanto maior a porosidade do composto, menor será a sua resistência.

Deve-se manter a atenção para a umidade dos agregados miúdos, pois esta é a razão dos principais erros na dosagem do concreto e na obtenção da fluidez desejada. Também, a água deve estar livre de impurezas químicas que possam provocar alguma manifestação patológica na estrutura depois de pronta.

Normalmente, emprega-se a água fornecida pelas centrais de abastecimentos da região onde o concreto é manufaturado. Essas águas costumam não possuir

nenhum elemento nocivo à durabilidade, entretanto é adequado realizar testes para a verificação de possíveis agentes agressivos.

2.3.4 – Aditivo redutor de água

Os aditivos redutores de água são substâncias químicas utilizadas para dificultar a floculação das partículas de cimento quando ocorre a adição de água na mistura, impedindo, assim, o aprisionamento de água de amassamento e proporcionando maior trabalhabilidade à mistura. Segundo AITCIN (2000), esse impedimento se dá, para a maior parte dos aditivos redutores de água, devido à presença de certas moléculas do aditivo que neutralizam as cargas elétricas nas superfícies dos grãos de cimento, evitando a atração elétrica entre as partículas. Hoje em dia existem aditivos de outras naturezas, mais modernos, que promovem essa dispersão através de uma repulsão estérica, uma força física que age como dispersor. Essa dispersão provoca um maior aproveitamento da água da mistura e, conseqüentemente, uma melhor trabalhabilidade.

Os aditivos redutores de água podem reduzir de 5 a 30% da quantidade de água de um concreto, mantendo o mesmo abatimento com a redução da relação água/cimento. Como esta propriedade é extremamente relacionada com a porosidade e, conseqüentemente, com a resistência do concreto, pode-se reduzir o consumo de cimento, devido à redução da quantidade de água, e obter concretos com a mesma resistência mantendo-se constante o abatimento. Outra possibilidade é o emprego para a produção de concretos mais fluídos sem a necessidade do emprego de teores de água mais elevado (REPETTE (2005) e AITCIN (2000)).

Os aditivos redutores de água, também chamados de aditivos plastificantes, vêm sendo desenvolvidos desde 1904. Entretanto, é nos anos 30 que surgiram as primeiras patentes que discutem os seus empregos em concretos como agentes para melhorar a resistência e a trabalhabilidade. É do ano de 1939, de propriedade da MBT, a primeira patente que associa o uso de aditivos redutores de água como agente que possibilita a redução do teor de água da mistura. Desde esse momento estas substâncias estão em

constante desenvolvimento para se obter novos produtos com um melhor desempenho (AITCIN (2000), REPETTE (2005)).

Os compostos à base de lignosulfonatos constituem a primeira geração de aditivos redutores de água. Têm como características a redução da quantidade de água do concreto em torno de 5 a 10%. Segundo AITCIN (2000), devido aos açúcares presentes na sua composição, provocam o retardo do tempo de pega e a incorporação de ar, devido ao aprisionamento de bolhas de ar por ação de substâncias do aditivo. Para suplementar esses efeitos colaterais, são colocados, em sua formulação elementos, que anulam esses malefícios.

A busca por aditivos que não produzissem efeitos nocivos ao concreto levou ao desenvolvimento de substâncias sintéticas que desempenhassem a mesma função. Estes novos aditivos à base de polinaftalenos sulfonados ou à base de polimelaminas sulfonados, comumente conhecidos por superplastificantes, por possibilitarem a redução de até 30% da quantidade de água empregada numa mistura.

São compostos sintéticos que podem ser utilizados em maiores dosagens e não proporcionam os problemas característicos dos aditivos à base de lignosulfonatos (RAMACHANDRAN, 1984). Comparando os dois tipos de redutores de água da segunda geração, AITCIN (2000) afirma que as melaminas incorporam menos ar, promovem um menor retardo de pega e apresentam um comportamento muito mais constante em dosagens elevadas, quando os comparamos com os naftalenos. Entretanto, o efeito fluidificante proporcionado possui curta duração. Estes aditivos proporcionam a dispersão por repulsão eletrostática.

Existe também uma terceira geração de aditivos redutores de água, os policarboxilatos. São substâncias com moléculas poliméricas de cadeias muito longas que promovem a dispersão das partículas de cimento por meio de repulsão estérica, promovendo maior fluidez e sua manutenção por mais tempo.

No concreto auto-adensável, para atingir a fluidez desejada, é necessário o emprego de doses elevadas de aditivos plastificantes. Estas substâncias não devem promover efeitos nocivos para o concreto como retardo de pega ou incorporação de ar. Portanto, é mais comum o emprego de aditivos policarboxilatos.

NUNES (2001) e outros autores indicam o uso de aditivos plastificantes de terceira geração devido o seu desempenho mais elevado no que se refere à redução de água, desenvolvimento de resistências iniciais maiores e manutenção da fluidez por um tempo mais prolongado. Quando se emprega outro tipo de aditivos redutor de água, é necessário o emprego de maiores quantidades para se obter a mesma plasticidade.

2.3.5 – Aditivo promotor de viscosidade

Os aditivos promotores de viscosidade (VMA) são utilizados para aumentar a viscosidade da mistura quando o teor de finos não é adequado para conferir a coesão necessária. Eles aumentam a resistência à segregação do concreto e melhoraram a homogeneidade da mistura. São produtos formados por cadeias longas a de base celulose, polisacarídea, acrílico ou glicol e outros agentes inorgânicos (RIXOM e MAILVAGANAM, 1999). Foram desenvolvidos para suprir a dificuldade de se obter materiais finos, como o fíler calcário.

A viscosidade da mistura pode aumentar com o emprego deste aditivo. Em contato com a água, as longas cadeias poliméricas do aditivo adsorvem-na e entrelaçam-se, formando grandes reticulados. Essas teias retêm a água e conseqüentemente aumentam a viscosidade da pasta, diminuindo as taxas de exsudação e segregação dos agregados (REPETTE, 2005). Outro mecanismo de funcionamento ocorre caso as partículas de cimento adsorvam o VMA. Com a superfície do grão de cimento completamente saturada de VMA, não ocorre uma adsorção adequada do aditivo redutor de água, fazendo que a mistura se torne mais coesa e menos fluída (MAILVAGANAM, 1999).

COPPOLA (2001) afirma que os aditivos que funcionam conforme o primeiro mecanismo são os mais indicados para o concreto auto-adensável. Os melhores produtos são os produtos obtidos a partir de substâncias orgânicas.

O desempenho do aditivo promotor de viscosidade é influenciado pelo teor de cimento, pela temperatura, pela energia e tempo de mistura. Nestes dois últimos fatores é necessária atenção especial (KHAYAT, 1999). Durante a parte experimental

inicial desta pesquisa, foi notado que em concretos misturados com maior velocidade, as ligações entre as cadeias de água são quebradas e não provocam o aumento da viscosidade do compósito. Em relação ao tempo de mistura, quanto maior o tempo, menor é a viscosidade final da mistura.

Apesar da facilidade de obtenção do aditivo e dos benefícios acima citados, o emprego dos promotores de viscosidade apresenta alguns aspectos negativos como a incorporação de ar, devido sua capacidade de redução da tensão superficial da água da mistura, e a incompatibilidade com certos aditivos plastificantes, proporcionado pela capacidade de adsorção de partículas de cimento (RIXOM e MAILVAGANAM, 1999).

Os aditivos promotores de viscosidade conduzem ao aumento da retração por secagem quanto utilizados em doses elevadas (REPETTE, 2005). Também ocorre a mudança no desenvolvimento da resistência à compressão do concreto. Os concretos nas idades menores apresentam um pequeno decréscimo de resistência, devido o retardo da hidratação do cimento, pois parte da água disponível na mistura fica retida no aditivo (RIXOM e MAILVAGANAM, 1999).

2.4 - Propriedades mecânicas

As propriedades mecânicas do concreto auto-adensável são resultantes da integração entre os seus componentes. São fortemente influenciáveis pela qualidade dos componentes, forma de mistura, lançamento, cura e diversos outros fatores.

A seguir, serão abordadas as propriedades mecânicas que serão avaliadas durante este estudo.

2.4.1 – Resistência à compressão

A resistência à compressão do concreto é a propriedade que normalmente é especificada nos projetos estruturais, apesar das estruturas de uma edificação serem submetidas a outros tipos de esforço como cisalhamento e tração em mais de duas direções. Essa decisão tem como justificativas (MEHTA e MONTEIRO, 1994; NEVILLE, 1997; AITCIN, 2000):

- A Resistência à compressão é diretamente correlacionada a propriedades como módulo de elasticidade, estanqueidade, permeabilidade, resistência a intempéries (águas agressivas, cloretos e etc) e durabilidade. Conhecendo-se a resistência à compressão, pode-se determinar, ou estimar, essas outras propriedades.
- É a propriedade que não precisa ser melhorada.
- Facilidade de ser ensaiada.

A resistência depende de dois fatores principais: a relação água/cimento e o grau de adensamento.

A relação água/ cimento define a porosidade da matriz do concreto. Quanto mais água está presente numa mistura, mais as partículas de cimento se distanciam e, conseqüentemente, depois da hidratação do cimento, maiores são os vazios existentes. Na figura 2 mostra-se a variação de volume de hidratação de uma pasta de cimento. Verifica-se que quanto maior a quantidade de água em uma mistura, maior será o volume de vazios.

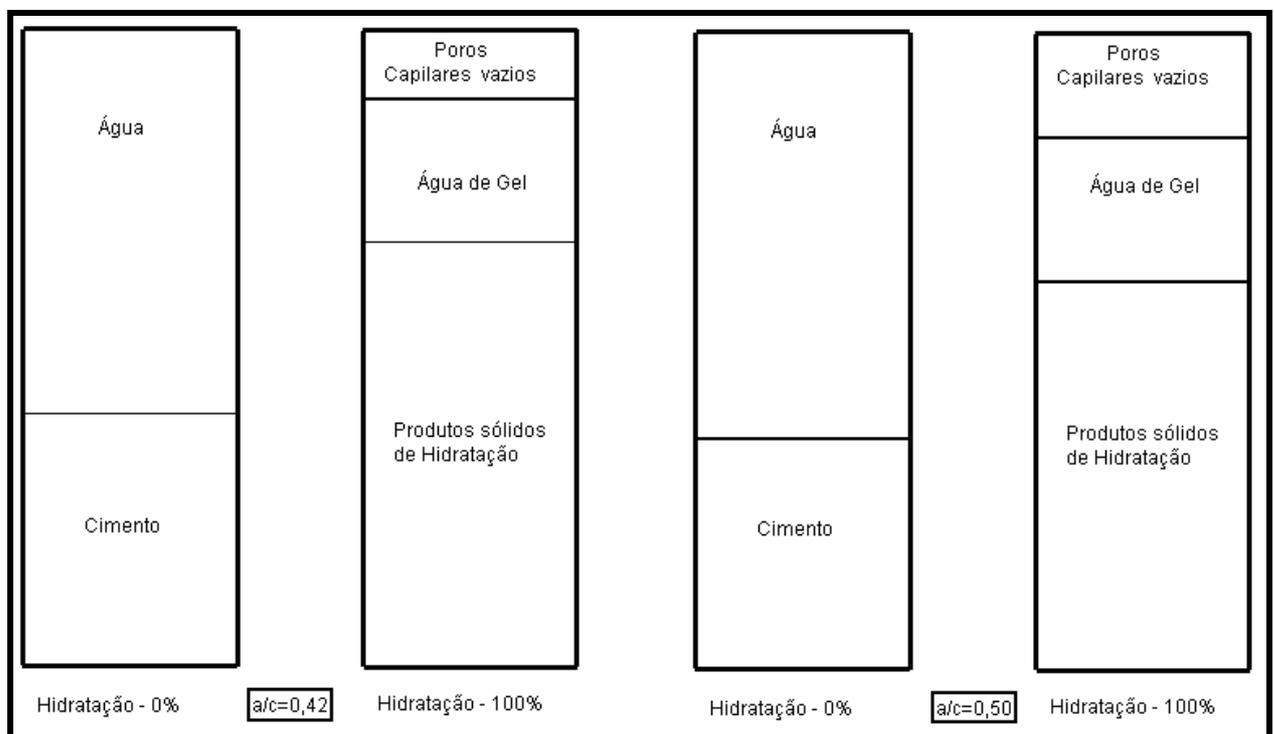


FIGURA 2 - Variação de volume de hidratação de uma pasta de cimento (NEVILLE 1997)-adaptada

Outro fator influenciado pela relação água/ cimento de um concreto é a zona de transição entre argamassa e agregado graúdo. O excesso de água provoca o que se chama de efeito parede, que consiste na concentração de água na superfície do agregado graúdo, aumentando a porosidade na interface e, conseqüentemente, diminuindo a resistência entre a ligação.

Em concretos de grande resistência, com relação água/cimento baixa e com micro-sílica, não ocorre a fratura na zona de transição e sim no agregado (AITCIN,2000).

O grau de adensamento dos materiais, principalmente dos agregados graúdos e miúdos, é de fundamental importância. Com agregados com uma granulometria contínua é possível adensar a mistura de forma que o volume de vazios, causados pelo encaixe entre as partículas, seja minimizado. Com os componentes mais próximos uns dos outros, a estrutura do concreto se torna mais densa e, conseqüentemente, mais resistente.

Segundo MEHTA e MONTEIRO (1994), outros fatores que influenciam na resistência à compressão de um concreto são:

- Propriedades e proporções dos agregados que compõem o traço do concreto (porosidade, resistência, granulometria);
- Ar incorporado durante a homogeneização e o lançamento da mistura;
- Condições de cura;
- Idade;

Em elementos estruturais, a resistência à compressão não permanece constante ao longo do seu comprimento ou altura. Para concreto convencional, NEVILLE (1997) afirma que a resistência do topo de um pilar é cerca de 10 a 20% menor do que nas outras partes do concreto. Regiões próximas à base apresentam resistências cerca de 10% mais elevadas. Em estudos mais atuais, essa diferença fica em torno de 13% (DOMONE, 2007).

A resistência no concreto auto-adensável tem comportamento semelhante ao concreto convencional vibrado. A seguir serão abordadas particularidades desta propriedade no CAA.

2.4.1.1 – Resistência à compressão do CAA em peças de concreto

A resistência do concreto auto-adensável em peças de concreto é influenciada pelos mesmos fatores (relação água/cimento, tipo de cimento, agregados, entre outros) que o concreto convencional e descritos no item 2.4.1, acima. Entretanto essa influência tem uma escala diferente nos dois tipos de concreto.

Segundo SKARENDAHL e PETERSSON (2000), quando são comparados concretos com a mesma relação água/cimento, o concreto auto-adensável apresenta resistências superiores do que o concreto convencional vibrado. O que proporciona esta diferença é a matriz cimentícia mais densa do CAA e a menor quantidade e menor dimensão dos agregados graúdos. É sabido que em torno dos agregados graúdos, a água que exsuda no lançamento e na compactação, se deposita ao redor do agregado e aumenta a relação a/c em torno do agregado, diminuindo a resistência nesta região, chamada de região de transição. Agregados de dimensões maiores tendem a reter maiores quantidades de água, enquanto os menores, como são os empregados no concreto auto-adensável, retêm uma quantidade menor.

Em relação à variação de propriedades *in-situ* ao longo dos elementos estruturais feitos de concreto auto-adensável, estudos mostram que as variações de resistência variam de forma similar em elementos de concreto convencionais vibrados e os concretos auto-adensáveis. Em pilares, as resistências do topo são menores que as determinadas na base do elemento estudado. Já, em vigas, as maiores diferenças significativas são encontradas ao longo do comprimento. Regiões próximas de onde ocorreu o lançamento possuem maiores resistências. As resistências diminuem ao longo da peça, conforme se distancia da região de lançamento do concreto (ZHU, GIBS e BARTOS (2000) e KHAYAT (2003)).

As diferenças na resistência, assim como ocorre para o concreto convencional, são ocasionadas por aspectos relacionados à dosagem dos materiais, homogeneização da mistura, transporte, lançamento, e pela diferença de pressão exercida (peso próprio) nos diferentes pontos de um elemento, provocando diferentes adensamentos, segregação ou exsudação. (BUNGEY, 1982; CALAVERA, 1975; MUNDAU, 1977; STONE e CARINO; 1983 apud REPETTE, 1991).

Segundo KHAYAT (1997, 1999 e 2003), HOFFMANN (2003), as resistências na base dos pilares de concreto auto-adensável atingem valores de 1% a 11% maiores

que as resistências do topo do pilar. Já ZHU, GIBS e BARTOS (2000) e a BRITE EURAM PROPOSAL N°. BE96-3801 (2000) afirmam que a resistência do topo de pilares é cerca de 15% menor que a da base. Na tabela 1, estão representadas algumas diferenças de resistência ao longo de pilares, determinadas em alguns estudos.

TABELA 1 – Variações de resistência ao longo dos elementos determinadas por diversos estudos (DOMONE, 2006)

Referência	Dimensões (m)	Resistência (MPa)	Diferenças de Resistência Topo/Base (%)	Variação de Resistência nos elementos (COV)
KHAYAT (1997)	1,5x0,95x0,2	40-70	2- 8	1,8-5,5%
KHAYAT (1999)	1,4x0,24x0,24	50	1%	2,8%
ZHU (2000)	3 m altura	35 e 60	3 -11%	6,3-8,8%
HOFFMANN (2003)	5 x 2	45-70	-	7,5-12,9%
KHAYAT (2003)	1,54x1,1x0,2	56-59	5%	-

Em vigas, ZHU, GIBS e BARTOS (2000) determinaram um coeficiente de variação das resistências de 8,8% ao longo do seu comprimento. Já KHAYAT (2003) apresenta um coeficiente de variação de 9%. As diferenças de resistência em relação à altura da viga são muito pequenas e não são significativas.

2.4.2 – Módulo de elasticidade

Elementos estruturais, quando submetidos a uma carga, sofrem deformações. Parte desta deformação pode ser reversível, ao ocorrer o alívio dessa carga; outra parcela não. Segundo MEHTA e MONTEIRO (1994), o módulo de elasticidade é a relação entre a tensão aplicada no elemento e essa deformação reversível.

É importante conhecer o limite de elasticidade, quando se desenvolve um projeto estrutural, porque ele representa a deformação máxima permitida antes que o material comece a se deformar permanentemente. Normalmente, os valores empregados nos

cálculos de projeto são estimados por expressões empíricas, que relacionam o módulo de deformação com a resistência à compressão e à densidade do concreto.

São fatores que influenciam o módulo de elasticidade (METHA e MONTEIRO,1994; NEVILLE,1997; SHEHATA,2005)

- Agregados graúdos e miúdos
 - Quantidade;
 - Porosidade;
 - Densidade;
 - Dimensão máxima;
 - Forma;
 - Textura Superficial;
 - Granulometria;
 - Composição Minerológica.
- Matriz da pasta de cimento
 - Relação água/cimento;
 - Teor de vazios;
 - Adições minerais;
 - Grau de hidratação do cimento.
- Zona de Transição.

2.5 – Ensaio

Os ensaios aplicados em laboratório e *in situ*, são úteis para a determinação das propriedades do concreto. Estes testes vêm sendo empregados para verificar a conformidade da mistura em relação às características desejadas e a sua conformidade para sua aplicação. São efetuados tanto no estado fresco, quanto no estado endurecido.

Os ensaios realizados enquanto o concreto está no estado fresco, visam o estudo de propriedades como fluidez, coesão, segregação e exsudação. São exemplos destes testes: Flow test, Caixas L e U, Funil V, Análise da evolução da temperatura e Anel Japonês.

No estado endurecido, empregam-se os ensaios para se averiguar as propriedades do material em idades mais avançadas. Pode ser verificada a resistência à compressão por ensaios não-destrutivos e destrutivos, módulo de elasticidade e teor de vazios do concreto. Também se pode analisar a segregação visualmente ou através do estudo das imagens digitais de prismas extraídos dos pilares e vigas

2.5.1 – Ensaios para a verificação de propriedades do concreto no estado fresco

Diferentemente do concreto convencional, o CAA tem sua qualidade medida através das suas características de consistência, além das suas propriedades mecânicas. Por esta razão a avaliação deve ser determinada por uma metodologia própria, que determina as características referentes à forma de espalhamento, fluidez, coesão e viscosidade da mistura. Os ensaios mais utilizados na literatura são: Ensaio de Espalhamento, Ensaio da Caixa L, Ensaio do Funil V e Ensaio da Caixa U.

Vale ressaltar que não necessariamente um concreto será classificado como auto-adensável se atingir desempenho satisfatório em apenas um dos métodos de ensaio. Para garantir a qualidade do concreto, é necessário que ele atenda os requisitos básicos dos ensaios de espalhamento, funil V e caixa L.

A seguir, serão descritos os ensaios que serão utilizados nesta pesquisa.

2.5.1.1 – Ensaio de espalhamento

O ensaio de espalhamento é um dos ensaios mais utilizados para a verificação de características do concreto auto-adensável. De fácil e rápida execução, para este ensaio emprega-se o Cone de Abrams, o mesmo utilizado para o Slump test. Coloca-se o tronco de cone no centro de uma placa rígida, que pode ser de madeira ou metal. Em seguida, preenche-se completamente o cone com o auxílio de um balde contendo a mistura, despejando o concreto auto-adensável, sem efetuar nenhum tipo de golpe ou vibração. Suspende-se o cone e a mistura do interior do recipiente se espalhará. Aguarda-se o final da sua movimentação e mede-se o seu espalhamento em três

diâmetros, em diferentes sentidos. Média desses valores é o espalhamento do concreto analisado. Os aparatos estão representados na figura 3.

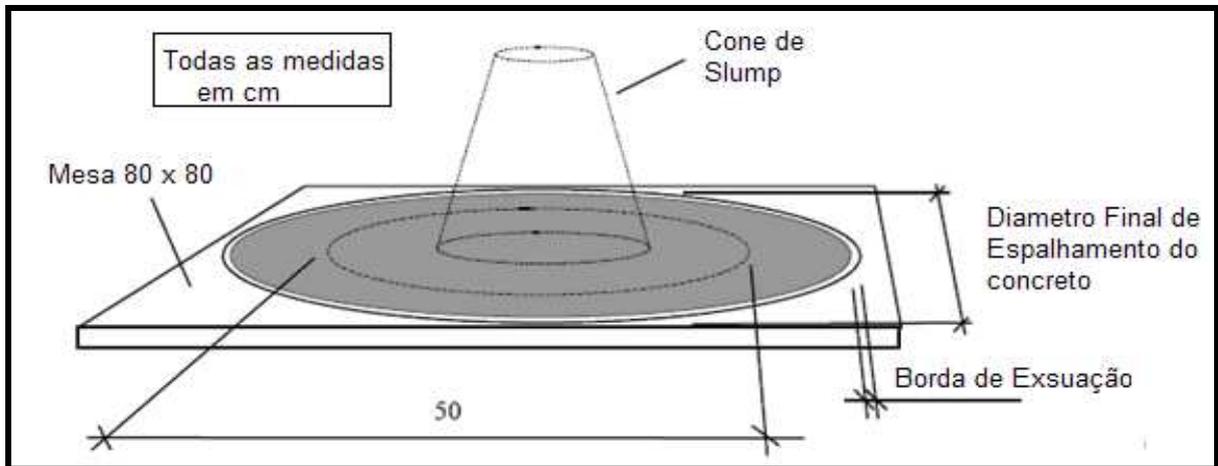


FIGURA 3 - Ensaio de espalhamento (BRITE EURAM GUIDELINES, 2000)

Segundo REPETTE (2005), o espalhamento reflete a capacidade do concreto auto-adensável de se movimentar pela ação do seu peso próprio. Esta característica está diretamente relacionada com a capacidade de preenchimento da mistura, com a tensão de escoamento. Também é um indicativo da distância entre as partículas de uma mistura (SUGMATA; EDAMATSU; OUCHI, 2003).

Além da capacidade e forma de movimentação, pode-se avaliar, visualmente, também o comportamento do agregado graúdo na mistura, se existe coesão na mistura para evitar que ocorram depósitos de partículas no centro de espalhamento; a ocorrência de segregação e a exsudação, através da presença de camada de pasta ou de água ao redor da mistura espalhada; e a regularidade da forma de espalhamento. (HODGSUN, 2003).

Uma variação deste ensaio consiste na medida do tempo necessário para o concreto atingir certo espalhamento, indicando a velocidade de escoamento. Tempos de 2 a 5 segundos é o período que leva um concreto auto-adensável de boa qualidade para atingir um espalhamento de 500 mm.

2.5.1.2 – Ensaio do Funil V

O funil V foi desenvolvido em 1995, por Ozawa, Sakata e Okamura para avaliar as capacidades de escoamento e de passar por estreitamentos. Esse ensaio consiste em despejar 1 litro de concreto auto-adensável, preenchendo o interior do funil por completo. Abre-se uma portinhola na parte inferior do recipiente e mede-se o tempo necessário para o concreto escoar. Segundo REPETTE (2005), para evitar o efeito de uma eventual segregação, a determinação do tempo deve ser realizada logo a seguir do preenchimento do funil (Figura 4).

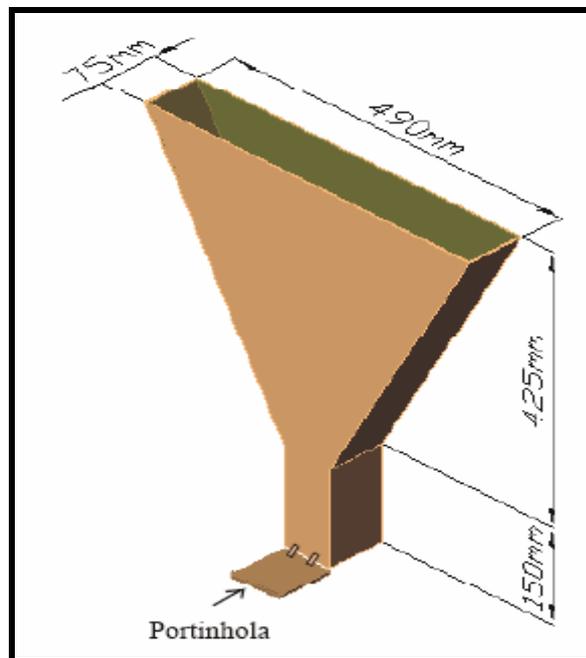


FIGURA 4 – Funil V (REPETTE, 2005)

Este ensaio avalia a capacidade do CAA de passar por pequenas aberturas, a viscosidade da mistura e pode ser correlacionado com suas propriedades reológicas. Quanto mais fluída for a mistura, menor será o tempo de fluidez.

Este ensaio também pode ser útil na verificação da resistência à segregação da mistura. O procedimento para tal será descrito no item 2.5.1.5.

2.5.1.3 – Ensaio da Caixa L

Segundo a literatura BRITE EURAM PROPOSAL N°. BE96-3801 (2000), a caixa L avalia a capacidade de escoamento e de contornar e resistir a obstáculos, como as armaduras, a sua deformabilidade e resistência à segregação. Desenvolvido no Japão, este ensaio é um dos ensaios mais rigorosos para a avaliação do desempenho do concreto auto-adensável.

Preenche-se o compartimento vertical do aparato com o concreto. Após completamente preenchido, abre-se uma portinhola, que dá acesso à parte horizontal do equipamento. Neste acesso, estão dispostas 3 barras de aço, simulando a presença de armadura. O concreto, através da ação do seu peso próprio, desliza e preenche a parte horizontal. Após o término do escoamento mede-se uma altura H1 numa próxima a porta de contenção e outra altura H2, na parte final do compartimento horizontal.

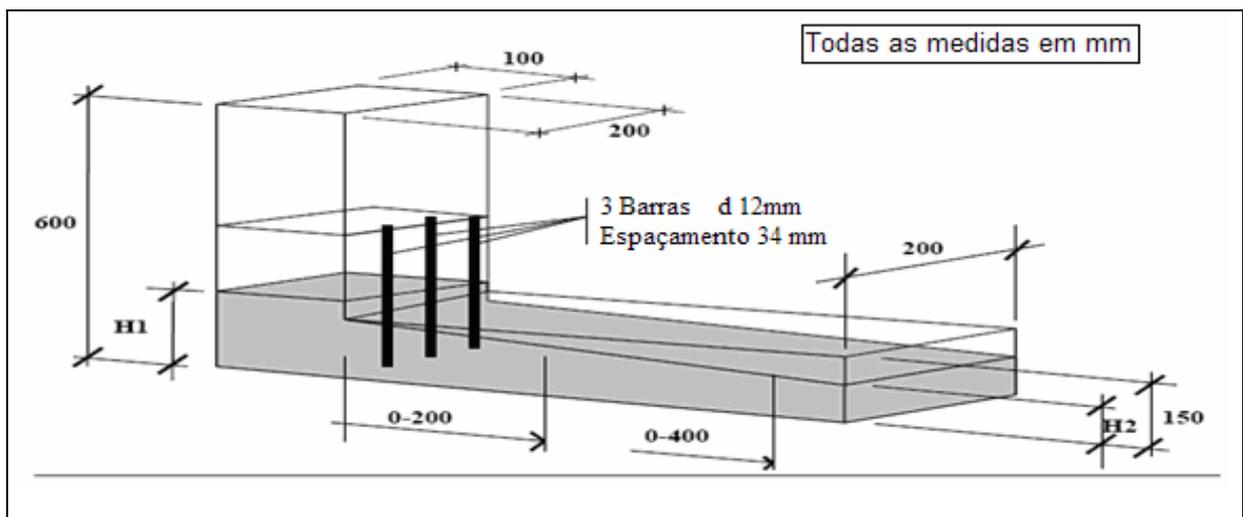


FIGURA 5 - Ensaio de espalhamento (BRITE EURAM GUIDELINES, 2000)

Com essas alturas, calcula-se a razão $H2/H1$, que a literatura chama de razão de bloqueio. Esta relação indica a facilidade, ou não, do concreto escoar e contornar as barras de aço. O concreto não apresenta condições adequadas de preenchimento quando o resultado da razão das alturas é menor que 0,8 e quando, após o ensaio, existam marcas que indiquem o posicionamento da armadura.

GOMES (2001) indica outra forma de aferição para este ensaio é a medição do tempo que o concreto demora a percorrer os primeiros 20 cm e os 40 cm, no compartimento horizontal do equipamento. São tomados como tempos limites

adequados 1 segundo para o primeiro ponto de observação e 2 segundos para o segundo.

Uma avaliação visual do concreto, após a realização deste ensaio revela diversas informações. O acúmulo de agregado graúdo junto às barras indica que o concreto analisado não possui coesão adequada para contornar os obstáculos de forma homogênea.

2.5.1.4 – Ensaio da Caixa U

Este ensaio é outra forma para se avaliar a capacidade de preenchimento de um concreto auto-adensável. Também mede a capacidade de adensamento através do peso próprio. O aparelho (figura 6) é composto por um duto em forma de U, com uma porta deslizante que separa os dois dutos verticais. Preenche-se um dos dutos com concreto e em seguida, abre-se a porta. O concreto, por ação do seu peso próprio, escoar e preenche o outro duto. Determina-se a altura de preenchimento de cada um dos dutos. A diferença dessas alturas é chamada de altura de preenchimento.

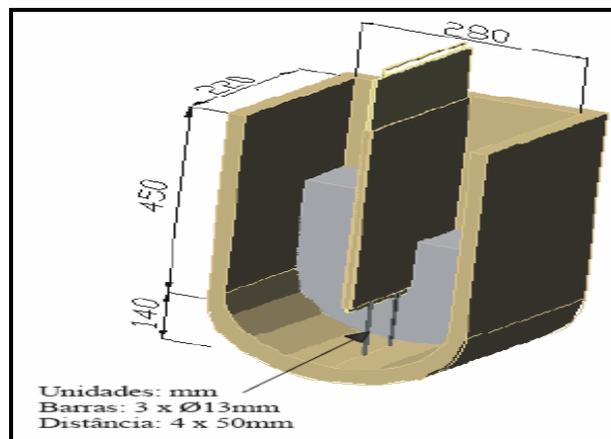


FIGURA 6 - Ensaio Caixa U (REPETTE,2005)

Segundo REPETTE (2005), o CAA é considerado adequado quando a diferença de altura entre os dois compartimentos é de até 30 mm.

Pode-se medir o tempo que o concreto demora a se estabilizar dentro do equipamento. Na literatura, indica-se o período de 5 a 10 segundos como tempo adequado (COPPOLA, 2001). Também se pode avaliar a segregação da mistura.

Concretos muito fluídos e pouca resistência à segregação reduz sua auto-compacidade (SHINDOH e MATSUOKA, 2003).

Este método foi desenvolvido no Japão e ganhou notoriedade por ser utilizada no método de dosagem desenvolvido por Okamura.

2.5.1.5 – Orimet

O ensaio do Orimet é um ensaio empregado para medir a facilidade da fluidez do concreto auto-adensável e também pode avaliar a viscosidade. Consiste em um tubo vertical com a parte inferior em formato cônico, segundo a figura 7.

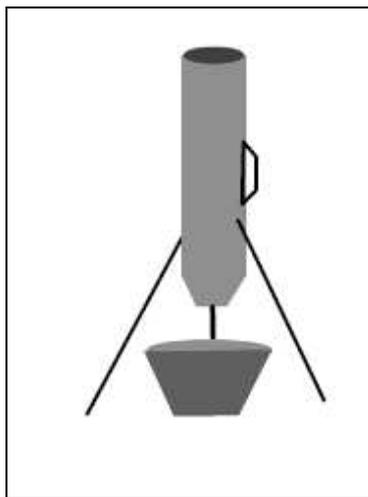


FIGURA 7- Orimet (KRAUSS, 2006)

É um ensaio de fácil execução e simula o movimento do concreto quando este é bombeado. Mede-se o tempo gasto para o tubo cheio de concreto esvaziar por completo.

Apesar de não ser muito freqüente seu emprego na literatura, a vantagem deste ensaio é o fluxo uniforme de concreto promovido durante todo o tempo, diferentemente do funil V. Desta maneira as propriedades reológicas da mistura podem ser melhores avaliadas (NIELSSON e WALLEVIK, 2003).

2.5.1.6 – Anel japonês (J-Ring)

Este ensaio avalia a resistência ao bloqueio. Consiste no ensaio de espalhamento ou no orimet com um anel de seção transversal de 300 mm de diâmetro, com barras verticais espaçadas de acordo com o desempenho desejado para o concreto (figura 8).

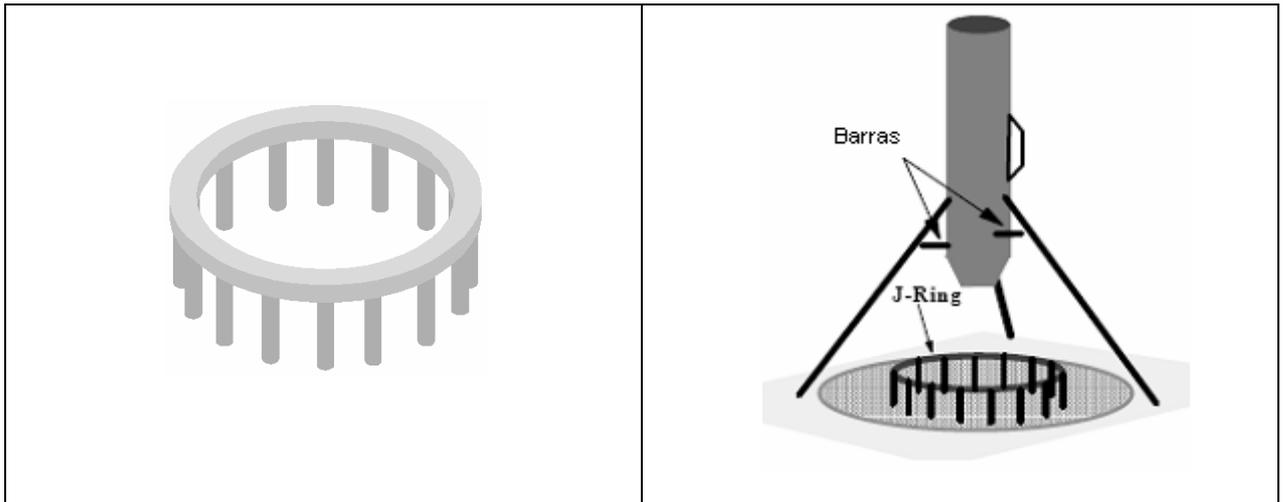


FIGURA 8 – Anel japonês (j-ring) e Orimet em conjunto com anel japonês (KRAUS,2006)

Após o escoamento do CAA pelo cone de Abrams ou pelo Orimet, o concreto atravessa as barras do anel. Depois de findado o fluxo, avalia-se a diferença de altura entre a parcela da mistura que permaneceu no interior do anel e da parte que atravessou as barras. Uma análise visual das condições do concreto também pode dar um parecer a respeito da segregação e da exsudação.

2.5.1.5 – Avaliação da segregação e da exsudação

Segundo METHA e MONTEIRO (1994) a segregação consiste na separação dos componentes do concreto, no estado fresco, tornando a mistura sem uniformidade. Já a exsudação é um tipo de segregação cuja manifestação é a ascensão de água para a superfície da peça concretada, após o lançamento e adensamento do concreto e antes do início da pega.

Essa separação de fases ocorre porque os agregados miúdos e os materiais finos não têm capacidade de reter toda a água dispersa da mistura e não conseguem formar uma espécie de rede que suporta o peso das partículas mais pesadas, que

tendem a segregar sob ação da força da gravidade (METHA e MONTEIRO, 1994; NEVILLE, 1997).

A segregação se dá devido a uma combinação de coesão insuficiente, agregados graúdos com massa específica alta ou baixa, quantidade de finos insuficientes, além de condições inadequadas de lançamento e adensamento. Pode-se reduzi-la com a adição de materiais finos ou aditivos promotores de viscosidade na argamassa (AITCIN, 2000). Tempos e distância de transporte muito longo, grande altura de lançamento, obstáculos favorecem a ocorrência de segregação.

A avaliação da segregação no estado fresco consiste em contabilizar a quantidade de agregado graúdo de uma seção após o concreto ter permanecido em repouso por algum tempo. Essa determinação dos agregados é adquirida pela lavagem e peneiramento de porções da mistura. Na literatura estudada, não existe um consenso em relação a diversos fatores que influenciariam no resultado como, por exemplo, volume de amostra lavada, tempo de repouso, forma de coleta, posição de extração do material entre outras.

REPETTE (2005) cita uma adaptação do funil V para a verificação da segregação de um concreto auto-adensável. Preenche-se o aparato com concreto e verifica-se o tempo de escoamento. A seguir preenche-se, novamente, e aguarda 5 minutos e determina-se o tempo de escoamento. Caso não existir coesão na mistura, os agregados segregarão e obstruirão a entrada, aumentando o tempo de escoamento. Pelos critérios da EFNARC (2005), quando a diferença dos tempos obtidos for menor que 3 segundos, o concreto analisado tem boa resistência à segregação.

Outro processo de avaliação da segregação é um método descrito no BRITISH STANDARD BS 1881 (2000) é o GTM. Esse ensaio consiste em colocar um volume de 10 litros de concreto em um recipiente e deixá-lo em repouso por 15 minutos. A seguir derrame 5 kg dessa mistura no centro de uma peneira com malha de 5 mm e um fundo. O material deverá ficar em repouso por mais dois minutos e o material que passou a peneira e que ficará depositado no fundo deverá ser pesado. O teor de segregação é dado pela relação entre o peso do material que ficou no fundo e a quantidade de material despejada na peneira. Teores que variam de 0 a 15% são considerados satisfatórios.

Também se pode medir a segregação através de um equipamento proposto por KHAYAT (1999) que é um cilindro com paredes internas lisas, com uma altura de 80 cm e 20 cm de diâmetro (figura 9). Preenche-se com concreto auto-adensável, até uma altura de 70 cm. Na superfície da mistura, coloca-se uma placa leve e com o auxílio de um extensômetro, que através da leitura do deslocamento da placa, decorrente da acomodação das partículas e da exsudação da água, mede a segregação da mistura.

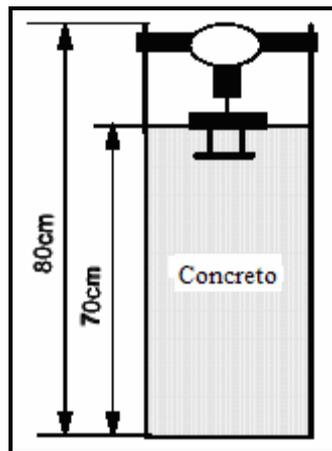


FIGURA 9 – Medida da sedimentação da superfície em amostra de concreto (KHAYAT, 1999)

Na caixa L, pode-se verificar a resistência de segregação de um concreto no deslocamento da mistura, decorrente do lançamento vertical ou horizontal. BUI (2002) elaborou um método que consiste na coleta de um mesmo volume de material de duas zonas diferentes da caixa L. Uma das regiões é após as barras do compartimento vertical e a outra, no final. Essas porções de concreto são lavadas e as partículas dos agregados maiores que 9,5 mm são pesados. Caso a diferença de massa seja menor que 10%, considera-se que o composto tem boa resistência à segregação.

BUI (2002) propõem outro método, que afere a resistência à segregação na direção vertical. Consiste em preencher um cone com concreto auto-adensável e deixar em repouso por 1 minuto. Deixar esse concreto escoar para um molde quadrado com dimensão de 10 cm x 10 cm x 10 cm. Após o início da pega, esses corpos de provas são seccionados na direção vertical em um dos eixos e um dos lados é novamente cortado em seis pedaços na direção horizontal. Lavam-se esses pedaços e pesam-se somente as partículas de diâmetro maiores que 9,5 mm e com o emprego da equação 2:

$$R_v = \sqrt{\left[\frac{\sum \left\{ \frac{(m_{gi} - m)}{m} * 100 \right\}^2}{6} \right]} \quad (\text{Eq. 2})$$

onde m_{gi} é a massa de agregados maiores de 9,5 mm de cada fração e m é a massa média total do agregado maior que 9,5 mm.

Para que o concreto possua uma resistência à segregação adequada, os valores de R_v devem ser menores que 10%.

No estado endurecido, pode-se verificar a segregação dos agregados graúdos visualmente após o rompimento ou corte vertical de corpos de prova (METHA e MONTEIRO,1994). Caso a distribuição dos agregados esteja constante, o concreto possui uma boa resistência à segregação. Entretanto esse método é sujeito a erros porque não existem índices ou formas de medida.

A ASTM C 232 fornece um método para a medida da taxa de exsudação. Consiste em colocar uma amostra de concreto num recipiente de 25 cm de diâmetro e 28 cm de altura e deixar em repouso. Nos primeiros 40 min, essa água é retirada de 10 em 10 minutos. Após esse tempo, retira-se a água em intervalos de 30 minutos. Determinamos a exsudação através da relação da água que se acumulou na superfície e da quantidade de água total existente na amostra.

2.5.1.6 – Critérios de avaliação das propriedades do concreto no estado fresco

Apesar de já ser empregado, o concreto auto-adensável ainda não possui normas específicas em nenhum país. As documentações existentes são manuais de instituições, associações e comitês que apresentam certos valores balizadores de ensaios que medem ou verificam as diversas características do concreto auto-adensáveis. É comum o emprego dos seguintes parâmetros (tabela 2) para a classificação e controle de qualidade do concreto auto-adensável.

TABELA 2 - Parâmetros de controle de qualidade do CAA (REPETTE,2005)

Propriedade Avaliada	Método de Ensaio	Valores Limites
Habilidade de Preenchimento	Espalhamento (Cone de Abrams)	Entre 600 mm e 800 mm
Habilidade de preenchimento e de passagem por restrições	Funil V	Entre 5 e 10 segundos
	Caixa L	H2/H1 entre 0,8 e 1,0
Resistência à Segregação	Espalhamento (cone de Abrams) e Caixa L	Observação Visual. Não pode haver separação dos materiais

A EFNARC (2005), também cita algumas outras propriedades necessárias para se aceitar o desempenho de uma mistura:

- Manter sua fluidez por pelo menos 90 minutos;
- Não segregar em uma inclinação de 3%, após seu lançamento, em um percurso horizontal;
- Ser bombeável por pelo menos 90 minutos e através de tubulações de 100 metros de comprimento;
- Ter resistência à compressão de 25 – 60 MPa com 28 dias de idade;
- Nas idades de 12 – 15 horas, possuir resistência entre 5 – 20 MPa;
- Ter retração e fissuração normais.

2.5.2 – Ensaios para a verificação de propriedades do concreto no estado endurecido

No estado endurecido serão verificadas as propriedades relativas ao módulo de elasticidade, resistência à compressão, resistência superficial e segregação. A seguir serão listados e resumidamente descritos.

2.5.2.1 – Ensaios não-destrutivos

Os ensaios não-destrutivos são aqueles que não provocam nenhum dano irreversível e não induz a nenhum tipo de perda de desempenho ao elemento

ensaiado. Podem ser executados em qualquer tipo de estrutura, independentes da idade.

O ACI 228 aconselha realizar novas verificações in-situ, quando os corpos de prova não apresentam a resistência desejada. Entretanto os ensaios não-destrutivos podem ser utilizados para outras finalidades como: avaliação da resistência para a desforma, retirada de escoramento, liberação do trânsito e da aplicação de cargas na estrutura, investigação por danos causados pelo fogo, em elementos expostos a situações de curas adversas, avaliação de edificações antigas, estimativa propriedades tais como resistência, módulo de elasticidade e massa específica, para determinar o posicionamento da armadura, localizar vazios, concentrações de umidades diferentes e fissuras, e a homogeneidade da estrutura.

Os ensaios mais empregados, na literatura consultada, foram: velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas, esclerometria, resistência à penetração de pinos, resistência ao arrancamento de pinos e maturidade.

Segundo REPETTE (1991), as técnicas desenvolvidas até o presente momento medem valores referentes a propriedades diferentes da resistência à compressão. Entretanto, através de correlações (comumente chamadas de curvas de correlação) estima-se um valor de resistência à compressão.

Encontra-se em diversas referências bibliográficas que não se devem adotar as curvas de calibração padrão fornecidas pelo fabricante para cada equipamento utilizado (ACI, ASTM, NBR). Manda o manual de boas práticas de execução desse tipo de ensaio construir-se curvas específicas para cada situação empregada, utilizando para isso o ensaio de compressão simples em corpos de prova moldados em laboratório ou extraídos das estruturas a serem analisadas.

2.5.2.1.1 – Ensaio de esclerometria

O ensaio de esclerometria é um método que vem sendo desenvolvido desde os anos 30, e baseia-se em resultados obtidos de distâncias de retorno de uma bola fixada em um pêndulo. Nos dias de hoje, é utilizado para a realização deste ensaio o esclerômetro suíço (Schmidt Hammer, figura 10), que consiste em um aparato que

possui uma haste metálica que é impulsionada por um sistema de mola. Parte da energia cinética desta haste é absorvida no atrito entre as peças do equipamento, o restante na interação entre a barra de percussão e o concreto. A energia que é absorvida está relacionada à resistência e à rigidez do concreto (ACI 228, 1989).

A distância de retorno da barra de percussão, após a incidência na superfície do elemento analisado, é registrada num visor de leituras em barra e quantificada numa medida que é denominada Índice Esclerométrico.

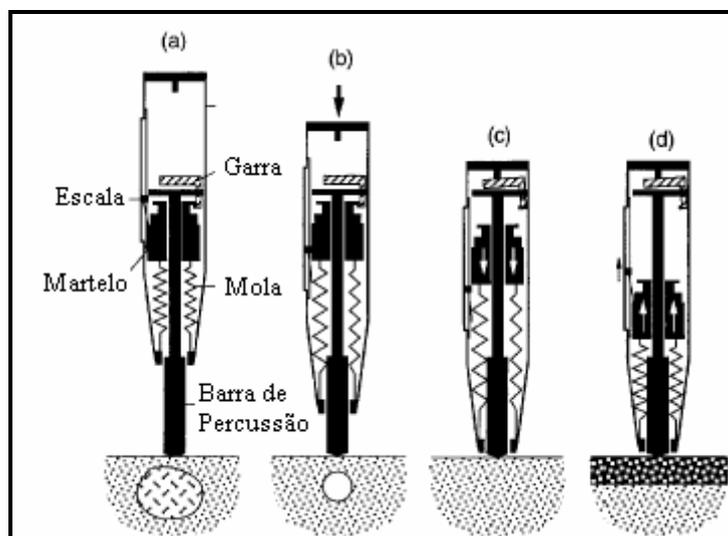


FIGURA 10 – Esquema de ensaio de esclerometria (ACI 228, 1988)

Segundo a NBR 7584 (1995) – Concreto Endurecido: Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão, para a realização do ensaio, seleciona-se uma área de ensaio de 9 x 9 cm a 20 x 20 cm, executando 9 ou 16 impactos. Essas superfícies devem estar secas ao ar e limpas, ser livre de rugosidades, umidade ou carbonatação.

Após executar a quantidade de golpes referentes à área selecionada, calcula-se a média e descartam-se os valores espúrios diferentes de 10% (para mais ou menos) e recalcula-se a média. Com a média do valor do índice esclerométrico, estima-se a resistência do concreto utilizando a curva de correlação anteriormente determinada.

Segundo a ASTM C 805, não se deve comparar resultados (índices esclerométricos) de materiais (componentes, teores de argamassa ou traços diferentes), de procedimentos ou de equipamentos diferentes. Também afirma que

concretos de diferentes traços podem possuir resistências iguais, entretanto índices esclerométricos diferentes.

Os principais fatores que influenciam os resultados do ensaio de esclerometria são (ASTM C 805; NBR 7584,1995; ACI 228, 1989; MALHOTRA, 1991):

- Tipo de agregado;
- Tipo de acabamento da superfície;
- Proporcionamento do concreto;
- Inclinação do esclerômetro;
- Carbonatação da superfície;
- Idade;
- Umidade;
- Tipo de cimento.

2.5.2.1.2 – Ensaio de propagação de pulsos ultra-sônicos

O ensaio de propagação de pulsos ultra-sônicos consiste na relação da resistência à compressão de um concreto com a velocidade com que pulsos ultra-sônicos, de uma determinada frequência, emitida por um aparelho PUNDIT, atravessam a massa de concreto (REPETTE, 1991; BUNGEY, 1989; NEVILLE, 1997). São utilizadas frequências de onda que variam de 20 kHz a 150 khz. A mais utilizada é a de 50 kHz.

O método baseia-se no fato de que a velocidade de propagação das ondas é influenciada pela qualidade do concreto. O ensaio consiste na medição, por meio eletrônico, do tempo de propagação de pulsos ultra-sônicos através do concreto, entre o emissor e o receptor. O comprimento percorrido entre os transdutores (figura 11) dividido pelo tempo de propagação resulta na velocidade média de propagação da onda.



FIGURA 11 – Aparelho PUNDIT e transdutores.

É sabido que a velocidade de trânsito depende das propriedades elásticas (módulo de elasticidade), massa específica, e da densidade dos materiais, e também da presença de armadura, de vazios e de fissuras que compõem o composto cimentício.

Dependendo do elemento a ser ensaiado, muitas vezes não existe a possibilidade de medir o tempo de propagação do pulso entre faces opostas. Nestes casos mede-se essa informação de faces não paralelas. Conforme o posicionamento do emissor e do receptor, classificamos a medida de três maneiras: direto, indireto e semi-direto. Essas posições são ilustradas na figura 12.

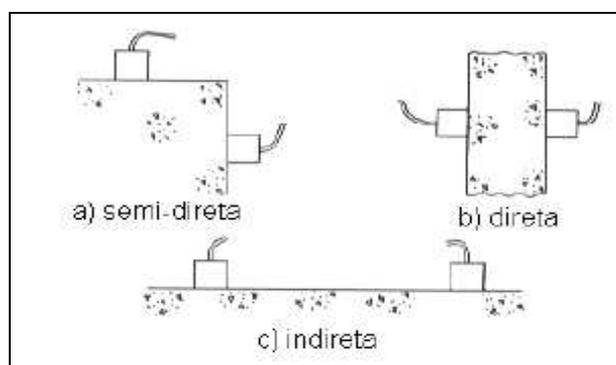


FIGURA 12 - Modos de transmissão no ensaio de ultra-som (BUNGEY,1989)

YAMAN (2001) realizou uma pesquisa de comparação entre medidas tomadas de forma direta e indireta e determinou, estatisticamente, que não existem diferenças significativas entre os valores determinados nos diferentes posicionamentos. Entretanto BUNGEY (1989) afirma que as medições através das formas semi-diretas e indiretas aumentam a variabilidade dos resultados.

Segundo MALHOTRA e CARINO (1991) para uma dada composição de concreto, quando a resistência à compressão aumenta, há um incremento da velocidade de propagação. Entretanto essa evolução não segue uma proporção fixa ao longo da evolução da resistência.

A presença das armaduras também influencia no deslocamento das ondas ultrassônicas (ACI 228.1R-89). A onda penetra pelo concreto numa velocidade, ao encontrar as barras de aço, aumenta a velocidade de deslocamento, e novamente retorna para o concreto. Como a velocidade de deslocamento dos dois materiais é diferente, a leitura é alterada. Quanto mais próximo da barra a leitura é executada, maior é a velocidade de propagação. A velocidade de deslocamento dos pulsos é cerca de 40% mais elevada que no concreto (DORNELLES, PINTO e PADARATZ,2004).

Outros fatores que influenciam na velocidade de propagação da onda ultrassônica são fissuras, tipo de agregado, relação água / cimento, idade do concreto, dimensão dos agregados, cura e vazios.

De acordo com documentos técnicos, como o ACI-364, 1993, e a NBR-8802/85, a superfície do concreto deve ser lisa para garantir o perfeito acoplamento dos transdutores ao mesmo. Também, se devem evitar as superfícies que receberam acabamento, pois o concreto nesta superfície pode não ser representativo daquele do restante da peça.

Este método é utilizado para se monitorar a uniformidade de um elemento estrutural, a presença de fissuras e vazios, investigar danos provocados pelo fogo, congelamento e agentes químicos. Também pode ser empregado para determinar o módulo de elasticidade dinâmico de um concreto, através da equação (Eq. 3) proposta pelo BS 181: Part 2003 (1986) descrita abaixo:

$$E_d = \rho \cdot V^2 \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \quad (\text{Eq. 3})$$

onde :

E_d – módulo de elasticidade dinâmico (MPa);

ρ - densidade do corpo de prova (kg/m^3)

V – velocidade de pulso (km/s)

ν - coeficiente de Poisson (0,2) (METHA e MONTEIRO, 1994).

2.5.2.1.3 – Ensaio de resistência à penetração de pinos

Desenvolvido nos Estados Unidos nos anos 60, o ensaio de resistência à penetração de pinos também é conhecido por Windsor teste. Ele baseia-se na medição da profundidade que um pino de aço, com largura e comprimentos característicos, consegue penetrar em um composto cimentício após ser ejetado de uma pistola que dispara uma carga de pólvora. O pino penetra no concreto até que sua energia cinética inicial seja totalmente absorvida pelo concreto. Parte da energia é absorvida pela fricção entre o pino e o concreto, e outra parte na fratura do concreto (ACI 228, 1989). O valor da parcela do comprimento do pino que penetrou no concreto é relacionado com a resistência à compressão.

Com a profundidade da penetração dos pinos e a resistência dos corpos de prova submetidos à compressão simples, determina-se uma curva de correlação. Com essa relação, pode-se estimar a resistência do concreto com os resultados obtidos em campo.

Os resultados são apresentados pela média dos disparos efetuados no ensaio. Estabelece-se uma margem de tolerância de 20 a 25% de erro em relação à média, retiram-se os valores espúrios e se refaz a média. Resultados com menos de 3 dados devem ser descartados. Devido sua grande variabilidade, aconselha-se utilizar cinco a 10 disparos. Vale lembrar que quanto maior o número de dados, maior será a precisão dos resultados determinados.

No Brasil faz-se uma adaptação do método, utilizando-se pistola e pinos da marca WALSYWA. Este método foi inicialmente usado por Vieira (1978).

Apesar do ensaio de resistência à penetração de pinos avaliar a dureza do concreto ele se diferencia do ensaio de esclerometria porque graças a grande energia

que o pino é lançado, a espessura de concreto a ser avaliada fica entre 25 e 75 mm (BUNGEY,1989; SWANY e AL-HAMED,1984 apud REPETTE, 1991).

Além de estimar a resistência à compressão do concreto, este ensaio pode ser utilizado para avaliar a uniformidade do concreto em um elemento estrutural de uma edificação e estimar a resistência para a execução da desfôrma ou liberação de lajes ou pisos para trânsito ou carga.

São fatores que influenciam nos resultados deste ensaio (ASTM C803, 1990):

- Tipo de cura;
- Tipo e tamanho do agregado;
- Nível de resistência do concreto;

Alguns cuidados na execução deste ensaio são requeridos. A ASTM C 803 ressalta que a diferença dos tamanhos dos pinos e de cargas de pólvora influência na resistência estimada. Os disparos devem estar distantes 15 cm entre si e das bordas dos elementos ensaiados.

Resultados obtidos de pinos não completamente fixos não devem ser considerados.

2.5.2.1.4 – Ensaio de arrancamento

O ensaio de Pull Out ou de arrancamento (figura 13) consiste na extração de um pino de cabeça alargada que é inserido no concreto no estado fresco. A tração exigida para se retirar a peça é fornecida por um macaco hidráulico, que reage contra um anel de reação concêntrico ao pino. Além do pino, também é retirado um pedaço de concreto (tronco de cone), danificando superficialmente o elemento estrutural. A inserção do pino pode acontecer no concreto tanto no estado fresco como no estado endurecido (PETERSEN (1997); REPETTE (1991)).

A resistência de arrancamento é calculada pela relação entre a força de arrancamento e a área ideal do tronco de cone que foi extraído. A resistência à compressão do concreto pode ser estimada com a minoração da resistência de

arrancamento com coeficientes de correlação, que variam na faixa de 0,91 a 0,99, utilizando-se 0,96 da maioria das vezes. Também pode ser determinada uma curva de correlação entre as cargas de arrancamento e a resistência à compressão de corpos de prova testemunhos ou moldados durante a concretagem (PETERSEN, 1997).

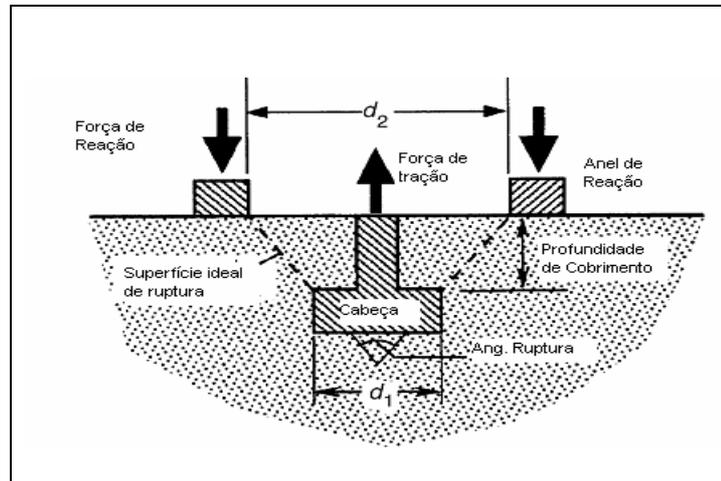


FIGURA 13 – Representação do ensaio de resistência a arrancamento de pinos (ACI 228.1R-03)

Já para os ensaios chamados de CAPO test é executado um furo de 18 mm de diâmetro na estrutura já finalizada. Através de uma ferramenta especial, o orifício é alargado na profundidade de 25mm para um diâmetro de 25 mm.

Após esse aumento, insere-se um anel expansível e expandindo dentro do mesmo. A seguir retira-se o dispositivo e realiza-se o ensaio de arrancamento. Esse ensaio avalia a resistência utilizando os mesmos princípios que o PULL OUT test, entretanto seus resultados apresentam uma maior dispersão. (PETERSEN (1997); REPETTE (1991); ACI 228.1R-03).

Pode-se utilizar peças coladas com resina epóxi e após o tempo de secagem, arrancadas. Não se aconselha este tipo de derivação do ensaio de arrancamento porque muitas vezes o resultado obtido é referente à resistência de adesão peça metálica/ resina epóxi e não do concreto.

2.5.2.2 – Extração de testemunhos

Outra forma de se avaliar a resistência de estruturas de concretas já prontas é a extração de testemunho. Este método consiste na extração de corpos de prova cilíndricos com o auxílio de broca rotativa ou oscilante, refrigerada à água e sem o uso de percussão, sempre que possível, na direção ortogonal ao lançamento do concreto.

O diâmetro aconselhável é de 15 cm, mas outras medidas podem ser utilizadas, tomando apenas o cuidado para que o diâmetro não seja menor a 3 vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo (NBR 7680/83). A ASTM C42 estipula que o diâmetro mínimo seja 8,5 cm. A relação altura e diâmetro (h/d) proposta é 2, entretanto caso não for possível atender essa condição, aplica-se um fator de correção, demonstrados na tabela 3. A ASTM C42 aconselha que essa relação fique na faixa de 1,5 a 2.

TABELA 3 – Correção relativa à relação h/d (NBR 7680/83)

Relação h/d	Fator de correção
2,00	1,00
1,75	0,97
1,50	0,93
1,25	0,89
1,00	0,83
0,75	0,70
0,50	0,50

A NBR 7680/83 recomenda que a amostra a ser analisada deve ser composta no mínimo de 6 testemunhos. Já a ASTM C42 aponta o mínimo 3 testemunhos por área a ser avaliada, isentos da presença de qualquer armadura. Os testemunhos devem ter seus topos retificados. Capeamentos são permitidos com espessura máxima de 3 mm.

Não se devem extrair testemunhos do topo de pilares, pois estes apresentam diferença na faixa de 10 a 20% menos resistentes do que os testemunhos de posições intermediárias do mesmo elemento (ASTM C42). A NBR 7680/83 aconselha a extração em seções 50 cm abaixo do topo do componente estrutural. Quando isto não é

possível, os resultados podem ser elevados em 10%, mas esse incremento deve ser relatado em laudo escrito.

Corpos estranhos ao concreto não devem estar presentes nos testemunhos, inclusive armaduras. Entretanto é aceitável a presença de barras de aço, se estas estiverem na direção ortogonal ao eixo do testemunho e a área da sessão não ultrapasse 4% da área da seção transversal do testemunho.

Aconselha-se extrair testemunhos com idade superior a 7 dias (ASTM C42) ou com resistência a compressão maior que 5 MPa (NBR 7680/83).

A extração deve ser feita, considerando a distância mínima de um diâmetro do testemunho. Os testemunhos devem ser armazenados a 23° C, com umidade relativa acima de 50% por no mínimo 48h antes da ruptura.

2.5.2.3 – Repetibilidade dos resultados nos ensaios não-destrutivos

O desvio padrão ou o coeficiente de variação dos valores obtidos durante a realização dos ensaios não-destrutivos representam a repetibilidade dos resultados de um determinado ensaio, realizado sempre nas mesmas condições: material, equipamento, operador, direção da medição, condições de temperatura e de umidade (ACI 228.1R; REPETTE (1991), Evangelista (2002)). REPETTE (1991) também chama o desvio padrão ou o coeficiente de variação, determinados sob as condições acima, de variabilidade interna do método de ensaio.

Nas tabelas 4 e 5, estão representados alguns valores que expressam essas variabilidades internas típicas dos ensaios não-destrutivos. Nota-se que o ensaio de propagação de ondas ultra-sônicas apresenta os menores coeficientes de variação interna típica em relação a todos os outros ensaios de inspeção do concreto. Também se devem interpretar todos os resultados com cautela, pois o coeficiente de variação é baixo porque o ensaio é pouco sensível.

TABELA 4 – Valores típicos das grandezas que representam a variabilidade interna dos ensaios (APUD REPETTE (1991) E EVANGELISTA (2002))

Fonte Bibliográfica	Pesquisador	Desvio Padrão Interno Típico	Coefficiente de Variação Interno Típico
a) TESTEMUNHOS EXTRAÍDOS ($0 \geq 100$ mm)		(MPa)	(%)
BELLANDER	BELLANDER	–	6
BLOEM	BLOEM	–	6
BUNGEY	BUNGEY	–	6
YUN	YUN	–	4
BS 6089	–	–	5
ACI 228. 1R	–	–	5
b) ENSAIO ESCLEROMÉTRICO		(IE)	(%)
ALBA	MOMMENS	3,0	10,0
BUNGEY	BUNGEY	–	18,0
BELLANDER	BELLANDER	–	3,1
YUN	YUN	–	10,0
ASTM C-805	–	2,5	–
BS 1881 PARTE 202	–	–	10,0
ACI 228. 1R	–	–	10,0
c) WINDSOR TESTE		(mm)	(%)
BUNGEY	BUNGEY	–	10,0
YUN	YUN	–	14,0
SWAMY e AL-MAMED	SWAMY e AL-MAMED	–	4,0
ACI 228. 1R	KEILLER	–	7,8
ACI 228. 1R	CARRETE e MALHOTRA	–	5,4
ACI 228. 1R	–	–	5,0
TURKSTRA	TURKSTRA	–	10,0
d) CAPO-TEST		(KN)	(%)
YUN	YUN	–	20,0
KRENCHER e PETERSEN	KRENCHER e PETERSEN	–	7,2
KRENCHER e BICKLEY	KRENCHER e BICKLEY	–	7,9
ACI 228. 1R	CARRETE e MALHOTRA	–	5,3
ACI 228. 1R	BICKLEY	–	4,1
ACI 228. 1R	KEILLER	–	14,8
ACI 228. 1R	–	–	8,0
e) PULL-OUT		(KN)	(%)
EVANGELISTA	LONG e MURRAY	–	8 - 20%
f) ULTRA-SOM		(Km/s)	(%)
BELLANDER	BELLANDER	–	1,8
YUN	YUN	–	0,7
ASTM C-597	–	–	2,0
ACI 228. 1R	BOCCA	–	0,7
ACI 228. 1R	KEILLER	–	1,1
ACI 228. 1R	–	–	2,0
EVANGELISTA	MALHOTRA	–	2,0
ACI 228. 1R	–	–	10,0

2.5.2.4 – Ensaio de compressão simples

O ensaio de compressão simples é o ensaio confiável e mais utilizado para a avaliação das resistências do concreto. É descrito pela NBR 5739/1993. Consiste em submeter um corpo-de-prova cilíndrico de dimensões D x H (sendo que a altura deve ser 2 vezes o diâmetro) a uma força de compressão, exercida a uma velocidade adequada e constante. Essa força de compressão é exercida por uma máquina, denominada prensa, equipada com dois pratos de aço, que possuem dimensões de no mínimo 4% maiores que o diâmetro do corpo de prova.

Os topos dos corpos-de-prova devem estar submetidos a um tratamento de retificação que pode ser ou uso de fresa ou de capeamento (normalmente com enxofre), a fim de eliminar qualquer irregularidade da superfície, evitando que ocorra a incidência de esforço não uniforme por toda a extensão das faces superior e inferior.

A resistência será a razão entre a força aplicada no corpo de prova no momento de sua ruptura pela área da base do cilindro. Esse resultado é expresso em MPa.

Segundo METHA e MONTEIRO (1994), são fatores que afetam a resistência à compressão de um concreto a porosidade, as propriedades e quantidades dos materiais que compõem a mistura (relação água/cimento, relação agregado/cimento), o grau de adensamento, as condições de cura, o teor de ar incorporado, idade, elemento estrutural e posição do concreto no elemento.

2.5.2.5 – Ensaio de módulo de elasticidade

O ensaio para a determinação do módulo de elasticidade é descrito na norma NBR 8522. Esse procedimento exige, primeiramente, a determinação da resistência à compressão. Essa resistência pode ser obtida pelo ensaio de compressão de 3 corpos de prova, utilizando uma prensa que cumpra os requisitos postulados na NBR 5739, com os mesmos materiais e as mesmas dimensões, do material que será submetido para se determinar o módulo.

Fixa-se no corpo-de-prova, um aparato que contém dois medidores de deformação (extensômetros), equidistantes dos extremos do corpo-de-prova e

localizadas em geratrizes eqüidistantes no perímetro do corpo-de-prova. Eles farão a medição da deformação longitudinal do molde.

Esse aparato é ligado a um amplificador, que possui botões que servem para ajustar (zerar) as leituras dos medidores de deformação. Essas leituras serão transmitidas para um computador que possui um software já previamente configurado para registrar os dados que serão obtidos através deste ensaio.

A amostra do concreto é colocada na prensa, e realiza-se o ensaio de compressão, aplicando um carregamento, aumentando a deformação específica a uma velocidade constante de $0,25 \pm 0,05$ MPa/s. O ensaio é finalizado quando se atinge uma carga de valor aproximadamente igual a 40% da carga de ruptura do concreto. Para isso deve-se conhecer previamente a carga de ruptura, se necessário com ensaios de ruptura de corpos-de-prova de concretos iguais, antes da realização do ensaio de módulo de elasticidade.

Para a determinação do módulo de elasticidade utiliza-se o método do módulo de elasticidade secante. Consiste na inclinação da reta secante a curva tensão x deformação, que tem pontos correspondentes a carga de 0,5 MPa e 30% da tensão de ruptura.

2.6 – Outras ferramentas aplicadas

Neste trabalho foram empregadas duas ferramentas pouco utilizadas na análise dos dados e obtenção de resultados. Para a análise da uniformidade da resistência, foi feito uso da Krigagem, uma ferramenta estatística que emprega uma interpolação entre dados conhecidos para estimar um valor desconhecido, e representa as variações de valores através de curvas. A outra ferramenta foi a análise de imagens. Através de fotografias pode-se medir algum detalhe presente na imagem através de um software específico.

Nesta seção, serão abordados os conhecimentos básicos a respeito destas duas ferramentas.

2.6.1 – Krigagem

A Krigagem é um conjunto de técnicas de regressão linear para minimizar uma variância de uma estimativa a partir de um modelo de covariância, que foi definido por DEUTSCH e JOURNAL (1998). Estima um valor de um atributo de uma posição u , que não se tem um valor conhecido, tomando como base um conjunto de amostras vizinhas ($z(u_a)$, $a = 1, \dots, n$).

Este é um método de interpolação, que procura minimizar o erro da estimação. CARVALHO e VIEIRA (2000) afirmam que o erro é praticamente zero. Emprega-se normalmente para estimar o valor de uma variável em locais não amostrados, a partir de valores locais conhecidos.

Existem diversos tipos de krigagem, como por exemplo, simples, ordinária, universal, por indicação, disjunta e cokrigagem. Entretanto será utilizado apenas a krigagem ordinária, que é definida pela equação 4 abaixo.

$$z_0^*(u) = \sum_{\alpha=0}^n w_{0\alpha}(u) \cdot z(u) \quad (\text{Eq. 4})$$

onde

$z_0^*(u)$ - estimativa do valor na posição u ;

$w_{0\alpha}$ - ponderadores;

$z(u)$ - variável na posição u .

Na figura 14, abaixo, está representado um exemplo de Krigagem.

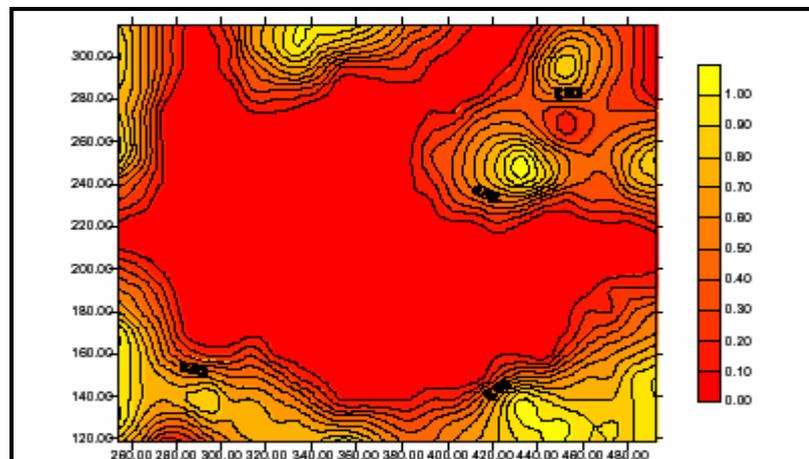


FIGURA 14 – Exemplo de krigagem (LANDIM E STURARO,2000)

2.6.2 – Análise de imagens digitais

Segundo FAZANO (2005) a análise de imagens consiste na quantificação e medição de algum detalhe de uma imagem. Devido à dificuldade para se realizar essas medições manualmente, empregaram-se computadores com softwares específicos, chamados analisadores de imagem automáticos.

Os primeiros programas só armazenavam e analisavam imagens em preto e branco. Com o passar do tempo, com o desenvolvimento computacional, foi possível digitalizar uma imagem por completo, em unidades individuais de imagens, chamadas de pixel (picture element). Cada pixel possui uma informação de luminosidade, que é refletida em um ponto espacial representado digitalmente.

Através de uma imagem e uma distância real o software é capaz de determinar o tamanho de cada pixel da foto, e com isso podem-se determinar as dimensões, áreas de qualquer região ou elemento contido na imagem (FERNANDES, 2004).

3 - Materiais e métodos

Com o objetivo de avaliar a uniformidade de resistência ao longo de pilares e vigas de concreto auto-adensável através de ensaios destrutivos e não-destrutivos, e apontar as possíveis causas para essa variação, foi desenvolvido um programa experimental que será detalhado na seqüência.

Para realizar um mapeamento da uniformidade de resistência dos elementos estruturais estudados, foram empregados diversos ensaios não-destrutivos e destrutivos, como esclerometria, velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas, resistência à penetração de pinos e ensaio à compressão de testemunhos. Estava previsto o emprego do ensaio de arrancamento de pinos, entretanto este ensaio não pode ser executado da maneira adequada, pois o material dos pinos não era resistente o suficiente para suportar a carga necessária para ocorrer a ruptura do concreto.

Para comparar os resultados, foram empregados dois traços de concreto auto-adensável, um menos fluído e outro mais fluído, e um traço de concreto convencional vibrado, com resistências à compressão semelhantes. Também foram avaliadas a incorporação de ar e a segregação para apontar as causas das diferenças de resistência e uniformidade.

Assim, a primeira etapa do programa experimental constitui em 4 partes:

- Caracterização dos materiais que foram empregados na confecção dos concretos estudados;
- Estudo (procedimentos de mistura e parâmetros) em argamassa;
- Estudo em concreto a partir da argamassa selecionada no estudo anterior;
- Produção de concreto piloto na indústria de pré-moldados (BPM Pré-Moldados).

A segunda etapa constitui-se na moldagem dos pilares e vigas a serem estudadas, segmentações dos elementos estudados em partes menores para facilitar o transporte, cura e transporte. Na terceira fase foram executados os ensaios não-destrutivos, a extração dos testemunhos de concreto, o ensaio de módulo de elasticidade e o rompimento dos testemunhos.

Paralelamente, foi realizado um estudo teórico e experimental para determinar as possíveis causas da variação da resistência ao longo do elemento. Foram estimadas as incorporações de ar e a segregação da mistura através da massa específica no estado seco e da análise digital de imagens, respectivamente.

Com base nos dados do programa experimental, foi avaliado o comportamento da evolução da resistência à compressão e o módulo de elasticidade estático ao longo de pilares e vigas de concreto auto-adensável, quantificação da variação dessa resistência e a influência direta dos fenômenos de segregação e incorporação de ar.

A seguir serão descritos os materiais empregados e cada etapa realizada.

3.1 - Materiais empregados

3.1.1 - Cimento

Foi utilizado para a produção dos concretos o cimento de alta resistência inicial resistente à sulfatos (CPV-ARI RS), da marca Itambé, devido à necessidade de fazer a desforma dos elementos com cerca de 10 horas de cura, além de ser o tipo de cimento mais consumido em indústrias de elementos estruturais pré-moldadas.

Sua massa específica é de 3,00 g/cm³ e suas características, determinadas pelos ensaios específicos, estão expressas na tabela 5, obtida junto à fornecedora de cimento.

TABELA 5 - Laudo cimento (Outubro de 2006 – informe Itambé)

Químicos		Média	Sd	Físicos		Média	Sd
Al ₂ O ₃	6,15 – 6,31%	6,23	0,06	Exp. Quente (mm)	0,50 – 0,50	0,50	0
SiO ₂	22,27 – 22,70 %	22,48	0,12	Tempo de Pega (h:min)			
Fe ₂ O ₃	3,17 – 3,20 %	3,19	0,01	Início (h:min)	2:05 – 2:20	2:13	0:05
CaO	54,13 – 55,53 %	54,72	0,46	Final (h:min)	3:00 – 3:00	3:00	0
MgO	4,36 – 4,88 %	4,56	0,18	Cons. Normal (%)	29,2 – 29,9	29,5	0,20
SO ₃	2,95 – 3,10 %	3,04	0,05	Blaine (cm ² /g)	4.860–4.980	4.910	49,35
P.Fogo	3,37 – 4,00 %	3,76	0,18	# 200 (%)	0,10 – 0,20	0,19	0,03
CaO L	1,18 – 1,54 %	1,37	0,13	# 325 (%)	1,10 – 1,40	1,22	0,12
R. Ins	11,20 – 12,24 %	11,77	0,40	Resistência à Compressão			
Eq. Alc	0,81 – 0,84 %	0,83	0,01	1 dia	23,7 - 24,9	24,00	0,4
				03 dias	34,5 – 35,4	34,90	0,3
				07 dias	39,8 – 42,0	40,70	0,9
				28 dias	48,2 – 49,5	48,90	0,5

3.1.2 – Agregados miúdos

Para se alcançar uma mistura com coesão e viscosidade adequada, foi utilizada uma mescla de dois tipos de areias: uma areia fina de duna e uma areia lavada.

A proporção utilizada foi de 50%, em volume, para cada tipo de areia, decisão tomada após teste de diversas proporções durante o estudo em argamassa.

As características das duas areias utilizadas estão representadas nas tabelas abaixo (tabelas 6 e 7), e suas curvas granulométricas nas figuras 15 e 16.

TABELA 6 - Características da areia média lavada (informe BPM)

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA					
AMOSTRA N° : 081		DATA: 08/04/2006			
MATERIAL: AREIA LAVADA		ORIGEM: COLÔMBO - MORRO DA FUMAÇA			
Responsável: Rodrigo					
PENETRAMENTO					
PENEIRAS		MATERIAL RETIDO			% MATERIAL PASSANDO
N°	mm	PESO (g)	% AMOSTRA	% ACUMUL.	
3/8"	9,5	0	0,00	0,00	100,00
1/4"	6,3	5	0,50	0,50	99,50
4,00	4,8	20	1,96	2,46	97,54
8,00	2,4	170	16,61	19,07	80,93
16,00	1,2	288	28,22	47,29	52,71
30,00	0,6	216	21,19	68,48	31,52
50,00	0,3	178	17,43	85,91	14,09
100,00	0,15	89	8,76	94,67	5,33
200,00	0,075	19	1,86	96,53	3,47
FUNDO	Fundo	35	3,47	100,00	0,00
TOTAL		1020	100,00		
			MF=	3,18	
Módulo de Finura (NBR NM 248):		3,180			
Massa Específica (NBR NM 52):		2,600 kg/dm ³			
Massa Unitária (NBR 7251):		1,535 kg/dm ³			
Diâmetro Máximo (NBR NM 248):		4,800 mm			
Mat. Puerulento (NBR NM 46):		3,470 %			

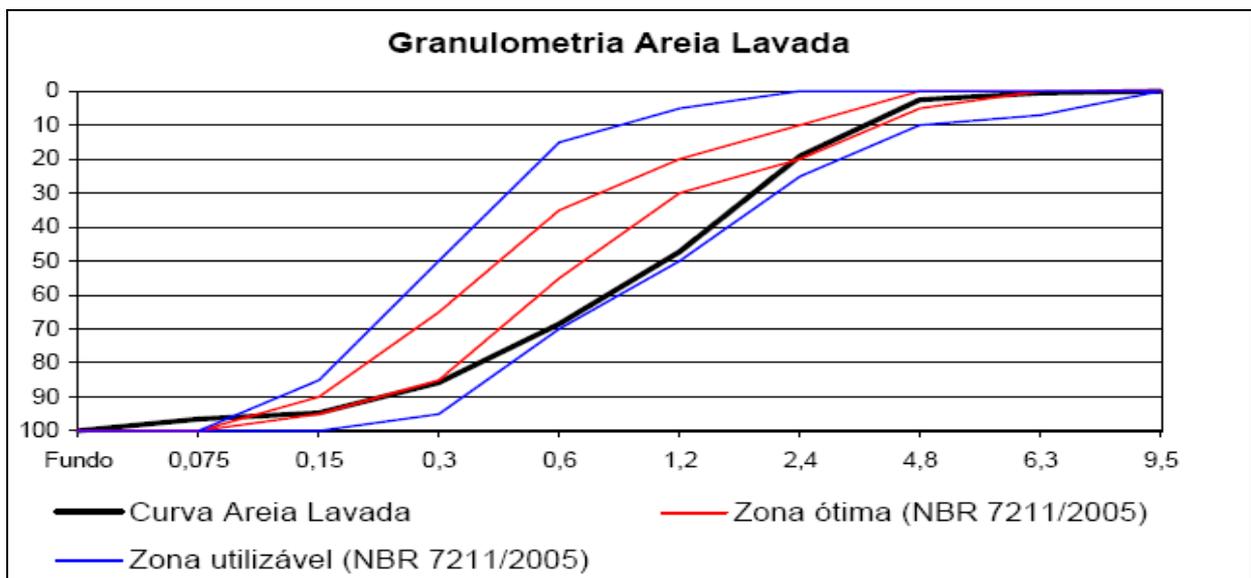


FIGURA 15 - Curva granulométrica areia lavada (informe BPM)

TABELA 7 - Características da areia fina (informe BPM)

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA					
AMOSTRA Nº : 080		DATA: 08/04/2006			
MATERIAL: AREIA FINA		ORIGEM: ESPLANADA - JORGE RODRIGUES			
Responsável: Rodrigo					
PENETRAMENTO					
PENEIRAS		MATERIAL RETIDO			% MATERIAL PASSANDO
Nº	mm	PESO (g)	% AMOSTRA	% ACUMUL.	
3/8"	9,5	0	0,00	0,00	100,00
1/4"	6,3	0	0,00	0,00	100,00
4,00	4,8	1	0,16	0,16	99,84
8,00	2,4	0	0,00	0,16	99,84
16,00	1,2	0	0,00	0,16	99,84
30,00	0,6	0	0,00	0,16	99,84
50,00	0,3	10	3,13	3,29	96,71
100,00	0,15	281	90,52	93,81	6,19
200,00	0,075	15	4,93	98,74	1,26
FUNDO	Fundo	4	1,26	100,00	0,00
TOTAL		310	100,00		
			MF=	0,98	
Módulo de Finura (NBR NM 248):		0,980			
Massa Específica (NBR NM 52):		2,608 kg/dm ³			
Massa Unitária (NBR 7251):		1,456 kg/dm ³			
Diâmetro Máximo (NBR NM 248):		0,300 mm			
Mat. Puerulento (NBR NM 46):		1,257 %			

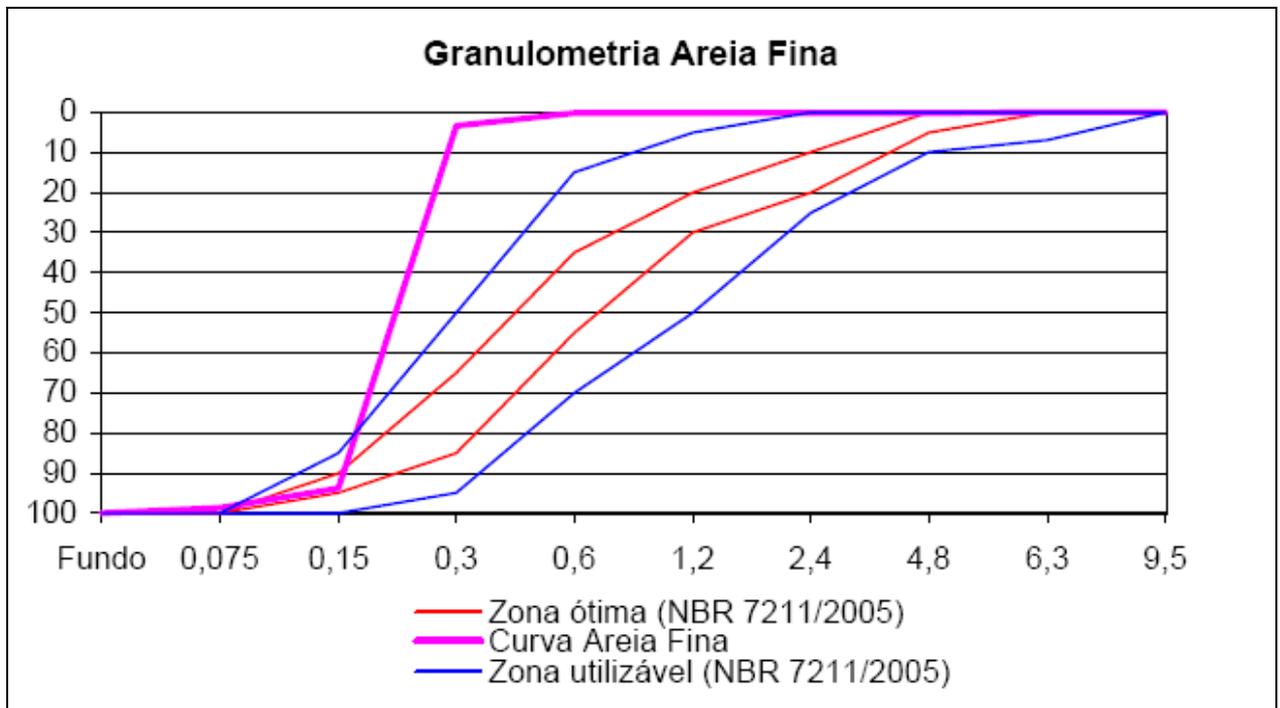


FIGURA 16 - Curva granulométrica areia fina (informe BPM)

A umidade dos agregados miúdos foi determinada antes de cada mistura de concreto, para que não ocorressem erros relativos à quantidade de água do concreto executado.

3.1.3 – Agregado graúdo

O agregado graúdo utilizado neste estudo era um pedrisco basáltico (brita zero). Apresentava um formato lamelar, o que teoricamente não o qualificava como o melhor agregado graúdo para o desenvolvimento do concreto auto-adensável, entretanto, foram obtidos resultados satisfatórios. Na tabela 8, apresentam-se as principais características deste agregado e, na figura 17, a curva granulométrica.

TABELA 8 - Características do agregado graúdo (informe BPM)

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA					
AMOSTRA Nº :082		DATA: 08/04/2006			
MATERIAL: BRITA 0		ORIGEM: SAIBRITA - MARACAJÁ			
Responsável: Rodrigo					
PENETRAMENTO					
PENEIRAS		MATERIAL RETIDO			% MATERIAL PASSANDO
Nº	mm	PESO (g)	% AMOSTRA	% ACUMUL.	
1"	25,0	0	0,00	0,00	100,00
6/8"	19,0	0	0,00	0,00	100,00
1/2"	12,5	5	0,15	0,15	99,85
3/8"	9,5	3	0,11	0,26	99,74
1/4"	6,3	766	24,96	25,22	74,78
4,00	4,8	1.156	37,66	62,88	37,12
8,00	2,4	962	31,36	94,24	5,76
16,00	1,2	88	2,87	97,11	2,89
30,00	0,6	15	0,49	97,60	2,40
50,00	0,3	6	0,18	97,79	2,21
100,00	0,15	6	0,20	97,99	2,01
200,00	0,075	7	0,22	98,21	1,79
FUNDO	Fundo	55	1,79	100,00	0,00
TOTAL		3069	100,00		
			MF=	5,48	
Módulo de Finura (NBR NM 248):		5,480			
Massa Específica (NBR NM 52):		2,915 kg/dm³			
Massa Unitária (NBR 7251):		1,409 kg/dm³			
Diâmetro Máximo (NBR NM 248):		9,500 mm			
Mat. Puerulento (NBR NM 46):		1,786 %			

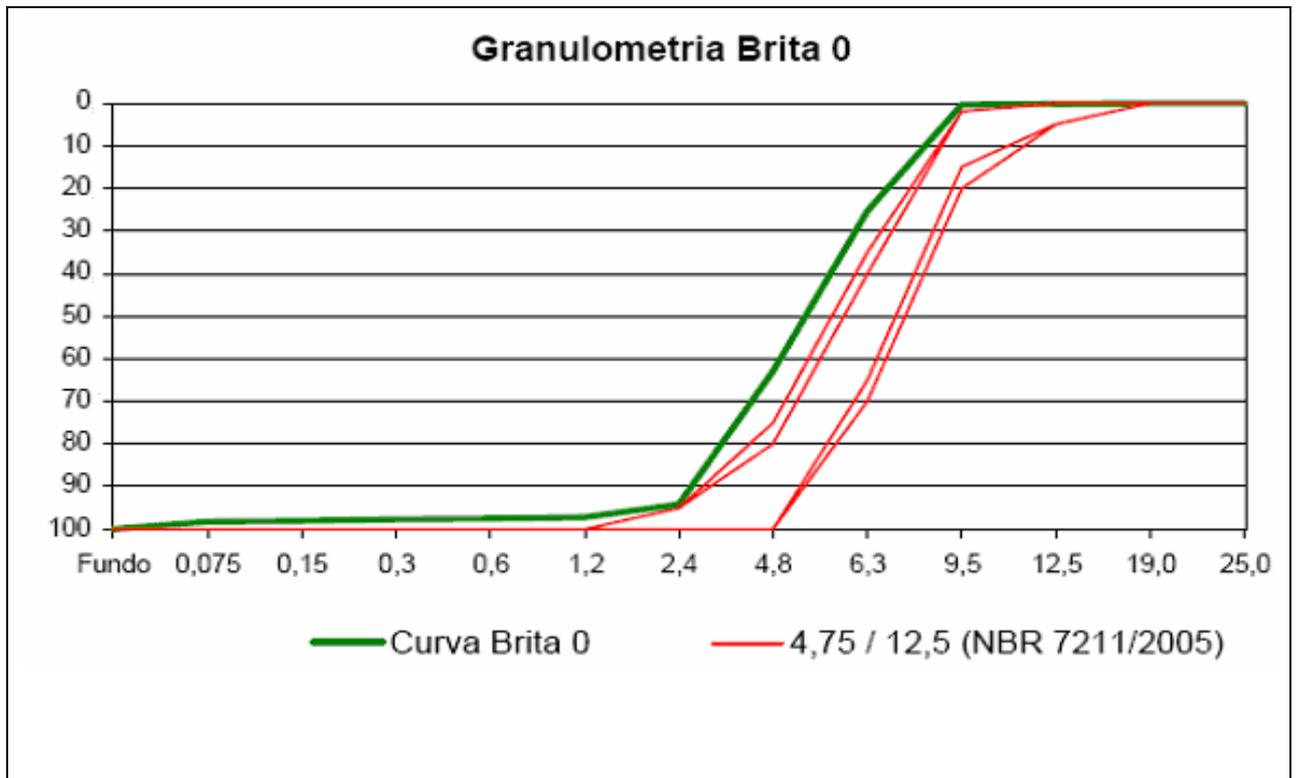


FIGURA 17 - Curva granulométrica (INFORME BPM)

3.1.4 – Aditivo redutor de água

O aditivo redutor de água empregado foi o um aditivo Glenium 51, da Basf, de base policarboxilato, o que constitui a terceira geração deste tipo de aditivo. A tabela 9 apresenta suas principais características, obtidas junto ao fabricante.

TABELA 9 - Características do aditivo redutor de água (informe BASF)

Aditivos	Redutor de Água
Teor de sólidos (%)	28,5 a 31,5
Densidade (g/cm ³)	1,067 a 1,107
Estado Físico	Líquido viscoso
Cor	Bege
Dosagem recomendada pelo fabricante	0,5435 a 1,087 % da massa de cimento

Os teores apresentados neste trabalho são relativos ao teor de sólidos dos aditivos.

3.1.5 - Aditivo promotor de viscosidade

Para se obter a coesão desejada nos concretos mais fluídos, utilizou-se o aditivo promotor de viscosidade RMV, da Basf, constituído por uma solução aquosa de polímeros de alta massa molecular denominado 2-Octyl-2-H-Isotiazol-3-ona, de acordo com o fabricante. Suas propriedades estão descritas na tabela 10 a seguir.

TABELA 10 - Características do aditivo promotor de viscosidade (informe BASF)

Aditivos	Promotor de Viscosidade (VMA)
Teor de sólidos (%)	-
Densidade (g/cm ³)	1,000 a 1,075
Estado Físico	Líquido viscoso
Cor	Transparente
Dosagem recomendada pelo fabricante	0,20 a 0,65 % da massa de cimento

3.2 - Traços

Para efetuar o estudo, foi estabelecida a análise de dois traços de concretos auto-adensáveis. Um deles de elevada fluidez (80 cm de espalhamento e caixa L $\frac{H2}{H1} = 1$) e outro, uma fluidez perto do limite inferior dos critérios de avaliação proposto

pela literatura (60 cm de espalhamento e caixa L $\frac{H2}{H1} = 0,80$).

O primeiro traço estudado constitui em uma mistura adequada para obras mais comuns, com taxas de armadura tidas como normais. Já o traço 2, aconselhável para estruturas mais esbeltas e com uma maior densidade de armadura.

Como passo inicial do estudo, tomou-se como base um traço (traço base) determinado por KRAUSS (2006), escolhido por utilizar os mesmos aditivos disponíveis para essa pesquisa e apresentar propriedades, no estado fresco, semelhantes às desejadas para o traço menos fluído: espalhamento próximo 0,60 cm e Caixa L com relação $\frac{H2}{H1} = 0,80$. Na tabela 11 são apresentados os quantitativos do traço base.

TABELA 11- Traço base –KRAUSS (2006)

Argamassa	Cimento (kg/m ³)	Areia Lavada (kg/m ³)	Água (kg/m ³)	Aditivo superpl. (kg/m ³)	Aditivo VMA (kg/m ³)	Relação a/c	Aditivo Superpl. (%)	Aditivo MVA (%)
Traço Base	428,18	1310,00	313,21	5,28	1,585	0,60	0,30	0,20

Entretanto, os materiais empregados se diferenciavam dos empregados no traço base e com, apenas, a substituição dos materiais, e com a mesma relação água/cimento, não foi possível se obter uma argamassa que possuísse coesão e viscosidade adequadas para um concreto auto-adensável. Foi necessário realizar um estudo de adequação do traço, para determinar uma mescla das areias utilizadas pela indústria de pré-moldados e teores de aditivo redutor de água, promotor de viscosidade e relação a/c adequados para que a mistura se tornasse mais coesa e as resistências dos concretos mais elevadas. A seguir será descrito esse estudo em argamassa.

3.2.1 – Adaptação dos traços – estudo em argamassa e concretos pilotos

Inicialmente, realizou-se a caracterização dos agregados miúdos e graúdos empregados, determinando a massa específica aparente, a massa unitária e a distribuição granulométrica. Para isso foram realizados os métodos prescritos pelas normas adequadas para cada ensaio. Conhecidas as características foi efetuada uma comparação entre o material que foi empregado por KRAUSS (2006) na determinação do traço base e os materiais que foram utilizados neste trabalho.

A seguir, um estudo em argamassa, baseado no método de dosagem de CAA de REPPETE-MELLO (2005) foi desenvolvido. Este estudo buscou a determinação da razão de água/finos necessários para atender os requisitos de auto-compactabilidade. Esses índices foram testados pelos ensaios de espalhamento e do funil V. Vale lembrar que esses ensaios foram realizados em aparatos com dimensões menores que as utilizadas no concreto, representados na figura 18.

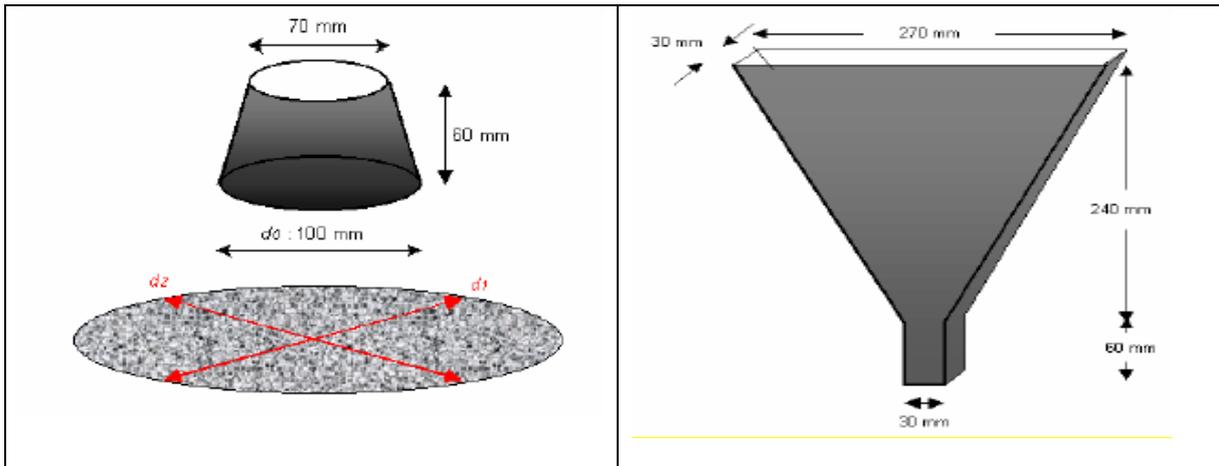


FIGURA 18- (a) Ensaio de espalhamento da argamassa; (b) Funil v para ensaio de fluidez da argamassa (NUNES, 2001)

As argamassas adequadas para emprego em concreto auto-adensável deviam atender os requisitos dos ensaios de espalhamento (slump flow) que compreendiam uma faixa de abertura para argamassa entre 200 a 280 mm, e escoamento através dos ensaios de funil-V com faixa delimitada de 3 a 10 s (KRAUSS, 2006). Para que esses requisitos fossem atingidos, deviam-se ensaiar argamassas com diferentes teores de agregado miúdos (volume na faixa de 35 – 55%) e aditivos (o teor varia conforme os resultados dos ensaios de espalhamento e do funil v) que foram empregados para a produção dos concretos, mantendo-se uma relação a/c fixa. Também são avaliadas, durante a execução dos ensaios, características como exsudação e segregação.

O procedimento de mistura e ensaio consistiu-se em:

- a) Adição do cimento e 70% da água de mistura e mistura, em velocidade lenta por 30 s;
- b) Adição das areias e 15% da água, durante os 30 segundos seguintes, ainda em velocidade lenta;
- c) Homogeneização da mistura da mistura em velocidade rápida por 30 segundos;
- d) Repouso da argamassa por 3 minutos e 30 segundos;
- e) Adição do aditivo redutor de água e mistura em velocidade rápida durante 1 minuto;
- f) Repouso da mistura por 1 minuto;

g) adição do aditivo promotor de viscosidade e homogeneização por 1 minuto.

g) Realização do ensaio de mini-espalhamento;

h) Ensaio do funil V

Em relação às areias, foram testadas as proporções, em volume, 30% de areia fina e 70% de areia média, 40% de areia fina e 60% de areia média, e 50% de areia média e fina. Manteve-se um teor de aditivo promotor de viscosidade semelhante ao do traço base (0,2%) e a relação água/cimento de 0,45, e testaram-se teores variados de aditivo redutor de água. Para as duas primeiras mesclas, não foi possível alcançar uma argamassa que apresentasse desempenho satisfatório, ocorrendo falha nos ensaios de espalhamento, ou no funil V, ou segregação e leve exsudação. A tabela 12 mostra os resultados dos ensaios para essas argamassas testadas.

TABELA 12 - Teste de proporção de areias e teores de aditivos em argamassas.

Proporção de Areias	% Redutor Água	% Promotor de Viscosidade	Espalhamento (cm)	Funil (s)	Observações
30F70M	0,35	0,20	-	-	Exsudação, Segregação e sem coesão
30F70M	0,10	0,20	16,65	5,62	Sem coesão, Exsudação
40F60M	0,10	0,20	15,25	4,82	Exsudação e pouca coesão
40F60M	0,15	0,20	17,41	5,03	Exsudação, Segregação e pouca coesão
50F50M	0,19	0,20	22,76	3,42	Pouca coesão
50F50M	0,10	0,20	18,85	2,00	Não teve espalhamento desejado
50F50M	0,15	0,20	25,46	1,90	Exsudou
50F50M	0,10	0,30	15,76	4,00	Não teve espalhamento desejado
50F50M	0,15	0,30	18,93	4,99	Não teve espalhamento desejado
50F50M	0,175	0,30	20,60	3,69	Ok
50F50M	0,20	0,30	21,21	3,36	Ok
50F50M	0,23	0,30	27,15	4,74	Ok
50F50M	0,25	0,30	31,65	4,64	Leve Exsudação

A mescla de 50% de cada tipo de areia foi a que mostrou melhor desempenho, apesar de uma leve exsudação. Para solucionar este problema, aumentou-se o teor de aditivo promotor de viscosidade para 0,3%. Após esse ajuste foram alcançadas argamassas que atenderam plenamente as condições desejadas. A tabela 13 apresenta os quantitativos das argamassas para os dois traços.

TABELA 13 – Consumo dos traços das argamassas / m³

Argamassa	Cimento (kg/m ³)	Areia Lavada (kg/m ³)	Areia Fina (kg/m ³)	Água (kg/m ³)	Aditivo superpl. (kg/m ³)	Aditivo VMA (kg/m ³)	Relação a/c	Aditivo Superpl. (%)	Aditivo MVA (%)
Traço 1	739,50	739,37	770,08	340,17	3,327	1,020	0,45	0,135	0,300
Traço 2	736,81	739,38	770,08	338,93	5,648	1,017	0,45	0,20	0,300

Depois de determinada a relação de água/ finos, foram produzidos concretos relacionados aos traços da argamassa (mais fluído e menos fluído) e os ensaios para a verificação das características de fluidez almejadas. Os teores dos aditivos sofreram um ajuste fino em relação aos teores obtidos no estudo da argamassa devido à influência do volume de mistura, da energia e da velocidade de mistura empregados na homogeneização do concreto.

O procedimento de mistura do concreto os seguintes passos:

- a) Imprimação da betoneira;
- b) Adição de todo volume de agregado graúdo e 75% da água de mistura, homogeneização por 1 minuto;
- c) Adição do cimento e homogeneização por 1,5 minutos;
- d) Adição da areia lavada e adição de água de mistura (visual);
- e) Adição da areia fina e adição de água de mistura (visual), homogeneização por 3 minutos;
- f) Realizado a raspagem das paredes da betoneira para o desprendimento do material grudado na parede;
- g) Mistura por 30 segundos e adição do aditivo redutor de água, homogeneização por 1,5 minutos;
- h) Adição de promotor de viscosidade, homogeneização por 1 minuto;
- i) Ensaio de Espalhamento;

j) Ensaio do Funil V;

l) Ensaio Caixa L.

Os concretos derivados dos traços de argamassa acima citados (tabela 13) foram executados para a determinação dos teores de aditivos adequados e para a avaliação dos ensaios de espalhamento, funil v e caixa L. A tabela 14 apresenta os valores de traço e os resultados dos ensaios.

TABELA 14 – Consumo dos traços de concretos / m³

Concretos	Traço 1	Traço 2
Cimento (kg/m ³)	444,41	443,91
Areia Média (kg/m ³)	455,28	455,27
Areia Fina (kg/m ³)	474,19	474,18
Água (kg/m ³)	204,43	204,20
Pedrisco. (kg/m ³)	816,20	816,20
Aditivo Superpl (kg/m ³)	5,925	4,439
Aditivo VMA (kg/m ³)	-	4,439
Relação a/c	0,46	0,46
Aditivo Superpl. (%)	0,34	0,30
Aditivo MVA (%)	-	0,300
ENSAIOS	Traço 1	Traço 2
Espalhamento (cm)	63	82
Funil V (s)	4,57	7,26
Caixa L	0,80	1,00
Resistência à compressão		
3 dias (MPa)	48	45,5
7 dias (MPa)	53	51

Ocorreu uma incoerência no teor da dosagem de aditivo redutor de água no traço 1 devido a necessidade de se redosar os teores de aditivo após a execução do

ensaio de espalhamento. Caso ocorresse uma dosagem inicial maior (maior que 0,15%, como foi feito), provavelmente o teor final e definitivo para esse concreto seria menor que os 0,30%, utilizado no concreto mais fluído. Devido aos altos teores de aditivo redutor de água, a mistura tornou-se bastante viscosa, e foi necessária a adição de mais um pouco de água, resultando em uma relação água/cimento igual a 0,46.

Foram moldadas vigas de dimensões reduzidas (100 x 500 x 150 mm) para avaliar a qualidade do acabamento superficial dos concretos pilotos. O concreto foi colocado em um balde e lançado em uma extremidade da viga, a uma altura de aproximadamente 10 cm. As superfícies apresentaram excelentes acabamentos, sem a presença de falhas de concretagens e com pequenas quantidades de bolhas.

É sabido que o volume e a energia de mistura influenciam na dosagem e nas características dos concretos. Para a moldagem dos pilares e das vigas estudadas foi necessário homogeneizar, a cada concretagem, um volume muito maior de concreto.

Como o custo deste material era muito elevado e durante o processo de concretagem dos elementos, a produção normal da fábrica seria prejudicada, foi realizado um teste piloto, aonde foram realizadas a concretagem de duas vigas armadas com os dois traços de concreto auto-adensável desenvolvidos no laboratório. O procedimento de mistura adotado para os concretos foi o seguinte:

- a) Determinação da umidade dos agregados;
- b) Adição dos agregados e da água de mistura;
- c) Adição do cimento;
- d) Após 3 minutos de mistura, adicionou-se o aditivo, em partes;
- e) Ensaio de Espalhamento;
- f) Ensaio do Funil V;
- g) Ensaio da Caixa L;
- h) Moldagem da peça.

Durante o teste-piloto, foi acertado o teor de aditivo redutor de água e definido que o aditivo promotor de viscosidade não era necessário para garantir a coesão adequada para qualquer uma das misturas. Também se pode estimar o tempo

necessário para realizar todo o procedimento de mistura, ensaios necessários durante o estado fresco e moldagem dos elementos. Tempo esse importante para determinar os períodos de interrupção na produção diária da indústria de pré-moldados. Também foram avaliados, depois da desfôrma, a qualidade final do acabamento da superfície das peças no estado endurecido.

Os resultados dos ensaios, assim como os traços definitivos são mostrados na tabela 15.

TABELA 15 – Consumo dos traços de concretos / m³

Concretos	Traço 1	Traço 2	Convencional
Cimento (Kg/m ³)	444	443,91	527
Areia Lavada (Kg/m ³)	453	455,27	355
Areia Fina (Kg/m ³)	475	474,18	253
Água (Kg/m ³)	204	204,20	194,99
Pedrisco. (Kg/m ³)	817	816,20	553
Aditivo Superpl (Kg/m ³)	3,996	5,032	5,8
Aditivo VMA (Kg/m ³)	-	-	-
Relação a/c	0,46	0,46	0,37
Aditivo Superpl. (%)	0,27	0,34	1,15
Aditivo MVA (%)	-	-	-
ENSAIOS			
Espalhamento (cm)	65	82	-
Funil V (s)	5	6,5	-
Caixa L	1	1	-
Resistência à compressão			
3 dias (MPa)	34,22	39,46	34,84
7 dias (MPa)	52,88	46,11	42,20
28 dias (MPa)	61,66	60,13	50,05

3.2.2 – Moldagem das vigas e pilares

Acertado os traços e verificado as suas características, a etapa seguinte foi a realização de novas misturas para a moldagem das vigas e pilares que seriam ensaiados para a verificação da uniformidade de resistência. Foram seguidos os mesmos procedimentos acima citados, com o adicional do emprego do ensaio do funil V, após o repouso de 5 minutos, para a avaliação da segregação.

Para não prejudicar a produção da BPM Pré-Moldados e devido à capacidade do misturador, ficou decidido que seriam moldados dois elementos por dia. Na tabela 16, estão descritos os dias que ocorreram as concretagens dos elementos.

TABELA 16 - Data de concretagem das vigas e pilares

Traço	Elemento	Dia
T1	Vigas	24/10/06
T2	Vigas	26/10/06
T2	Pilares	27/10/06
T1	Pilares	30/10/06
TC	Vigas e Pilares	31/10/06

As vigas foram moldadas nas formas metálicas disponíveis nas instalações da BPM (figura 19), com dimensões 2,10 x 0,50 x 0,20 m (figura 20). Uma das paredes verticais da forma foi revestida por um painel de madeira compensada plastificada. Somente uma das vigas possuía os pinos, entretanto, manteve-se o painel de madeira no outro, para não alterar um dos elementos e com isso alterar as condições ambientes a que se submeteriam os concretos.

O lançamento do concreto foi realizado através de uma caçamba que descarregava o material em uma área de lançamento próxima da extremidade da esquerda de cada viga (figura 19). Ocorreu em apenas uma área, situada em uma das extremidades do elemento. O espalhamento do material se deu por conta da gravidade.

As taxas de concretagem para as vigas foram de 1,35 L/s, para os pilares de concreto auto-adensável de 0,60 m de espalhamento, 1,55 L/s, para as vigas de CAA de 0,21 L/s, para o elemento de concreto convencional vibrado.

Para o preenchimento das vigas de concreto auto-adensável foi necessário o envolvimento de apenas um operário para controlar a alimentação do concreto. Já o

concreto convencional, 4 operários: 2 para adensar a mistura com vibrador de imersão, 1 para controlar a alimentação do concreto e 1 para o acabamento da superfície.



FIGURA 19 – Formas das vigas que foram utilizadas para a moldagem das vigas estudadas

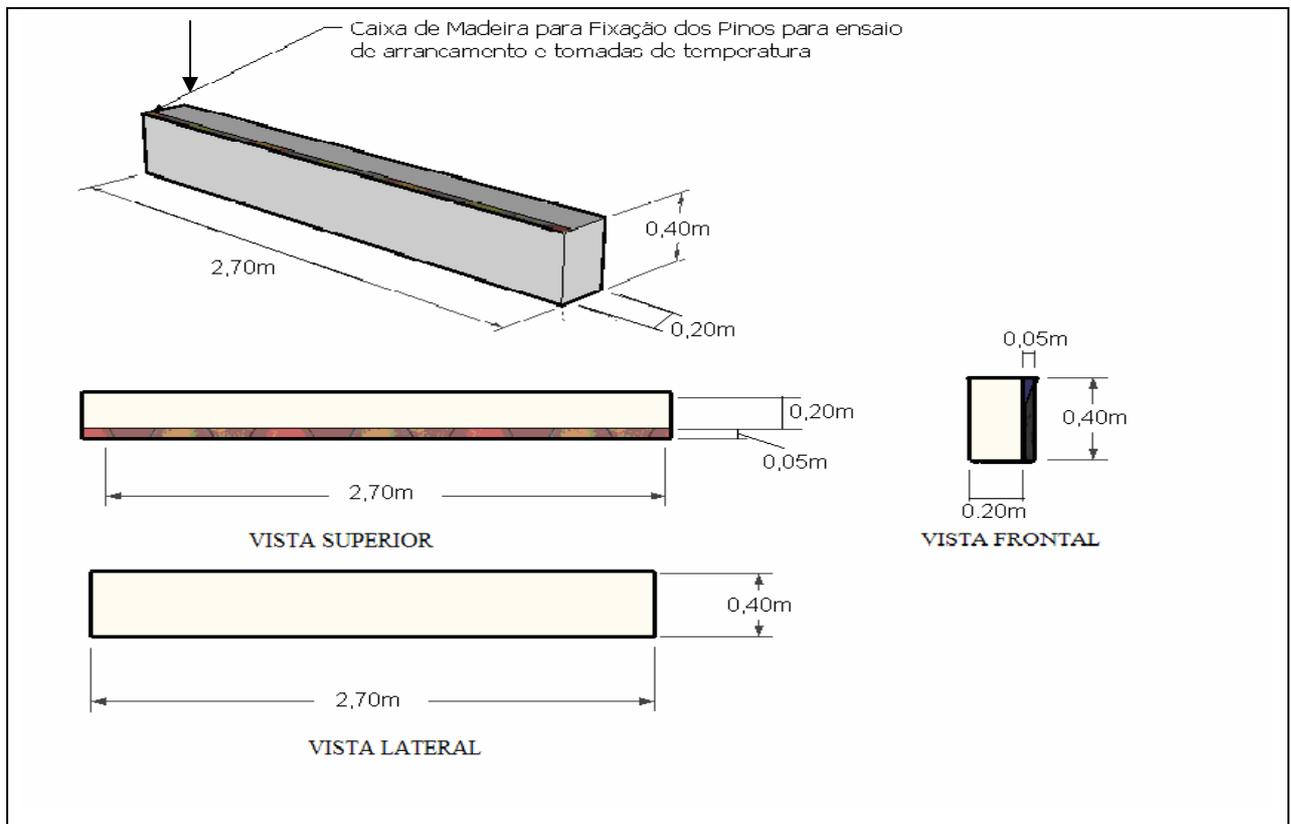


FIGURA 20 – Croqui com as dimensões das formas de viga empregadas

Para os pilares, foram confeccionados dois jogos de formas de madeira compensada (figura 21), com dimensões 0,20 x 0,50 x 2,70 m (figura 22). Os

elementos foram concretados na posição vertical, simulando a concretagem de um pilar em uma obra, para assim ser possível avaliar a influência do peso próprio do concreto ao longo da altura do pilar. A taxa de concretagem para os pilares foi de 2,8 L/s, para os pilares de concreto auto-adensável de 0,60 m de espalhamento 3,8 L/s, para os pilares de CAA de 0,80m de espalhamento e 0,21 L/s, para o elemento de concreto convencional vibrado.

A concretagem dos pilares auto-adensáveis foi executado em uma camada única, enquanto os pilares de concreto convencional vibrado foram preenchidos e adensados em camadas de mais ou menos 0,60 m.



FIGURA 21 - Formas dos pilares empregados na pesquisa

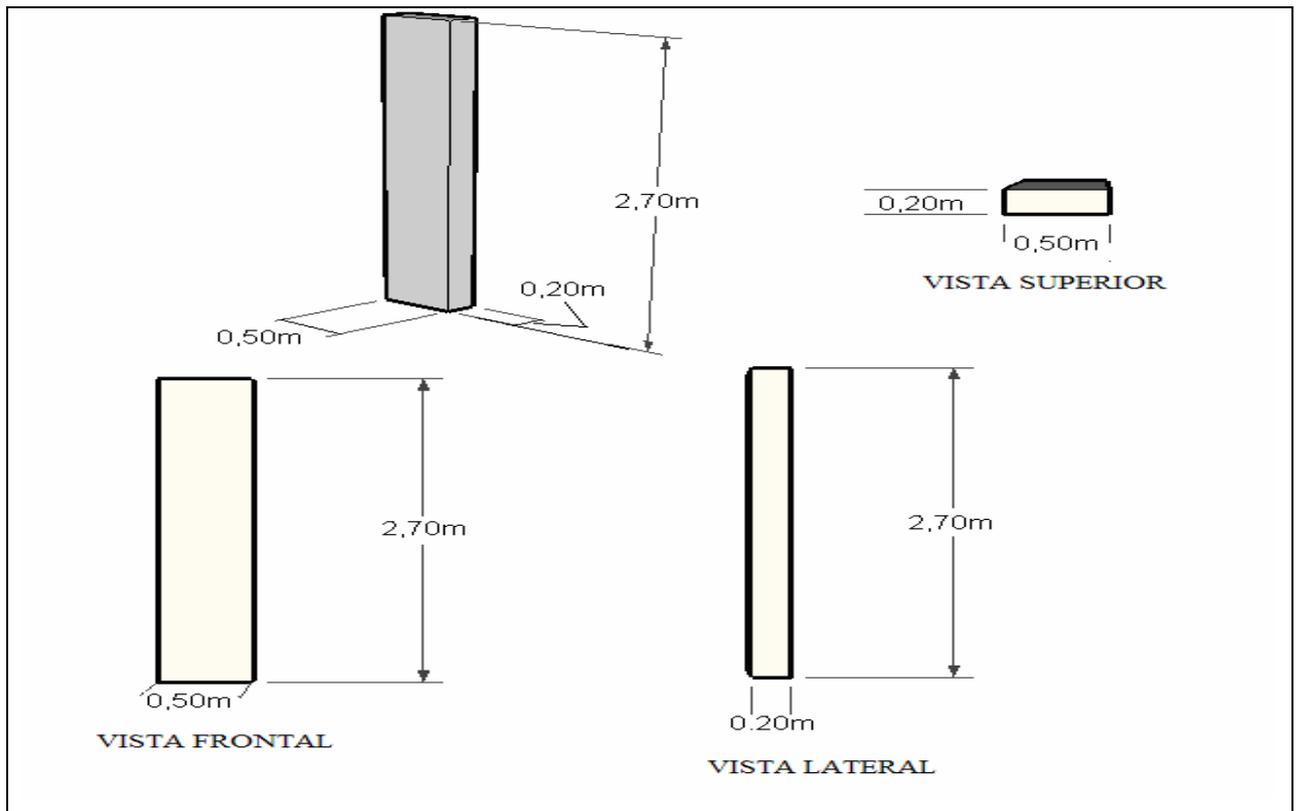


FIGURA 22 – Croqui das formas dos pilares moldados para o estudo

De cada mistura, foram moldados nove corpos-de-prova cilíndricos 10 x 20 cm, sendo três para o ensaio de compressão simples para parametrizar até que carga seriam submetidos os demais, durante o ensaio de módulo de elasticidade. Os outros 6, além do ensaio de módulo de elasticidade estático, também foram levados à ruptura.

A desforma das vigas e dos pilares ocorreu na manhã do dia seguinte à concretagem. A fim de facilitar o manuseio e o transporte das vigas e dos pilares, estes foram cortados em três partes (figura 23). Os segmentos das vigas possuíam dimensões 0,20 x 0,50 x 0,70 m e os pilares, 0,20 x 0,50 x 0,90 m. Todos os segmentos foram encapados com filme plástico após serem cortados. Esta medida visava impedir a perda de água do concreto para o ambiente, proporcionando uma cura adequada para o material que seria analisado.



FIGURA 23 – Vigas traço T1 segmentadas e embaladas com filme plástico para a cura

A etapa seguinte foi o transporte dos segmentos da fábrica de pré-moldados, em Criciúma, até as instalações do Laboratório de Materiais de Construção Civil (LMCC) da Universidade Federal de Santa Catarina, onde permaneceram armazenados, sem contato com o solo e cobertos por lona plástica a fim de evitar contato com a umidade.

3.2.3 – Ensaios empregados

Aos 68 dias de idade, os ensaios de esclerometria e de velocidade de propagação de pulsos ultra-sônicos foram iniciados. No ensaio esclerométrico foram realizadas 16 repetições para cada área analisada. Já para o ensaio de velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas foram tomadas duas medidas diretas, para a mesma área analisada. Nas figuras 24 e 25, estão representadas as regiões que foram submetidas aos ensaios.

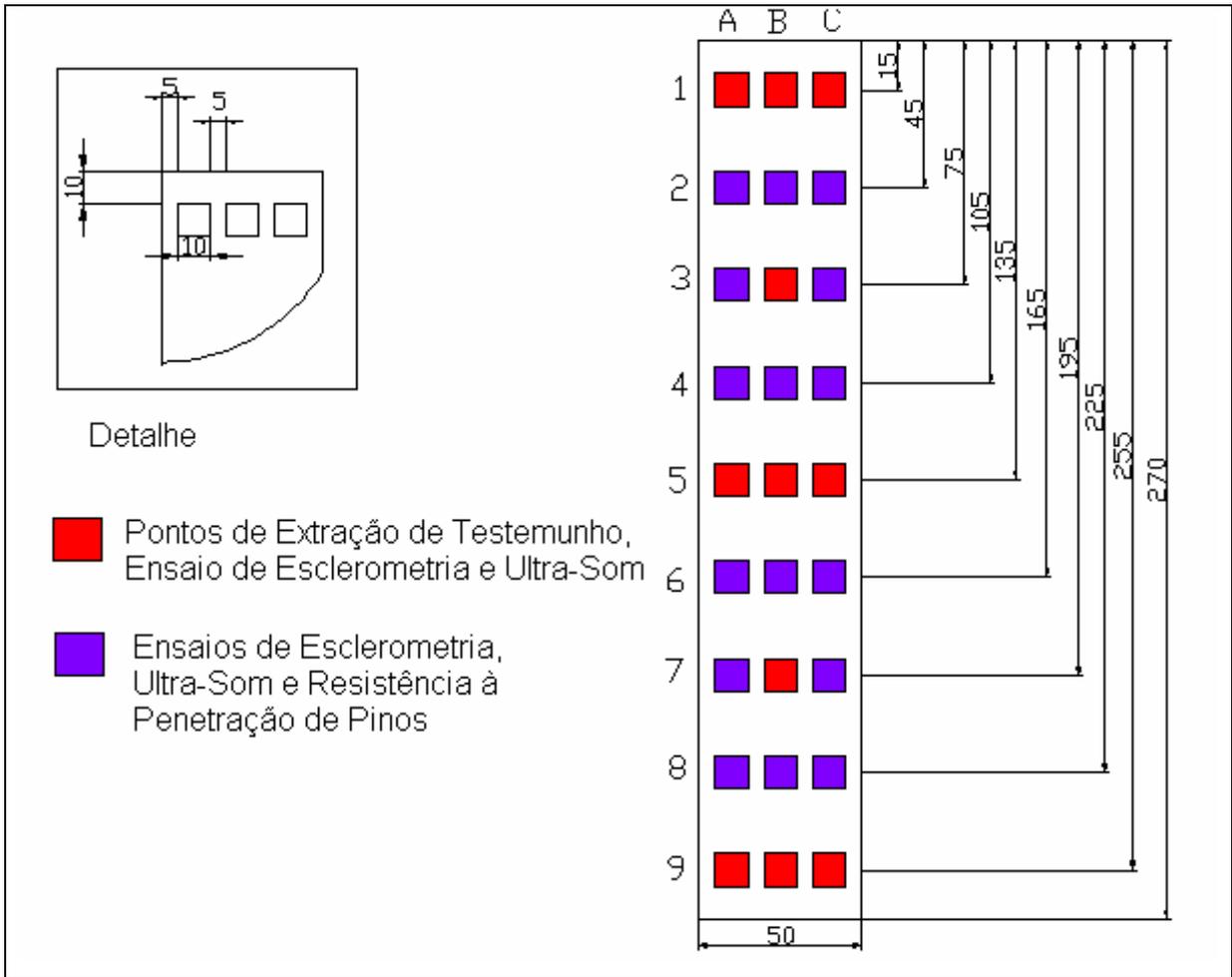


FIGURA 24 – Croqui das áreas de ensaios realizados nos pilares estudados.

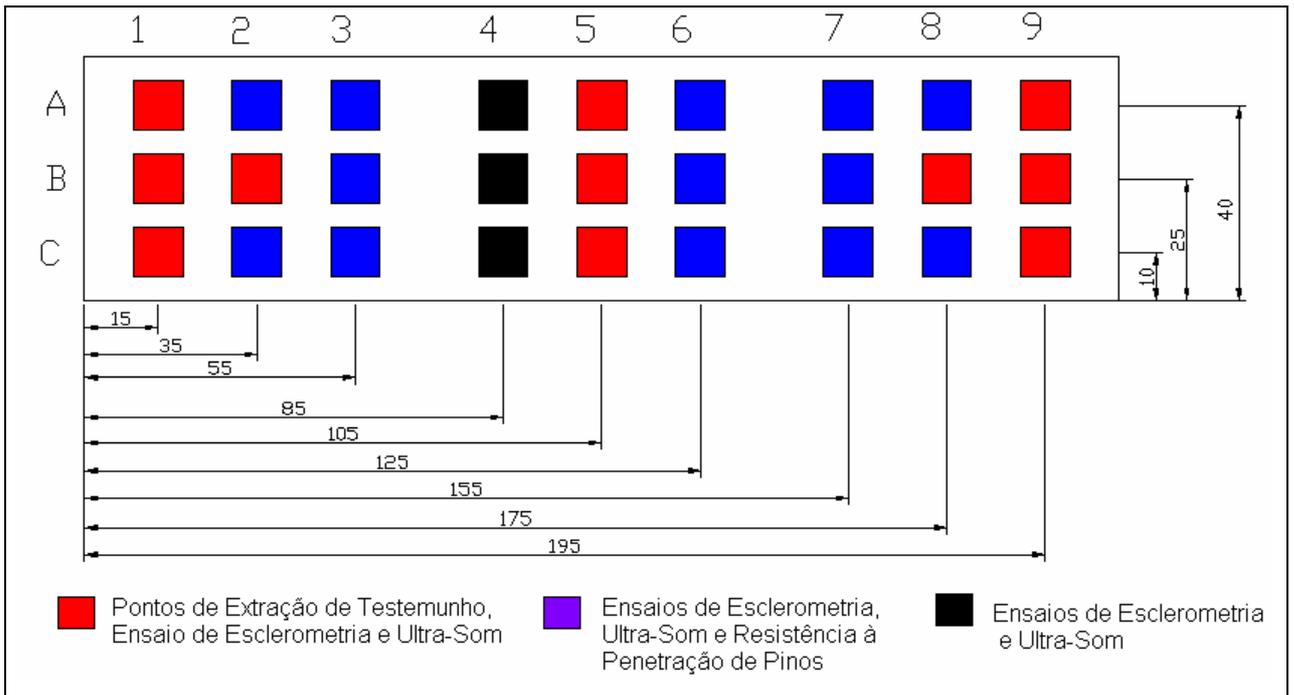


FIGURA 25 – Croqui das áreas de ensaios realizados nas vigas estudadas.

Esses pontos foram escolhidos para a realização dos ensaios visou analisar as vigas e os pilares ao longo de toda sua extensão. As distâncias das bordas dos elementos foram determinadas respeitando as recomendações das normas de extração de testemunhos (NBR 7680 (1983)), Esclerometria (NBR 7584 (1995)) e documentos técnicos como o ACI 228 (2003) em relação ao posicionamento dos ensaios.

Tomou-se o cuidado de evitar a aplicação do esclerômetro (figura 26 (a)) em bolhas de ar ou falhas de concretagens e de manter o equipamento em posição ortogonal ao material examinado. No caso do ensaio de velocidade de propagação de pulsos ultra-sônicos, utilizou-se vaselina química como acoplante e o emprego de gabaritos de isopor para garantir o ponto exato de aplicação do transmissor e do receptor. Todos os dados foram anotados em planilhas e todos os elementos foram testados na mesma idade.

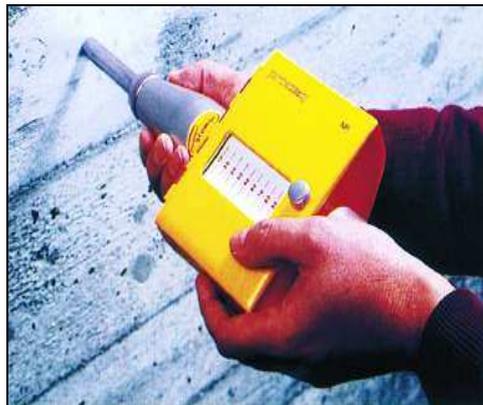


FIGURA 26 – Ensaio de Esclerometria

Após o término destes ensaios, procedeu-se a extração dos testemunhos (figura 27). Para isso foi contratado o serviço de uma empresa especializada neste tipo de serviço. Foram retirados 110 testemunhos dos elementos a serem pesquisados, sendo 11 de cada viga e pilar. Respeitaram-se as recomendações da NBR 7680, anteriormente citadas no item 2.5.2.2. As posições das extrações estão representadas nas figuras 24 e 25.



FIGURA 27 – Extração dos testemunhos das vigas e dos pilares estudados.

Os testemunhos, depois de extraídos, foram submetidos à cura imersa em água saturada com cal até o seu rompimento. Os topos e bases foram regularizados com o uso de uma fresa para garantir planicidade adequada para o ensaio de compressão simples. Também se executou a medição de diâmetros e alturas dos referidos testemunhos, com o auxílio de um paquímetro, e a determinação da sua massa.

Os ensaios de compressão simples foram executados com a idade de 74 dias. Inicialmente foram rompidos três corpos-de-prova para se determinar a média do valor de resistência à compressão. A seguir, os corpos-de-prova restantes, assim como os testemunhos extraídos foram submetidos ao ensaio de avaliação do módulo de elasticidade estático, submetidos a uma carga de aproximadamente 40% da carga de ruptura. Depois de todos os c.ps serem ensaiados em relação ao módulo, foram então levados até a ruptura.

Terminados os ensaios de ruptura, foi executado o ensaio de penetração de pinos (figura 28). Foram utilizados uma pistola Walsywa, pinos de aço de dimensões $\frac{1}{4}$ x 55 mm e cartuchos de pólvora calibre 22. Antes do disparo foram determinadas as dimensões de cada pino e o peso de cada cartucho empregado neste ensaio. Efetuado

o disparo, extensão do pino não penetrada era medida e anotada. Após o ensaio, também eram pesados os cartuchos vazios para determinar a quantidade de pólvora de cada cartucho e possivelmente determinar o motivo de algum resultado inusitado.

As áreas onde este ensaio foi executado foram próximas às regiões onde foram retirados os testemunhos, respeitando as distâncias exigidas para não influenciar os outros ensaios que ainda iriam ser realizados.



FIGURA 28 – Ensaio de resistência à penetração de pinos



FIGURA 29 – Segmentos de vigas e pilares já ensaiados.

Para a avaliação do teor de vazios foram empregados testemunhos prismáticos de base quadrada de dimensões aproximadamente 0,10 x 0,10 m e 0,20 m de altura. A segregação foi analisada através de perfis serrados das vigas e dos pilares que mediam 0,50 x 0,20 m (figura 30).

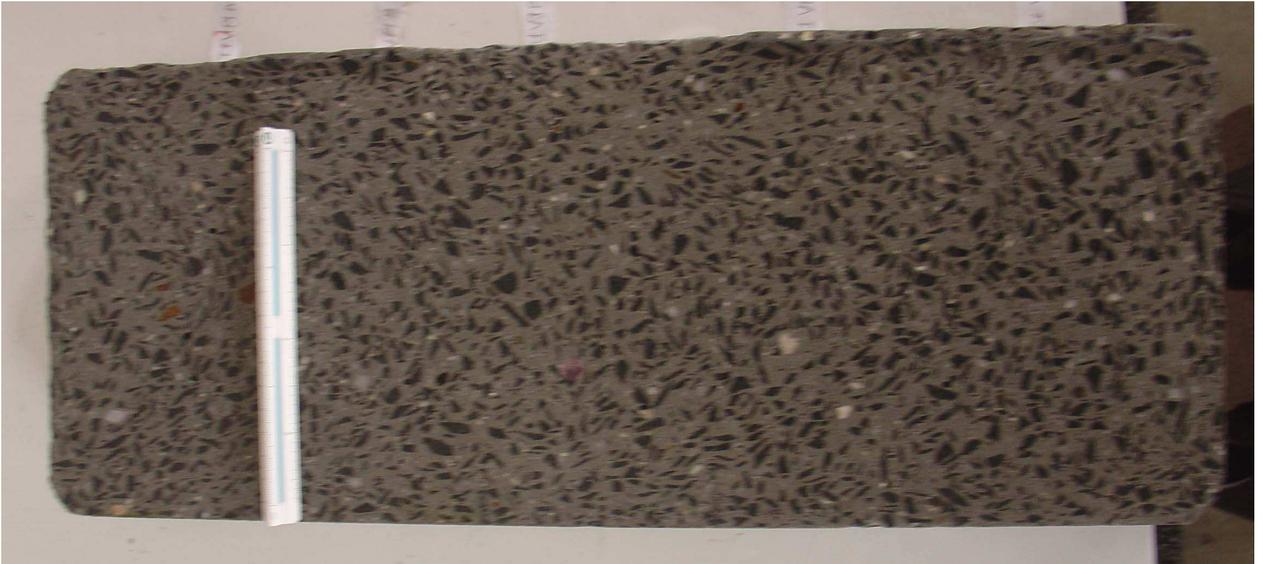


FIGURA 30 – Perfil para análise de segregação

Como qualquer segmento de pilar ou viga era muito pesado para a capacidade portante da serra, foi necessária a redução de suas medidas. Cada segmento inicial foi dividido em duas partes por rompimento a tração dos elementos, com o auxílio de duas barras de aço de diâmetro 25 mm. Desses novos segmentos, procedeu-se o corte, com uma serra com disco diamantado, de 3 perfis por viga e pilar, para cada um dos traços estudados, para a análise quantitativa da segregação e do teor de vazios.

A análise da segregação consistiu em digitalizar a imagem desses perfis, e quantificar a área ocupada pelo agregado graúdo, através de um software de análise de imagens. Para reduzir a região de análise, cada perfil foi dividido em 5 seções de 20 x 9,5 cm (figura 28). Ao se processar cada seção no software, eram selecionadas as britas. A área total de ensaio e a área ocupada pelos agregados eram contabilizadas.

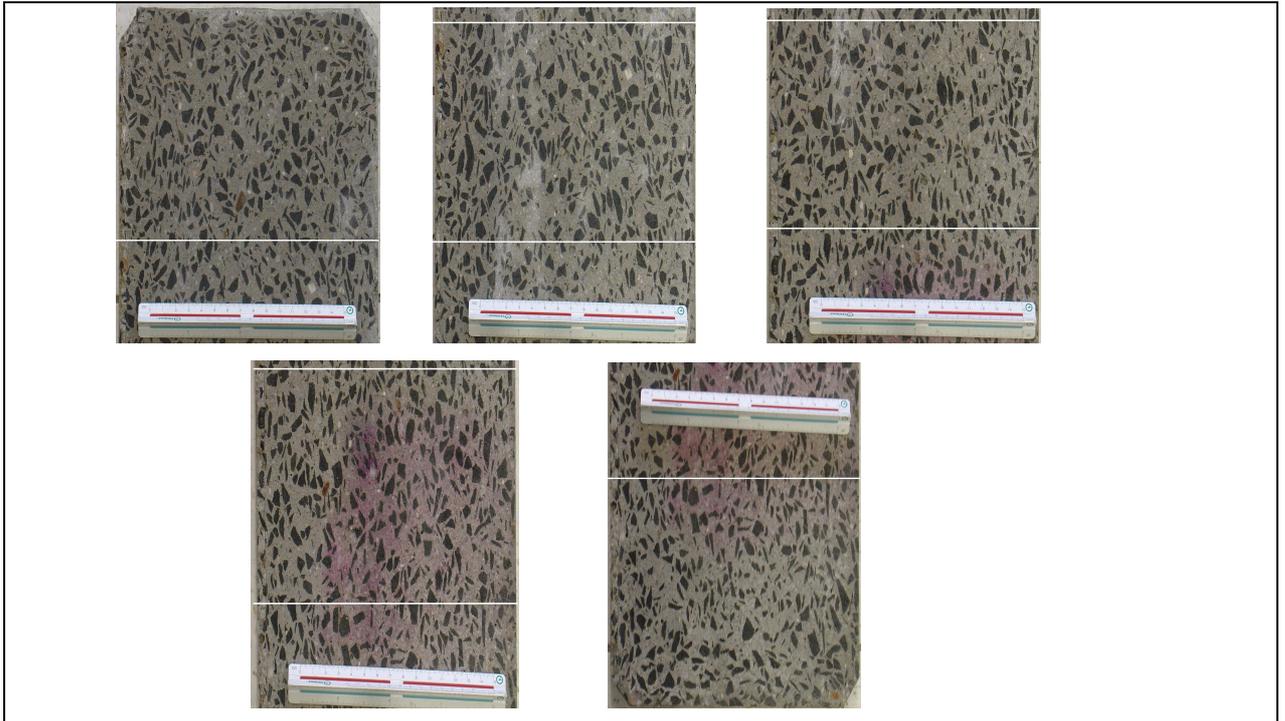


FIGURA 31– Divisão da seção para a análise de imagem e quantificação da densidade superficial do agregado graúdo

Com o auxílio do software ImageTool, desenvolvido pela Universidade do Texas, determinou-se a densidade superficial dos agregados graúdos (DSA) que é a razão entre a soma da área de agregados contidas numa subseção (no caso deste estudo, 20 x 9,5 cm) e a área total da seção analisada (20 x 40 cm).

Para a avaliação do teor de vazios dos testemunhos, foram determinadas as massas específicas secas dos testemunhos prismáticos de base 0,10 x 0,10 m de aresta e 0,20 m de altura. Essas amostras foram secadas em estufa, numa temperatura de 100°C, por 6 dias, até atingirem constância de massa. Após a pesagem do testemunho, foram realizadas as tomadas de dimensões (arestas e alturas), com o auxílio de um paquímetro.

De posse dos resultados, calculou-se a massa específica seca de cada testemunho. Massas específicas secas maiores são indicativas de elementos mais densos e, conseqüentemente, com menor teor de vazios em sua matriz.

Conhecidos os valores da densidade superficial do agregado graúdo e as massas específicas secas, pôde-se correlacionar estes valores com a resistência à compressão e avaliar a influência das variações na resistência.

4 – Apresentação e análise dos resultados

Neste capítulo serão apresentados e discutidos os resultados obtidos no programa experimental, já detalhado no Capítulo 3.

A maneira que estes dados estão apresentados representa a forma que o autor conduziu a sua linha de raciocínio, visando facilitar a compressão do leitor. Sendo assim, alguns resultados poderão ser repetidos diversas vezes, em várias partes deste capítulo.

4.1 – Propriedades mecânicas dos concretos estudados determinadas por corpos de prova

A cada concretagem, foram moldados nove corpos-de-prova (CP). Em três, foram realizados ensaios de compressão para determinar uma resistência média para o ensaio de módulo de elasticidade. Nos seis restantes, foram feitos o ensaio de módulo, submetendo-os a uma carga equivalente 40% da resistência limite (40% da média das 3 resistências à compressão) e, a seguir, executado o ensaio de resistência à compressão. Na tabela 17, seguem os valores obtidos para cada concretagem, com 74 dias de idade. Os ensaios foram executados nesta idade devido às dificuldades e atrasos do transporte dos pilares e vigas das instalações da BPM Pré-Moldados até a UFSC.

TABELA 17 – Propriedades mecânicas dos concretos empregados em pilares e vigas.

	Traço	Resistência Média [MPa]	Desvio Padrão [MPa]	Módulo de elasticidade Médio [GPa]	Desvio Padrão [MPa]	Densidade Média [Kg/m ³]
PILARES	T1	75,06	2,81	40,247	1, 825	2,40
	T2	74,17	6,25	41,907	1, 400	2,42
	TC	74,49	3,52	45,123	2, 387	2,48
VIGAS	T1	75,48	2,59	39,448	1,349	2,38
	T2	71,84	1,89	42,023	4,800	2,44
	TC	74,49	3,52	45,123	2, 387	2,48

Tanto a resistência à compressão e o módulo de elasticidade apresentaram resultados bem próximos para as misturas realizadas para a concretagem dos pilares e

vigas. Isso mostra que com cuidados na produção, como controle de umidade, a dosagem de aditivos, o tempo de homogeneização, garantem a possibilidade de repetição das propriedades dos concretos auto-adensáveis. Tendo em vista os resultados nos corpos-de-prova de controle (moldados), para análise da variabilidade da resistência nas vigas e pilares consideraram-se os concretos como de mesma classe de resistência, C60.

4.2 – Resistência à compressão do concreto nos elementos estruturais por testemunhos de concreto

Para cada pilar e viga estudados, foram extraídos onze testemunhos aos 70 dias de idade. Nas vigas, estavam assim localizados:

- nos pontos A1, B1, C1, a 0,15 m da extremidade mais próxima a região de lançamento do concreto;
- no ponto B2 a 0,35 m da extremidade mais próxima a região de lançamento ao concreto;
- nos pontos A5, B5, C5, a 1,05 m da extremidade mais próxima a região de lançamento do concreto;
- no ponto B8, a 1,75 m da extremidade mais próxima a região de lançamento ao concreto;
- nos pontos A9, B9 e C9, a 2,95 m da extremidade mais próxima a região de lançamento do concreto;

Vale ressaltar que para localizar cada posição onde foram extraídos os testemunhos, as letras simbolizam a variação das alturas, onde A é posição próxima ao topo da face da viga, B é a zona média e C é a região mais próxima ao fundo. Os números representam as posições horizontais, ao longo de todo seu comprimento. O número 1 é a zona ensaiada mais próxima da extremidade aonde ocorreu o lançamento e o número 9 é a mais distante. Essas coordenadas podem ser melhores visualizadas na figura 24, mostrada no item 3.2.3.

Nos pilares foram retiradas amostras das seguintes posições:

- nos pontos A1, B1, C1, a 2,55 m de altura em relação à base;
- no ponto B3, a 1,95 m de altura em relação à base;

- nos pontos A5, B5, C5, a 1,35 m de altura em relação à base;
- no ponto B7, a 0,75 m de altura em relação à base;
- nos pontos A9, B9 e C9 a 0,15 m de altura em relação à base.

No caso dos pilares, um sistema de coordenadas semelhante ao empregado nas vigas foi empregado. Entretanto, neste caso, os números representam a posição relativa à altura. O número 1 é a região a 2,55 m de altura, enquanto o número 9 representa a altura de 0,15 m. As letras representam a variação horizontal na viga. A letra A é a região mais a esquerda da face do pilar, a B é a zona central e a letra C é a área mais a direita. Esse sistema pode ser mais bem visualizado na figura 23, mostrada anteriormente, no item 3.2.3.

Os testemunhos extraídos foram submersos em água com cal. Aos 71 dias foi realizada a retificação dos topos das amostras que seriam ensaiadas e novamente depositadas na mistura de água com cal. Aos 74 dias de idade, estes testemunhos foram submetidos ao ensaio de módulo de elasticidade e ao ensaio de compressão simples. Os resultados desses ensaios, nas vigas ensaiadas, estão apresentados nas figuras (figuras 32, 33, 34 e 35). Os concretos estão representados nas legendas da seguinte forma:

- Traço:
 - T1 → Traço de Concreto Auto-Adensável de 0,60 m de espalhamento;
 - T2 → Traço de Concreto Auto-Adensável de 0,60 m de espalhamento;
 - TC → Traço de Concreto Tradicional Vibrado;
- Elemento:
 - V1 → Viga 1 do mesmo traço;
 - V2 → Viga 2 do mesmo traço.
- Altura:
 - A → região ensaiada a 0,40 m de altura, região mais próxima ao topo da face da viga;
 - B → região ensaiada a 0,25 m de altura, região central da face da viga;
 - C → região ensaiada a 0,10 m de altura, região mais próxima da base da face da viga.

Por exemplo, legenda T1V1A significa a Viga 1 do Traço de 0,60 m de espalhamento em uma região a 0,40 m de altura da face da viga.

4.2.1 – Vigas

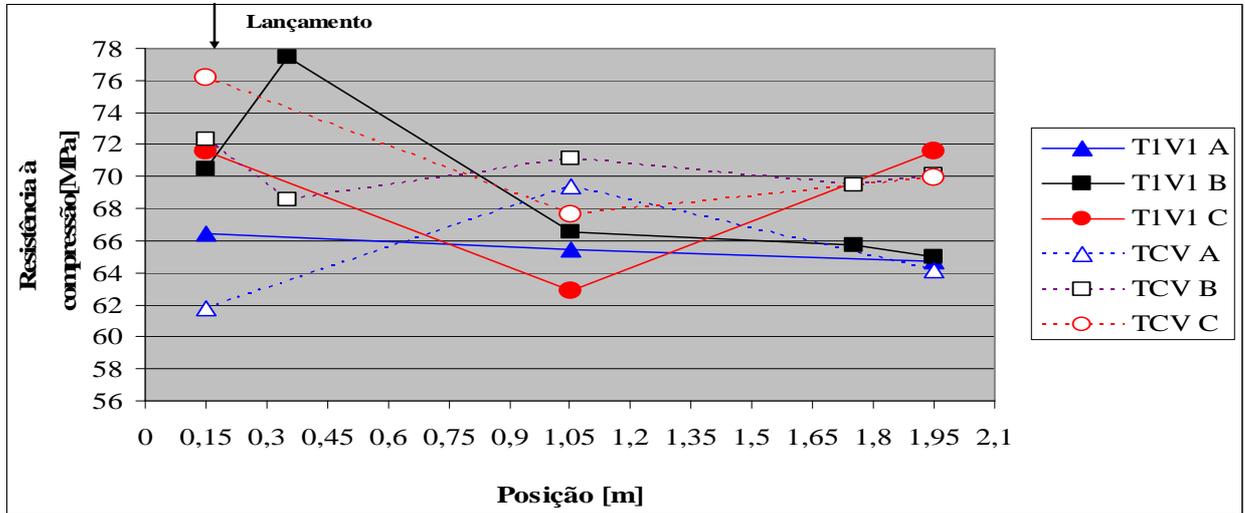


FIGURA 32 – Relação resistência à compressão em relação ao comprimento da viga T1V1.

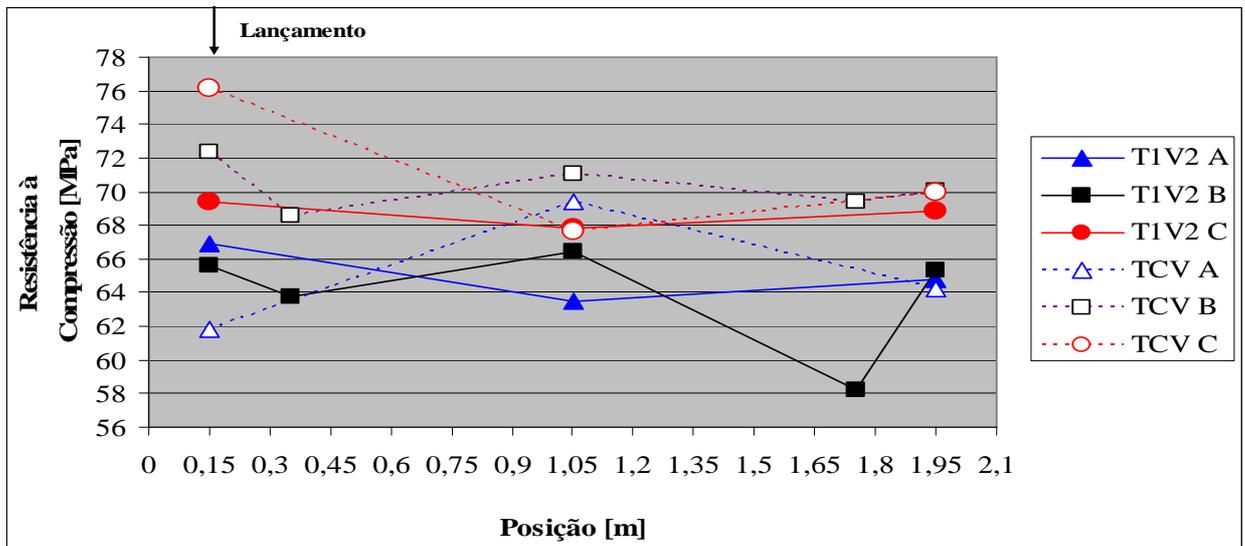


FIGURA 33 – Relação resistência à compressão em relação ao comprimento da viga T1V2.

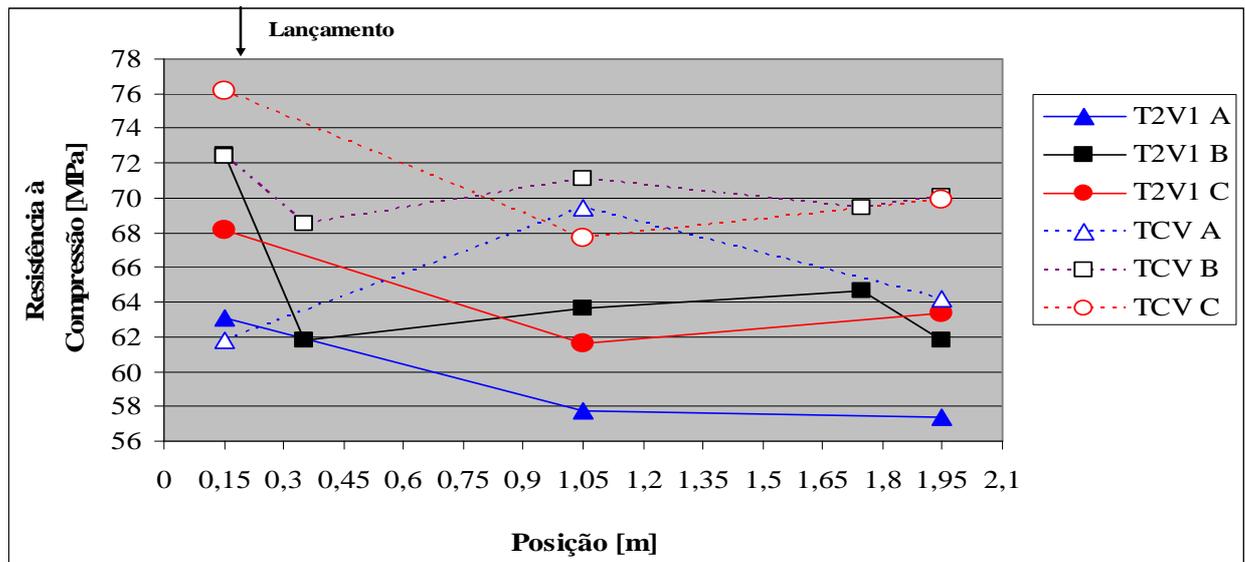


FIGURA 34 – Relação resistência à compressão em relação ao comprimento da viga T2V1.

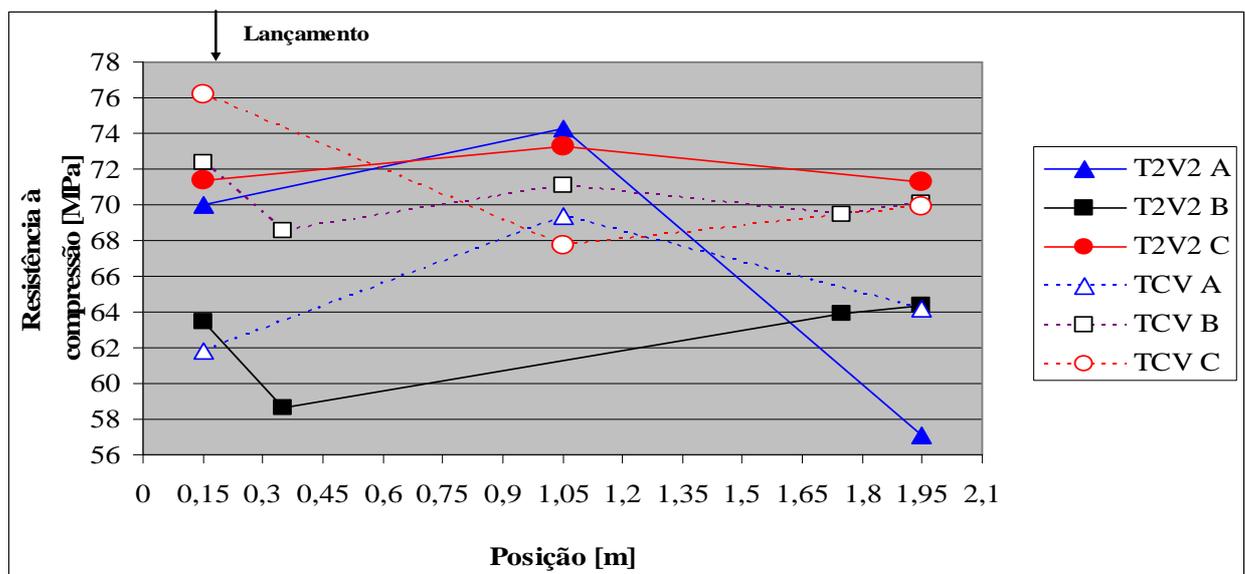


FIGURA 35 – Relação resistência à compressão em relação ao comprimento da viga T2V2.

Não foi utilizado o resultado de resistência à compressão do testemunho B5 da viga 2, moldada com o traço de concreto auto-adensável de 0,80 m de espalhamento. Após a extração do testemunho foi encontrada uma falha de concretagem, ocasionada por um torrão de areia que não se partiu durante o processo de homogeneização da mistura. Neste “grumo” não existia nenhum indício de cimento, que indica que esta falha não foi causada pelo adensamento do CAA e sim por uma falha na homogeneização.

A partir dos gráficos acima nota-se que, para as vigas de concreto auto-adensável, as maiores resistências à compressão são encontradas próximas à área de lançamento, e que a distância horizontal que o concreto necessita percorrer para

completar a forma influência na sua resistência. Também se nota que a resistência varia conforme a altura da viga, confirmando a influência do peso do concreto na compactação do elemento. Outro fator influente é a energia de lançamento: no local aonde foi aplicado o lançamento do concreto, ocorreram as maiores resistências. A variabilidade do ensaio de compressão também pode contribuir para a variação dos resultados ao longo dos elementos estudados.

Na tabela 18 estão representados os valores da média, desvio padrão e coeficiente de variação das resistências obtidas no ensaio de compressão simples dos testemunhos extraídos de cada viga estudada.

TABELA 18 - Resistência média, desvio padrão e o coeficiente de variação das vigas estudadas.

	T1		T2		TCV
	V1	V2	V1	V2	
Resistência Compressão [MPa]	67,98	65,62	63,24	66,77	69,15
Desvio Padrão [MPa]	4,28	3,10	4,28	6,11	3,82
Coeficiente de Variação [%]	6,30	4,71	6,77	9,15	5,52

As resistências, para o concreto auto-adensável menos fluído (T1), variavam dentro da cada viga estudada valores na faixa de 4,7 a 6,3%. No CAA mais fluído (T2), a resistência varia de 6,8 a 9,15% ao longo do comprimento das vigas analisadas.

Já para as vigas de concreto convencional vibrado, esperava-se um comportamento mais homogêneo das resistências ao longo do elemento, pois o lançamento foi feito com camadas semelhantes e foi aplicada o mesmo tempo de vibração em todas as regiões. Horizontalmente, as maiores resistências estão presentes na região onde o lançamento foi iniciado. Em relação à altura, em vigas, o concreto convencional vibrado funciona da mesma maneira que o concreto auto-adensável. As resistências variam 5,52% ao longo de toda a viga

Avaliando pelo coeficiente de variação dos traços, a viga moldada com o concreto convencional vibrado apresenta uma menor variação de resistência ao longo da viga. O concreto auto-adensável de 0,60 m de espalhamento (T1) possui um coeficiente de variação muito próximo ao do concreto convencional vibrado. Já o CAA de 0,80 m de espalhamento possui a maior dispersão de resistência de todos os traços estudados.

Estatisticamente, com 95% de confiabilidade (anexos 25 e 26), pode-se afirmar que a distância do ponto de lançamento e a variação da altura, mantendo a mesma distância do ponto de lançamento, não influenciam na resistência à compressão.

4.2.2 - Pilares

Os resultados obtidos nos pilares estão apresentados nas figuras 36 e 37.

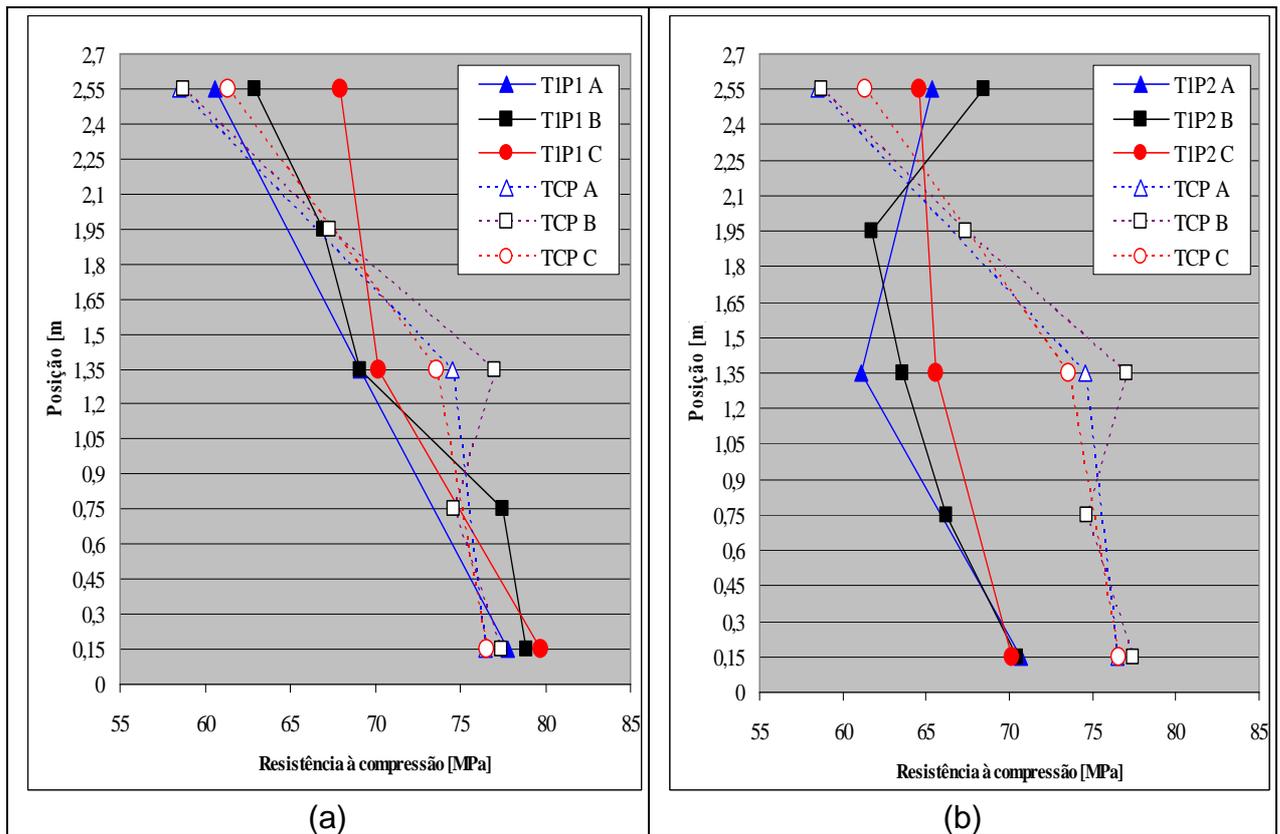


FIGURA 36 – Relação resistência à compressão em relação à altura do pilar (a) T1P1, (b) T1P2

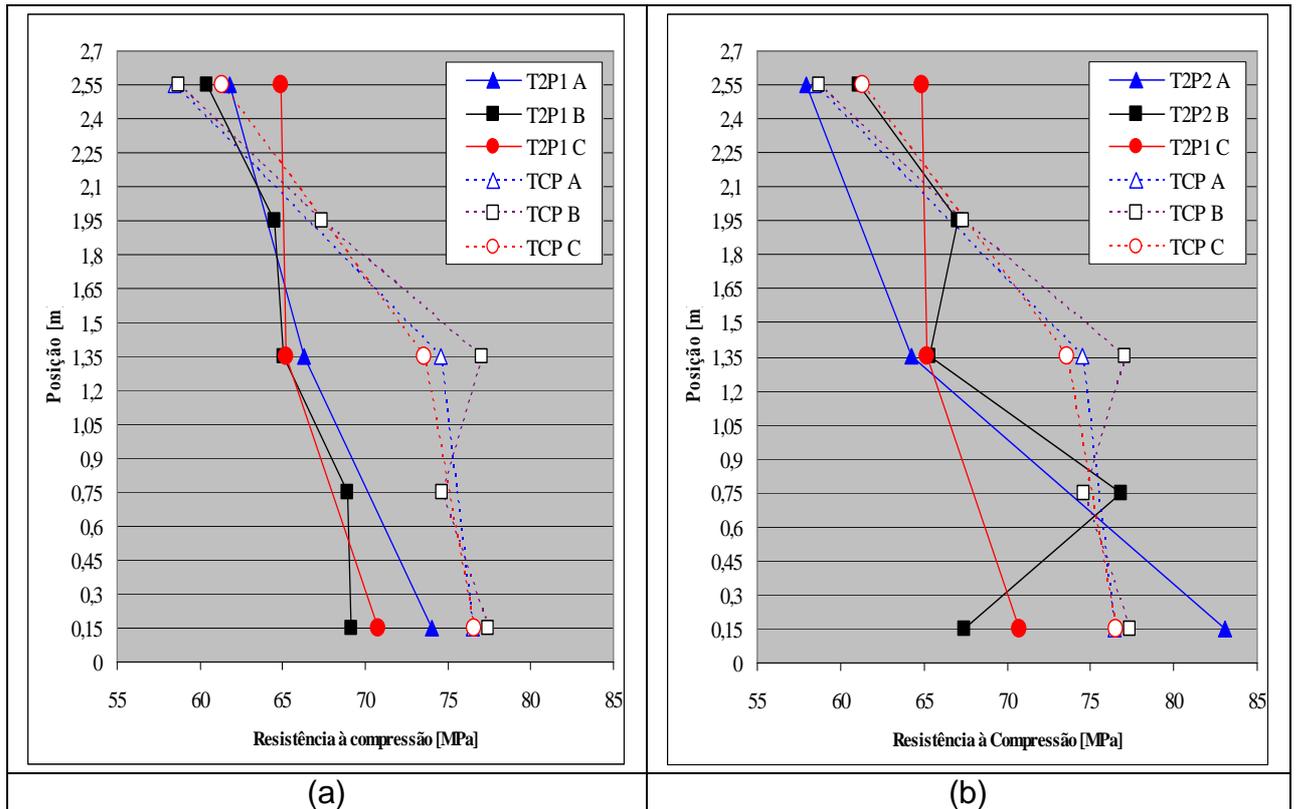


FIGURA 37 – Relação resistência à compressão em relação à altura do pilar (a) T2P1 e (b) T2P2.

Analisando os resultados do ensaio de compressão, nos testemunhos extraídos dos pilares, nota-se que existe uma tendência da resistência variar em relação à altura do elemento estrutural, tanto nos traços de concreto auto-adensável, como no concreto convencional vibrado. Para o CAA de 0,60 m de espalhamento a variação de resistência ao longo de todo o elemento foi de 5,55 a 9,30% .

Nos pilares de concreto auto-adensável de 0,80 m de espalhamento (T2) a variação ao longo dos pilares estudados foi de 5,95 a 10,43%. Já para os pilares moldados com concreto convencional vibrado, a variação de resistência ficou em 16,46%.

Analisando o coeficiente de variação nos pilares de cada traço, foram encontrados 8,46% para as resistências à compressão nos pilares do traço T1, 8,36% para o traço T2 e 10,82% para as resistências do pilar moldado com o traço TC.

A tabela 19 apresenta os valores da média, desvio padrão e coeficiente de variação das resistências obtidas no ensaio de compressão simples dos testemunhos extraídos de cada pilar estudado.

TABELA 19 - Resistência média, desvio padrão e o coeficiente de variação dos pilares estudados.

	T1		T2		TCP
	P1	P2	P1	P2	
Resistência Compressão [MPa]	70,96	66,02	66,46	67,57	70,55
Desvio Padrão [MPa]	6,61	6,66	3,95	7,05	7,63
Coeficiente de Variação [%]	9,30	5,55	5,95	10,43	10,82

Acredita-se que a variação das resistências ao longo dos pilares é devido ao melhor adensamento do concreto nas proximidades da base, pois a força exercida pelo peso próprio do material é maior nessas áreas. Conforme a altura vai aumentando, a quantidade de material nas regiões mais elevadas é menor e, conseqüentemente, o peso próprio do material é menor, prejudicando o adensamento.

Através do teste ANOVA (anexos 26 a 27), pode-se afirmar, com 95% de confiança, que a altura influencia nas resistências à compressão dos testemunhos de concreto extraídos dos pilares estudados. As áreas de ensaio, localizadas na mesma altura, não têm diferenças significativas quando comparadas horizontalmente.

4.3 – Ensaio não-destrutivos

Os ensaios não-destrutivos (END) foram empregados como complemento à avaliação realizada por extração de testemunhos de concreto e, também, para a definição de correlações entre os resultados dos END com a resistência à compressão de CAA. Além disso, avalia-se também a existência de correlação entre a velocidade de ultra-som e o módulo de elasticidade obtido nos ensaios de testemunhos de concreto. Nos casos em que a correlação entre os resultados de END e a resistência à compressão foram consideradas satisfatórias, os resultados foram empregados para aumentar a amostragem do concreto nas vigas e pilares com o intuito de se avaliar a distribuição das resistências nessas peças.

Para que nenhum ensaio prejudicasse o seguinte (vaselina na superfície do concreto; indução de fissuras pelo pino), a seqüência dos ensaios não-destrutivos foi a seguinte:

- Ensaio esclerométrico;
- Ensaio de propagação de pulsos ultra-sônicos;

- Ensaio de resistência à penetração de pinos.

Todos os ensaios não-destrutivos foram executados conforme os procedimentos descritos no Capítulo 3 e nas normas adequadas. Os resultados e as análises estão apresentados nos itens a seguir.

4.3.1 – Índice esclerométrico

O ensaio de esclerometria, realizado aos 69 dias de idade, foi executado na face onde a forma era metálica de cada elemento estudado nesta pesquisa. As regiões ensaiadas estão representadas nas figuras 23 e 24, no item 3.2.3.

Em cada região ensaiada, foram executados 16 impactos e os valores obtidos, cujos resultados estão representados nos gráficos a seguir, foram submetidos a análises estatísticas, conforme indica a NBR 7584, sendo retirados os valores espúrios e determinados os índices esclerométricos.

4.3.1.1 - Vigas

Os índices esclerométricos variam ao longo do comprimento das vigas estudadas, e são apresentados nas figuras 38, 39, 40 e 41.

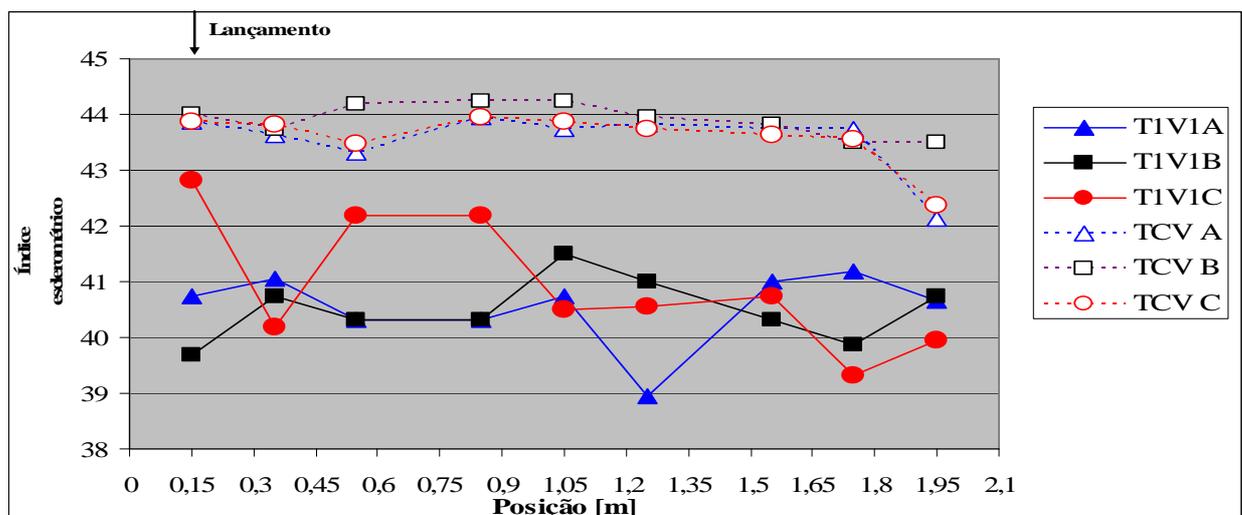


FIGURA 38 - Índice esclerométrico em relação ao comprimento da viga T1V1 E TVC.

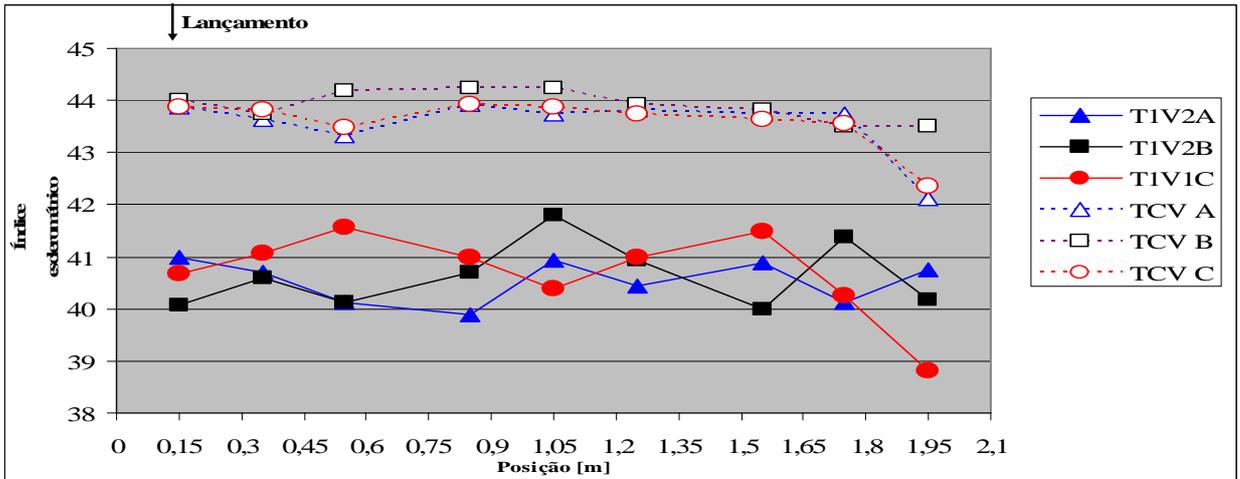


FIGURA 39 - Índice esclerométrico em relação ao comprimento da viga T1V2 e TCV.

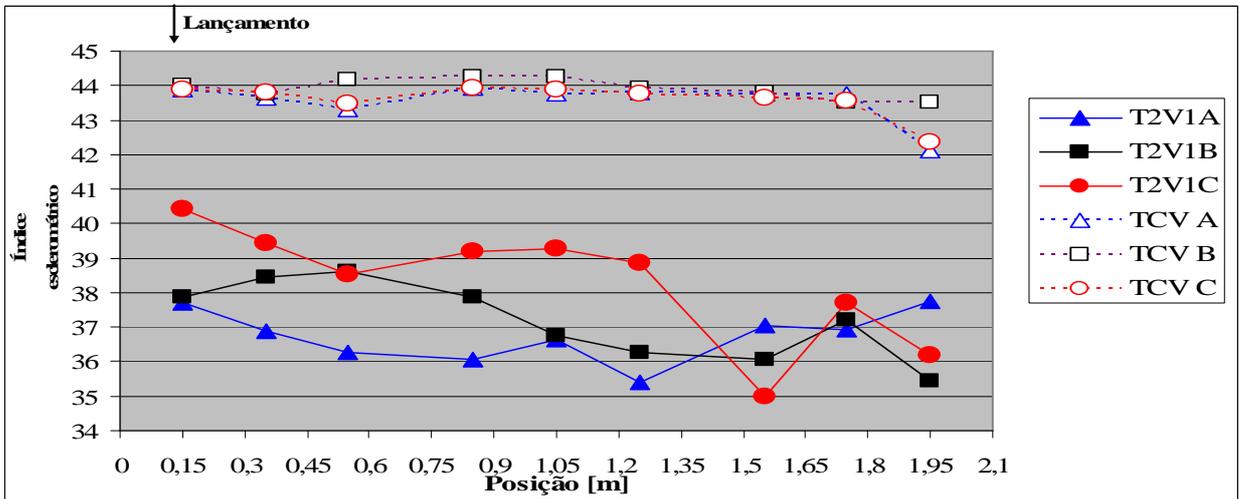


FIGURA 40 - Índice esclerométrico em relação ao comprimento da viga T2V1 e TCV.

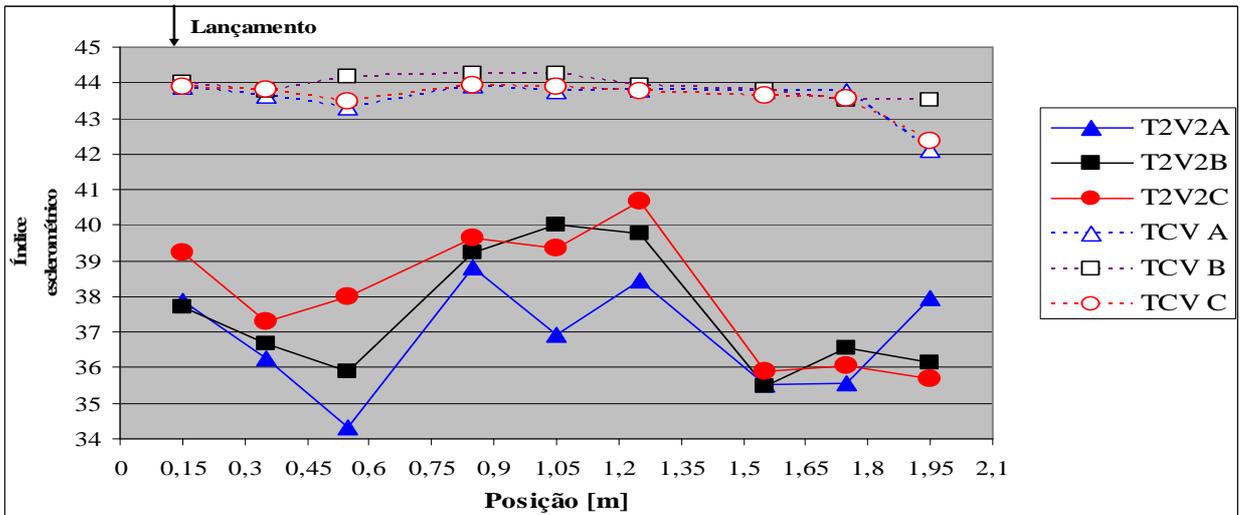


FIGURA 41 - Índice esclerométrico em relação ao comprimento da viga T2V2.

Nas vigas estudadas, a tendência de variação do índice esclerométrico, ao longo da viga, seguiu a tendência de comportamento semelhante ao da resistência à compressão, determinado pelos ensaios nos testemunhos extraídos. A tabela 20 apresenta os valores da média, desvio padrão e coeficiente de variação dos índices esclerométricos obtidos ao longo de cada viga e de cada traço estudado.

TABELA 20 – Índices de esclometria médios e coeficientes de variação nas vigas estudadas.

	T1			T2			TCV
	V1	V2	Média	V1	V2	Média	
Índice esclerométrico [IE]	40,66	40,62	40,64	37,40	37,44	37,42	43,68
Desvio Padrão [IE]	0,84	0,63	0,74	1,38	1,72	1,54	0,47
Coeficiente de Variação [%]	2,07	1,55	1,81	3,70	4,59	4,13	1,08

Apesar das resistências semelhantes, nos traços estudados, ocorreu uma diferença de resultados quando se avaliou a dureza superficial. As vigas de concreto convencional vibrado (TC) apresentaram maior índice esclerométrico porque possuíam maior volume de agregado graúdo e as dimensões dos mesmos eram maiores do que o empregado nos concreto auto-adensáveis. Já o CAA de 0,80 m de espalhamento (T2) apresentou um índice esclerométrio menor, que pode ter sido ocasionada pela maior quantidade de micro-bolhas na superfície da face ensaiada. Acredita-se que essas bolhas foram causadas por um aprisionamento de ar devido à forma de lançamento.

Com a força que o concreto caia na forma, o choque entre o concreto lançado e o volume de concreto já depositado na forma fazia com que se formasse uma espécie de “onda”. Quando essa se fechava, poderia aprisionar o ar. Com o peso do restante do concreto lançado, este ar migraria para as paredes laterais da forma, causando a formação de micro-bolhas na superfície. Um esquema, com proporções exageradas, desse mecanismo pode ser visto na figura 42.

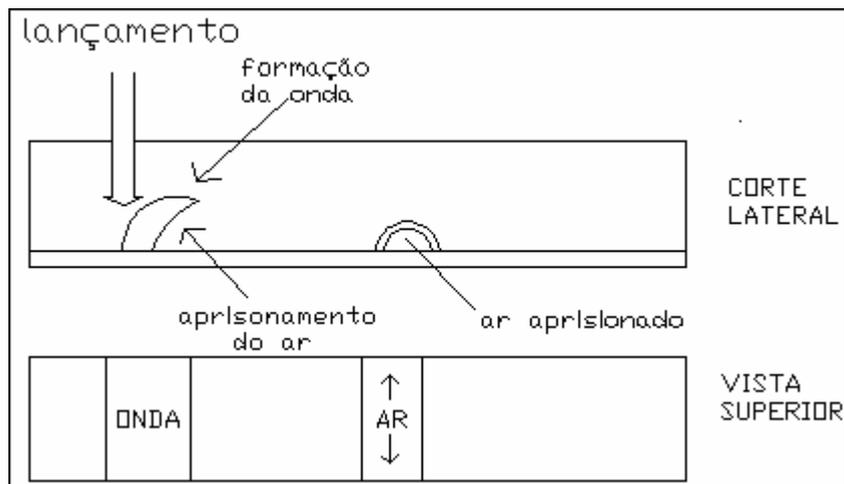


FIGURA 42 – Mecanismo de aprisionamento de ar durante o lançamento do CAA.

Analisando-se a variação dos índices de esclerometria, concluiu-se que a viga moldada com concreto convencional vibrado, cujo coeficiente de variação (CV) foi de 1,08%, apresentou uma maior homogeneidade dentre as vigas estudadas. Comparando os coeficientes de variação dos índices esclerométricos de todas as vigas estudadas, a de concreto auto-adensável de 0,60 m (T1) de espalhamento possui um CV de 1,81%, um pouco mais elevado do que o apresentado no concreto convencional. O CAA de 0,80 de espalhamento apresentou um coeficiente de variação quatro vezes superior à observada na viga de concreto convencional vibrado.

Através de testes ANOVA (anexos 28 e 30), com 95% de confiabilidade, para as vigas moldadas com os concretos auto-adensáveis estudados, não se pode afirmar que a distância horizontal da região de lançamento influencia na dureza superficial da face das vigas de todos os traços estudados. Já para a viga moldada como o concreto convencional vibrado, a posição horizontal da região ensaiada influencia no valor do índice esclerométrico.

4.3.1.2 - Pilares

Para os pilares, a dureza superficial se comportou segundo as figuras 43 e 44.

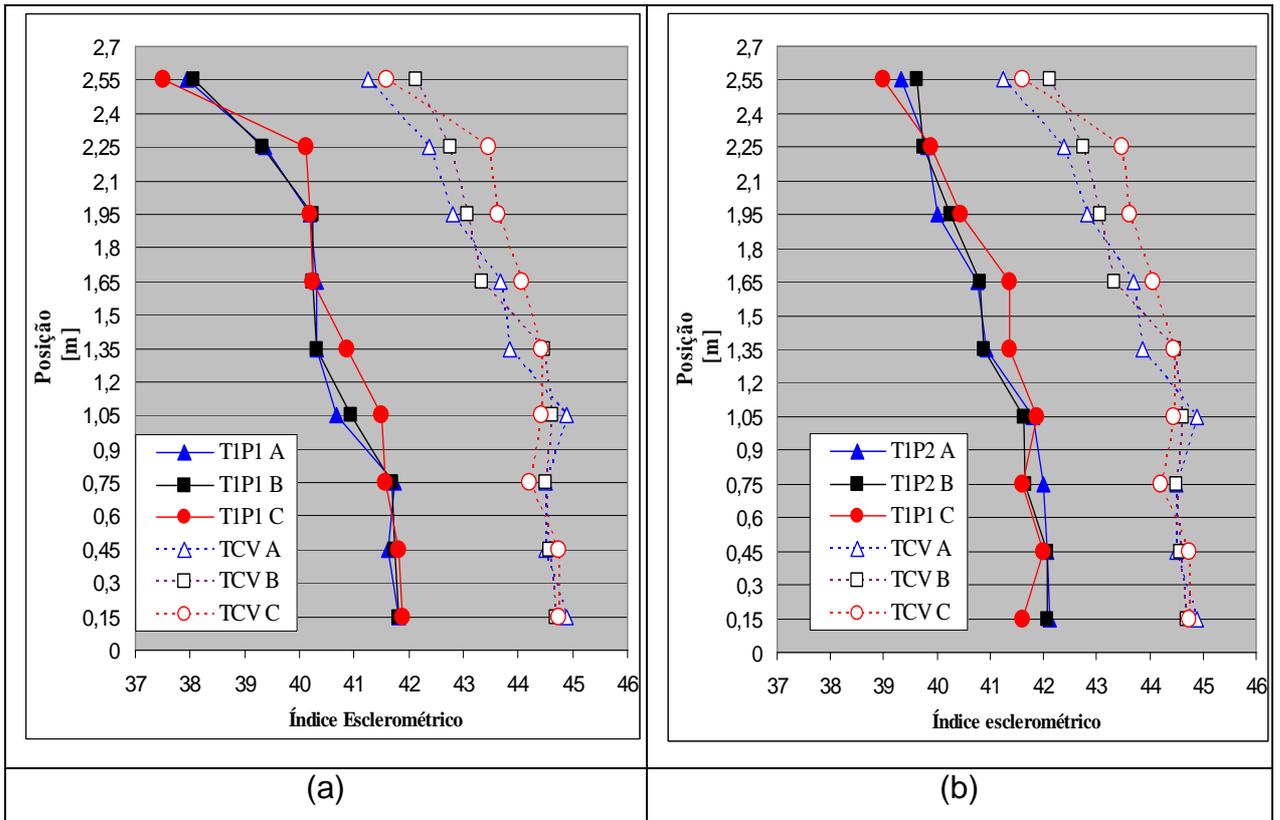


FIGURA 43 - Índice esclerométrico em relação altura das vigas a) T1P1 E b) T1P2.

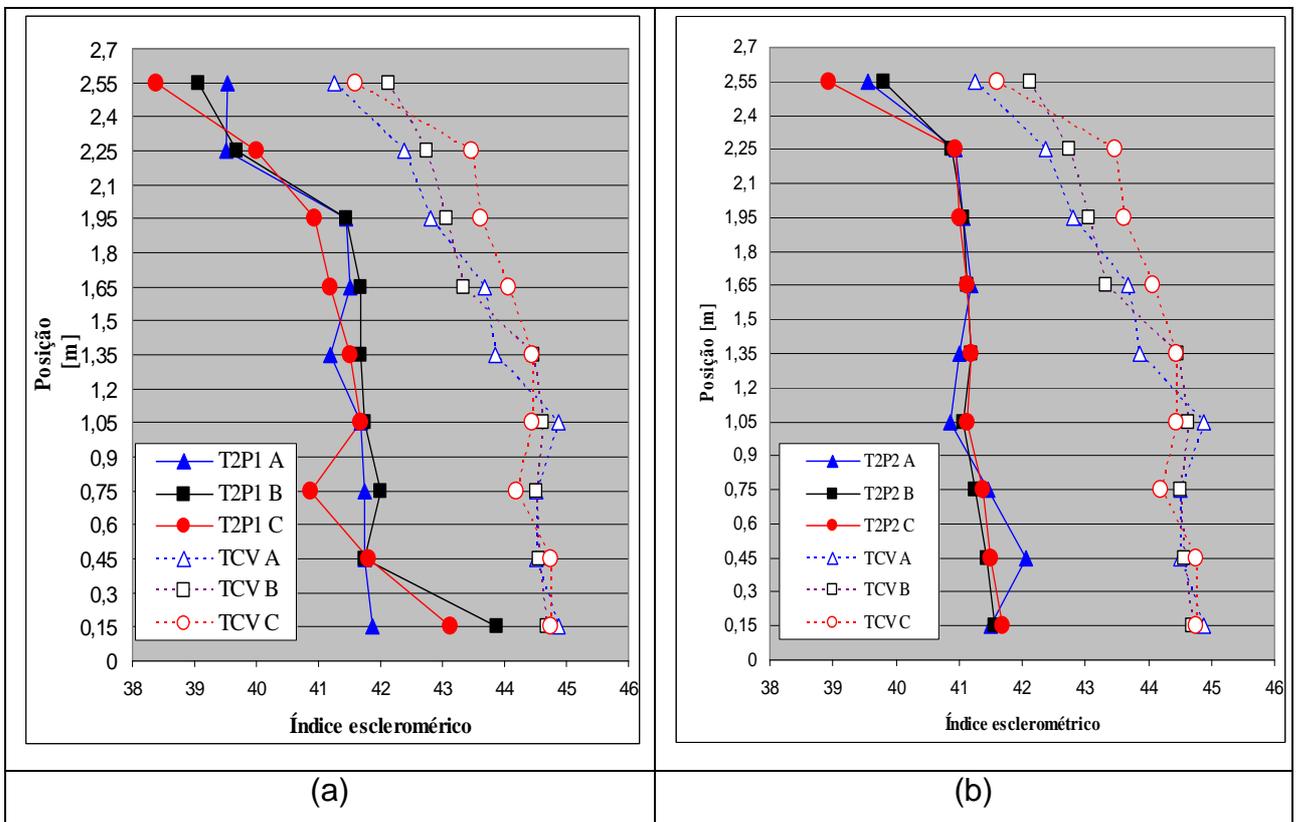


FIGURA 44 - Índice esclerométrico em relação altura dos pilares a) T2P1 E b) T2P2.

Assim como nas vigas, a variação do índice esclerométrico se comportou de maneira semelhante à variação da resistência à compressão dos testemunhos em todos os pilares analisados. Obtiveram-se maiores valores na base do pilar e, com o incremento da altura, a medida da dureza superficial ficou reduzida.

Na tabela 21 estão representadas as variações e as diferenças obtidas na análise dos índices esclerométricos dos pilares estudados.

TABELA 21 – Índices de esclerometria médio e coeficientes de variação nos pilares estudados.

	T1			T2			TCV
	P1	P2	Média	P1	P2	Média	
Índice esclerométrico [IE]	40,75	40,99	40,75	41,21	41,03	41,12	43,78
Desvio Padrão [IE]	1,24	0,98	1,13	1,19	0,65	0,95	1,04
Coeficiente de Variação [%]	3,07	2,38	2,78	2,89	1,58	2,32	2,38

Observando o coeficiente de variação a partir das leituras determinadas nos pilares de cada traço estudado, pode-se afirmar que o traço de concreto auto-adensável de 0,80 m de espalhamento (T2) originou elementos com uma maior homogeneidade de dureza superficial. O concreto convencional vibrado apresentou uma percentagem de variação de resultados de 2,38%, muito próxima a encontrada nos elementos moldados com o traço T2.

Foram realizados os testes de ANOVA (anexos 29 e 30) e pode-se afirmar com 95% de confiança que a altura nos pilares influencia no índice esclerométrico. Já a variação horizontal, mantendo a mesma altura, não influencia na dureza do concreto.

4.3.2 – Velocidade de propagação do pulso ultra-sônico

Em cada área de ensaio, ilustradas nas figuras 23 e 24 anteriormente apresentadas no capítulo 3, foram realizadas duas medidas na forma direta, aos 68 dias de idade. Foram calculadas as médias dessas leituras e esse valor foi tomado como a velocidade de propagação do pulso ultra-sônico na região ensaiada.

4.3.2.1 - Vigas

As figuras 45, 46, 47 e 48 mostram os valores das velocidades ao longo das vigas estudadas.

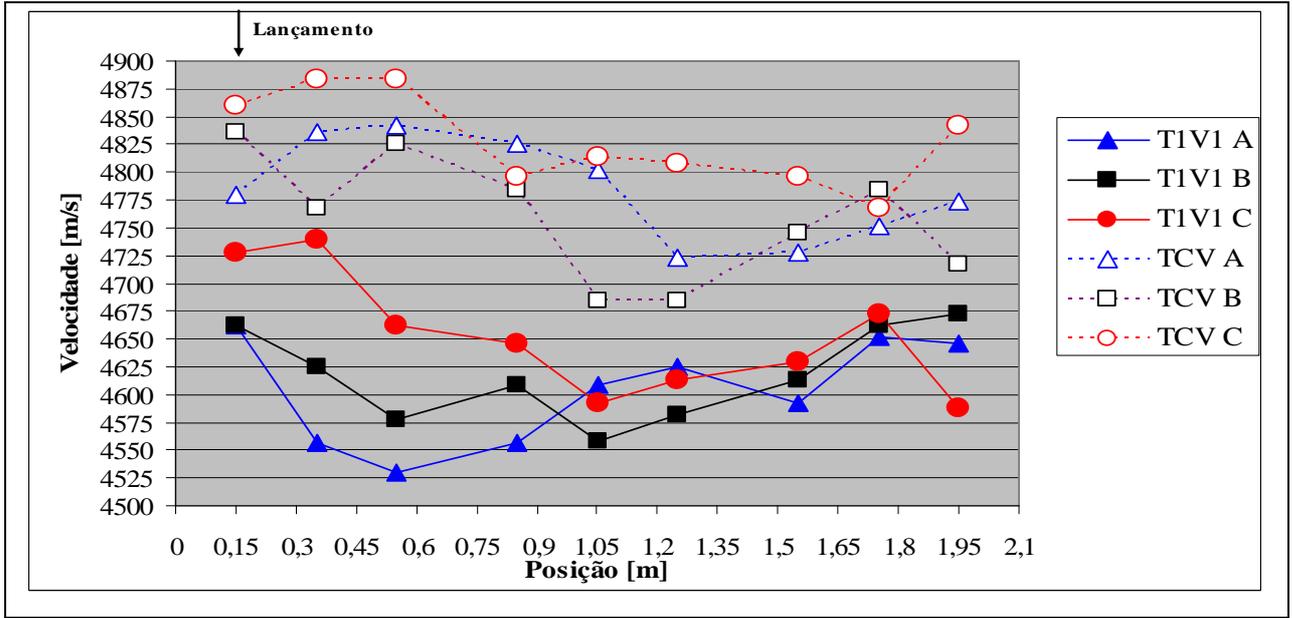


FIGURA 45 – Velocidade de propagação do pulso ultra-sônico em relação ao comprimento da viga T1V1 e TCV.

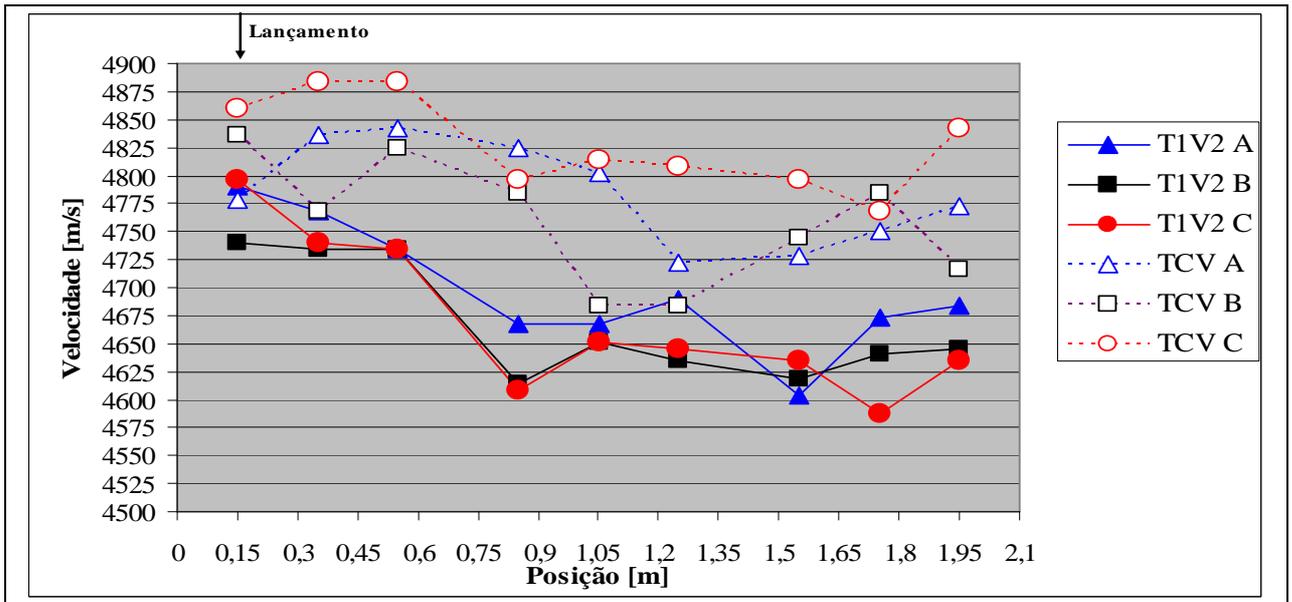


FIGURA 46 – Velocidade de propagação do pulso ultra-sônico em relação ao comprimento da viga T1V2 e TCV.

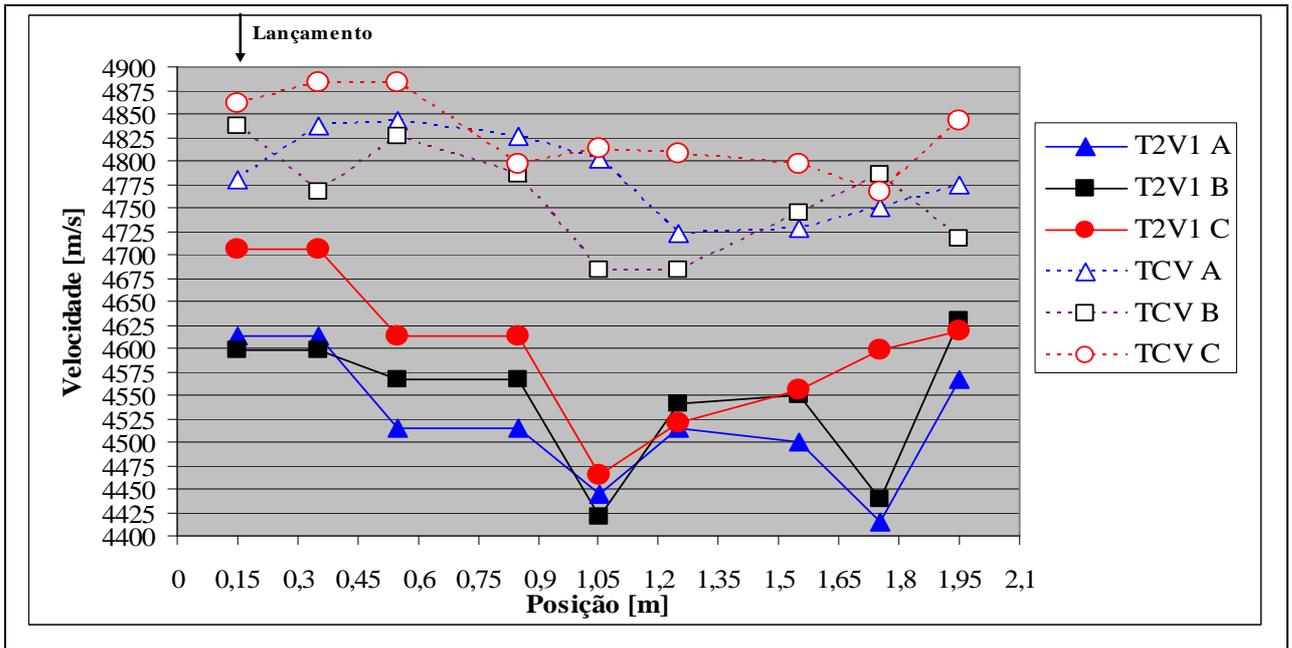


FIGURA 47 – Velocidade de propagação do pulso ultra-sônico em relação ao comprimento da viga T2V1 e TCV.

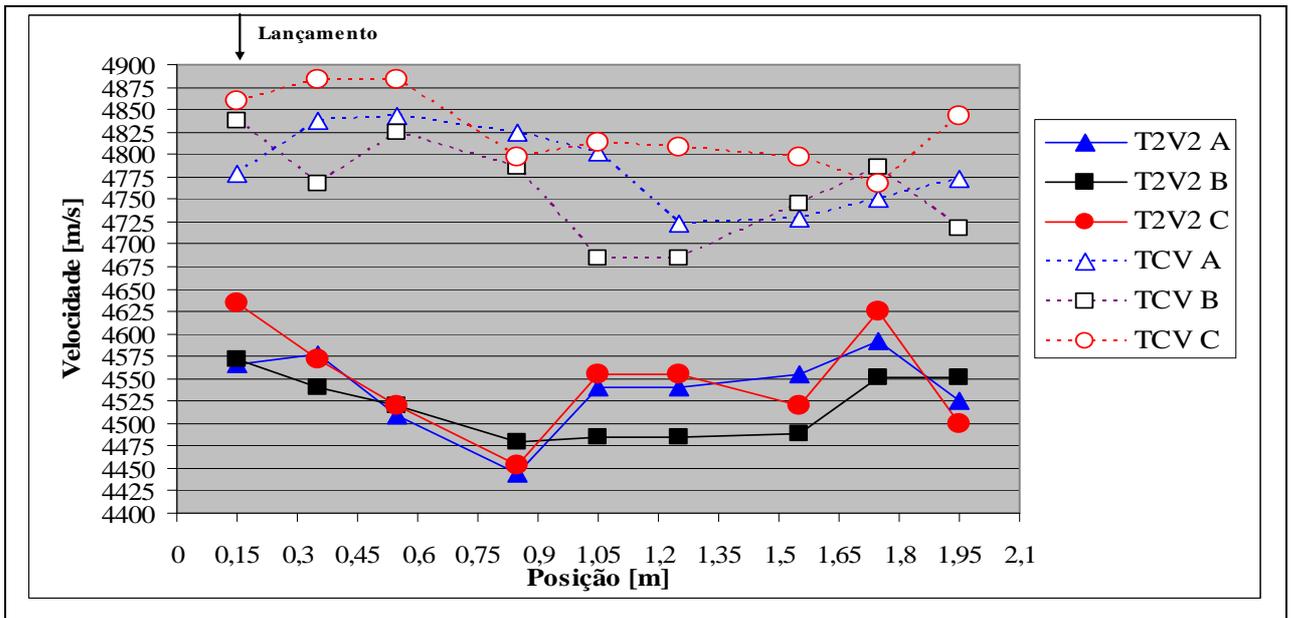


FIGURA 48 – Velocidade de propagação do pulso ultra-sônico em relação ao comprimento da viga T2V2.

Analisando-se os resultados apresentados, nota-se que existe uma tendência das maiores velocidades serem encontradas na região próxima à do lançamento do concreto. Ao longo do elemento, as velocidades vão se reduzindo à medida que se afasta da região do lançamento, atingindo a menor medida na região do terço central do comprimento da viga, para apresentar um acréscimo nas medições no terço final.

Essa tendência de comportamento é semelhante à obtida para as resistências à compressão dos testemunhos extraídos.

Acredita-se que a variação dos resultados obtidos pelo ensaio de velocidade de propagação de pulsos ultra-sônicos foi influenciada pela pressão exercida pelo concreto ao longo da forma. Nota-se que os maiores valores da velocidade são encontradas no início e no final das vigas, justamente onde as pressões exercidas pelo concreto, no estado fresco, são mais elevadas, fazendo com que o material se compacte de forma mais eficiente.

Na tabela 22 são apresentadas as velocidades médias das leituras obtidas nos ensaios e os coeficientes de variação.

TABELA 22 – Velocidades de propagação médias e coeficientes de variação nas vigas estudadas.

	T1			T2			TCV
	V1	V2	Média	V1	V2	Média	
Velocidade [m/s]	4624,28	4678,48	4651,38	4555,54	4535,42	4545,48	4790,38
Desvio Padrão [m/s]	50,79	59,43	61,21	77,42	46,51	64,07	54,54
Coefficiente de Variação [%]	1,10	1,27	1,31	1,70	1,02	1,41	1,14

Quando se compara a média dos resultados, assim como os valores individuais de cada região ensaiada, constata-se que as velocidades de propagação das ondas ultra-sônicas foram maiores nas vigas de concreto convencional vibrado do que nas vigas de CAA. Segundo BUNGEY apud REPETTE (1991), essas velocidades maiores podem ser conseqüências da natureza da rocha dos agregados graúdos empregados no traço de concreto convencional vibrado (mescla de brita zero basáltica e brita 1 granítica) e do volume de agregados muito maior quando comparado com empregada nos concretos auto-adensáveis.

Outro fator que influencia a velocidade de propagação de pulsos ultra-sônicos é a massa específica do material. Segundo MALHOTRA e CARINO (1991) a velocidade de concretos mais leves tende a ser menores que em concretos convencionais, para um mesmo nível de resistência. No concreto auto-adensável, ocorreu uma substituição de um material de massa específica alta (agregado graúdo), por um material de massa específica menor (agregado graúdo) e com isso ocorreu uma redução nos valores de velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos.

Comparando os dois concretos auto-adensáveis, o CAA menos fluido (T1) apresenta valores maiores que os obtidos no CAA de maior fluidez.

Através do teste ANOVA (anexos 31 a 33) com 95% de confiabilidade, verificou-se a influência da posição horizontal nos valores das velocidades de propagação de pulsos ultra-sônicos na viga 2, do traço de concreto auto-adensável de 0,60 m de espalhamento (T1) e na viga 1, moldada com CAA de 0,80 m de espalhamento (T2). As outras vigas estudadas não apresentaram essa influência. Também não foi verificada influência da altura da viga para uma mesma posição horizontal.

4.3.2.2 – Pilares

Nas figuras 49 e 50, a seguir, pode ser observada a distribuição das velocidades de propagação nos pilares estudados.

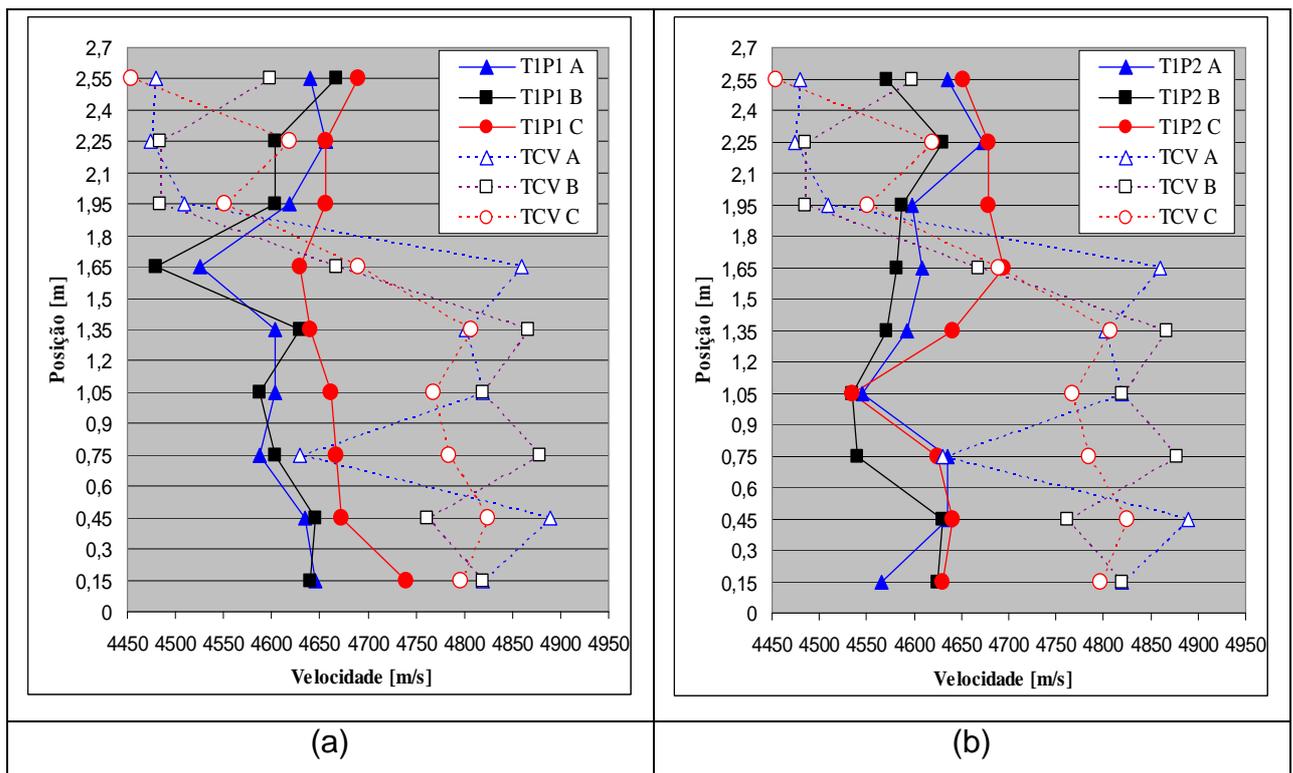


FIGURA 49 – Velocidade de propagação do pulso ultra-sônico em relação à altura do pilar. a) T1P1 e b) T1P2.

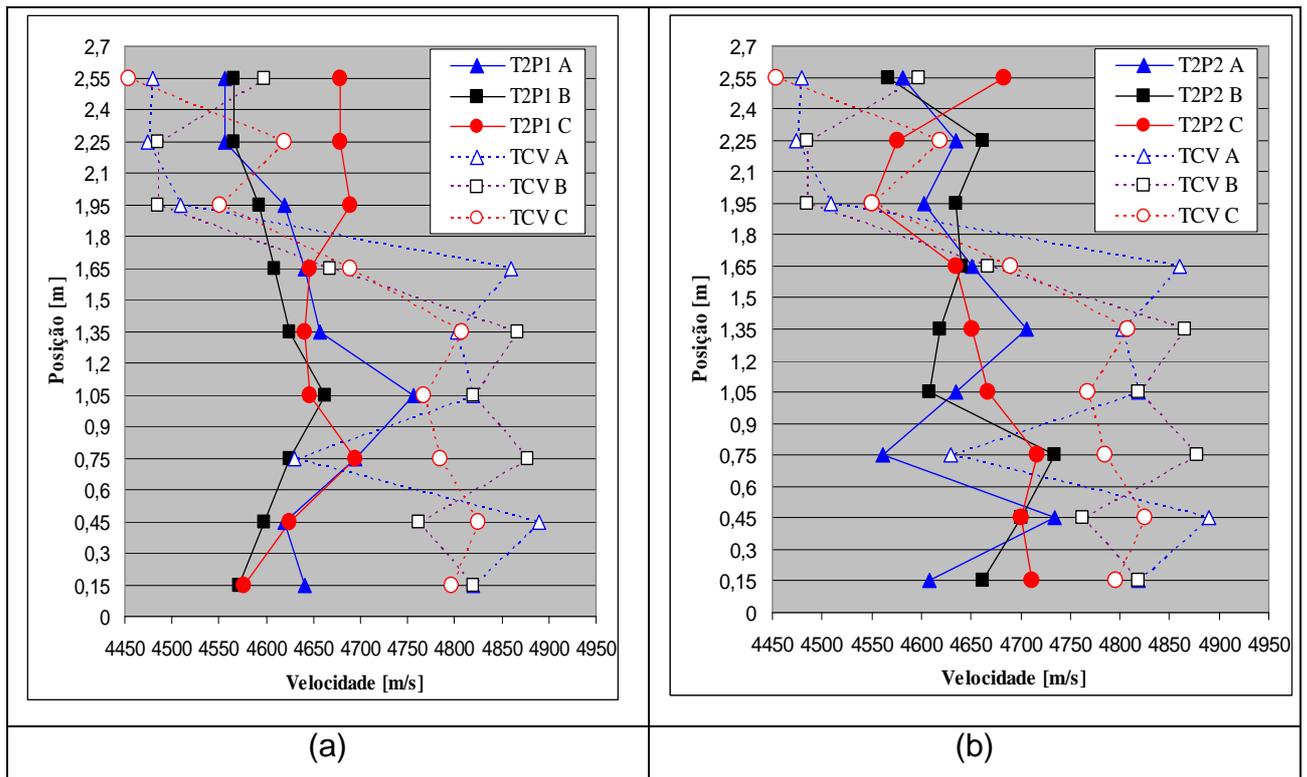


FIGURA 50 – Velocidade de propagação do pulso ultra-sônico em relação à altura do pilar. a) T2P1 e b) T2P2

Ao se analisar os gráficos acima, a tendência de variação de velocidade ao longo dos pilares a qual se esperava era que os maiores valores iriam ser encontrados nas regiões mais próximas à base. Já em alturas maiores, as velocidades seriam menores.

Entretanto somente o pilar de concreto convencional vibrado apresentou essa variação. As velocidades determinadas nos pilares moldados com concretos auto-adensáveis apresentaram alguma variação desses valores ao longo da altura do pilar, mas as diferenças entre velocidades estimadas no topo e na base não foram significantes.

Comparando-se os resultados de todos os elementos estudados, observa-se que, nas proximidades do topo do pilar, os concretos auto-adensáveis possuem velocidades de propagação superiores às encontradas nos pilares moldados com concreto convencional. Os valores menores de velocidade, encontrados no pilar moldado com concreto convencional vibrado, podem estar relacionados ao maior teor de vazios existente nesta região. Até a altura de 1,65 m, as velocidades de propagação

estimadas no pilar moldado com o traço de concreto convencional são maiores que as encontradas, para as mesmas alturas, nos pilares de concreto auto-adensável.

Este incremento nos valores de velocidade de propagação pode ser causado pelo melhor adensamento da região pelo concreto convencional, que além da energia de vibração externa aplicada, também sofre influência do seu peso próprio na sua compactação, gerando uma matriz melhor adensada, da base até a altura de 1,65m.

Foi pequena variação na velocidade nos concretos auto-adensáveis, para ambos os traços. Devido ao peso próprio do CAA, era de se esperar que os pilares deveriam possuir velocidades maiores na base do que no topo, pois a maior quantidade de material acima da área do pé do pilar garantiria um melhor adensamento e um menor teor de vazios ao concreto, entretanto essas velocidades não possuíam diferenças significativas.

Avaliando as variações de cada elemento estudado, montou-se a tabela 23, com o valor da velocidade média, o desvio padrão e coeficiente de variação para cada um dos pilares estudados e por traços.

TABELA 23 – Velocidades de propagação médias e coeficientes de variação nos pilares estudados.

	T1			T2			TCP
	P1	P2	Média	P1	P2	Média	
Velocidade [m/s]	4629,17	4612,27	4620,73	4630,53	4645,75	4638,14	4702,09
Desvio Padrão [m/s]	50,11	45,11	48,25	49,53	53,42	51,60	148,73
Coeficiente de Variação [%]	1,08	0,99	1,04	1,07	1,15	1,11	6,24

Dos pilares estudados, o pilar de concreto convencional vibrado foi o que apresentou maiores velocidade média e variação das velocidades determinadas ao longo da altura (6.24%). Os pilares dos concretos auto-adensáveis tiveram um coeficiente de variação muito semelhante, de 0,99 a 1,08% para os pilares moldados com o traço T1 e, de 1,07 a 1,15%, para os elementos moldados como traço T2.

Através dos testes de ANOVA (anexos 32 a 33), pode-se afirmar, com 95% de confiança, que a altura é influente na velocidade de propagação de pulsos ultra-sônicos apenas nos pilares 1 do traço de concreto auto-adensável de 0,60 m e no pilar moldado com concreto convencional vibrado. A variação de posição horizontal, mantendo-se a

mesma altura, não produz diferenças significativas nas velocidades de pulso ultrassônico.

4.3.3 – Profundidade de penetração de pinos

O ensaio de resistência à penetração de pinos foi realizado aos 72 dias de idade, após a extração dos testemunhos, para evitar que qualquer fissura induzida pela introdução do pino metálico influenciasse o resultado dos demais ensaios realizados. A localização de onde foram executados os testes está nas figuras 24 e 25, apresentados no item 3.2.3..

4.3.3.1 – Vigas

As figuras 51, 52, 53 e 54 apresentam os resultados do ensaio de penetração ao longo das vigas analisadas.

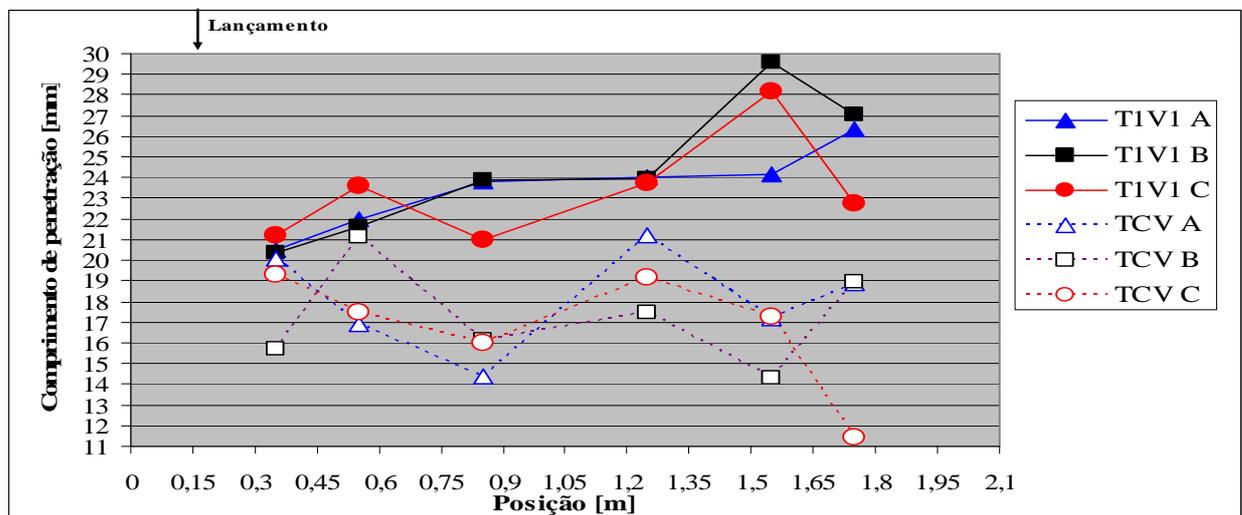


FIGURA 51 – Comprimento de penetração de pinos ao longo do comprimento da viga T1V1 e TCV.

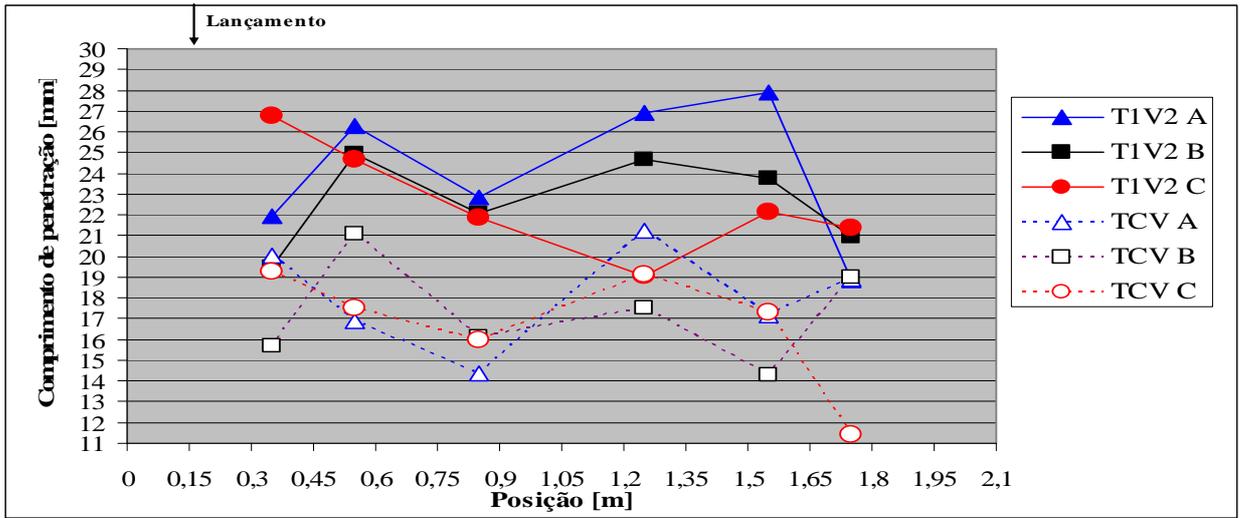


FIGURA 52 – Comprimento de penetração de pinos ao longo do comprimento da viga T1V2 e TCV.

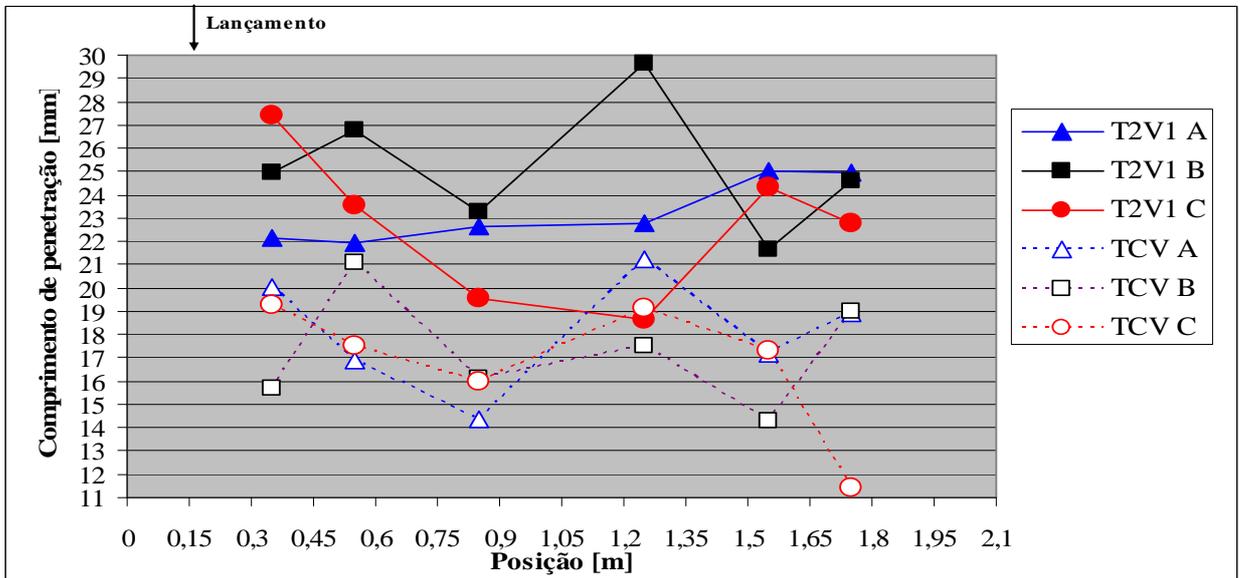


FIGURA 53 – Comprimento de penetração de pinos ao longo do comprimento da viga T1V2 e TCV.

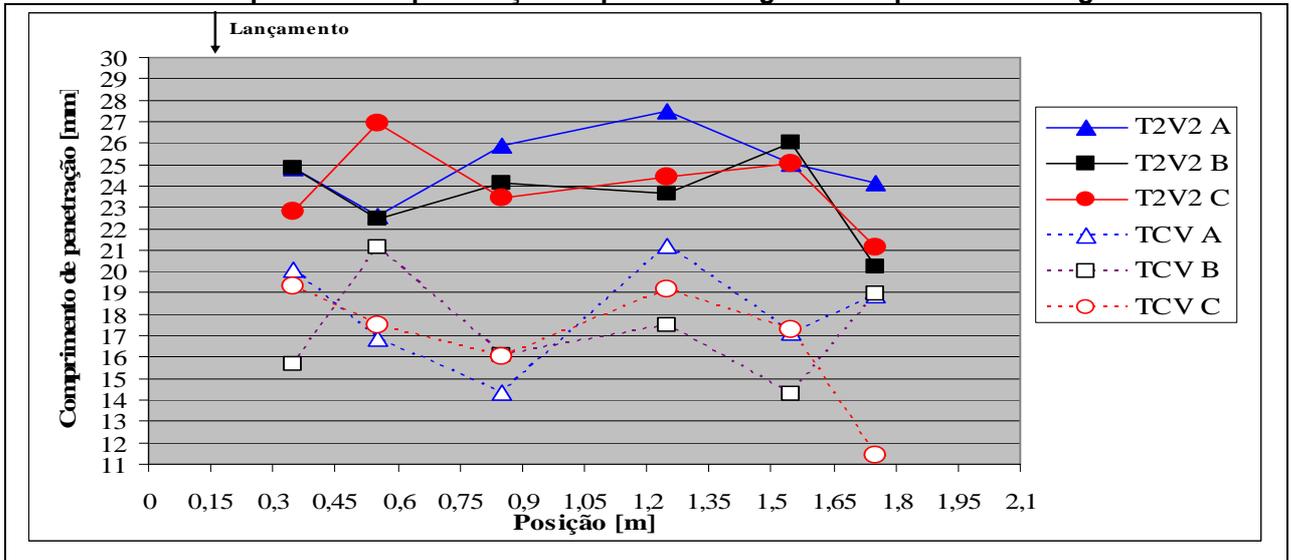


FIGURA 54 – Comprimento de penetração de pinos ao longo do comprimento da viga T2V2.

Com base no conhecimento disponível na bibliografia de concreto convencional, o comportamento esperado neste ensaio, em vigas, era que as regiões mais resistentes, as regiões próximas à área de lançamento, possuíssem um comprimento de penetração menor. Devido à zona extremamente pontual do ensaio, muitas vezes pode ocorrer que o pino acerte uma brita de forma diferente da outra, penetrando menos.

Os menores valores de penetração foram encontrados nas regiões de ensaio próximas à área de lançamento e a 1,80 m de distância, na extremidade oposta. O concreto convencional apresentou penetração menor do que as obtidas para os concretos auto-adensáveis. Isto ocorre porque o pino tem que atravessar os agregados graúdos do concreto e a dureza dessas partículas exerce grande influência nos resultados da penetração (YUN e BUNGEY apud REPETTE (1991)). No concreto convencional vibrado foi empregado um agregado de maiores dimensões (brita 1) e em maior volume. Com isso a probabilidade do pino acertar a brita era bem maior nos elementos moldados com o traço TC do que nos moldados com os traços de concreto auto-adensáveis.

Avaliando os resultados obtidos para cada elemento estudado, montou-se a tabela 27, com os valores de comprimento de penetração médio, do desvio padrão e do coeficiente de variação.

TABELA 24 - Médias e coeficientes de variação do ensaio de resistência à penetração de pinos nas vigas estudadas.

	T1			T2			TCV
	V1	V2	Média	V1	V2	Média	
Comprimento de penetração [mm]	23,76	23,13	23,45	23,69	24,17	23,93	17,38
Desvio Padrão [mm]	2,61	2,76	2,67	2,66	1,88	2,28	2,53
Coeficiente de Variação [%]	11,00	11,92	11,37	11,23	7,79	9,55	14,54

Comparando os coeficientes de variação, os elementos que apresentaram os menores valores foram os moldados com concreto auto-adensável de 0,80 m de espalhamento, que variam de 7,79 a 11,23%. Já as vigas de CAA com 0,60 m de espalhamento possuem uma porcentagem da variação dos resultados que vão de

11,00 a 11,92%. A viga moldada com o traço de concreto convencional, como era esperado, possui o maior coeficiente de variação, 14,54%.

Após os testes para a avaliação da variância (ANOVA, anexos 34 e 36) pode-se afirmar, com 95% de confiabilidade que o comprimento de penetração de pinos não sofre influência nem da distância do ponto de lançamento nem a variação de altura nas vigas.

4.3.3.2 – Pilares

As figuras 55 e 56 apresentam os resultados do ensaio de penetração ao longo dos pilares analisados.

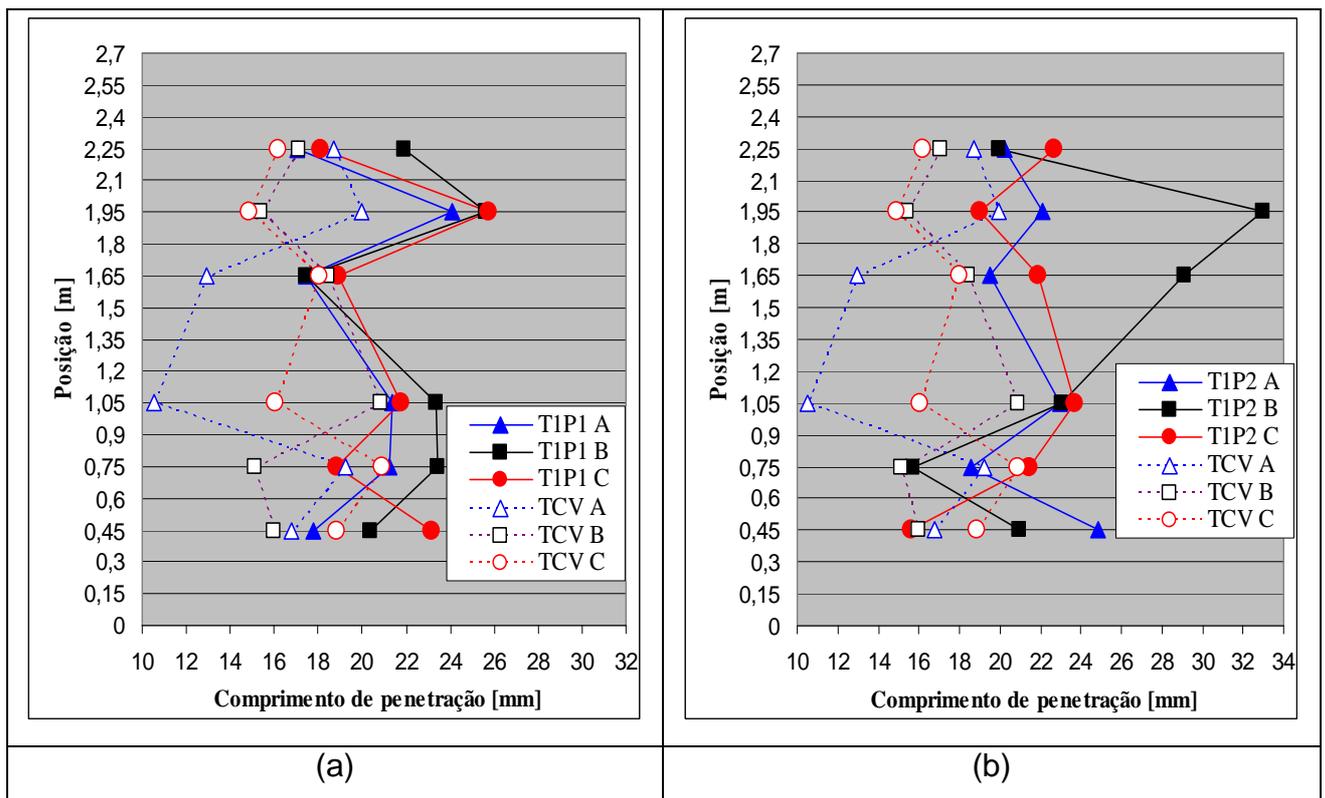


FIGURA 55 – Comprimento de penetração de pinos ao longo da altura dos pilares a) T1P1 e b) T1P2 e TCP.

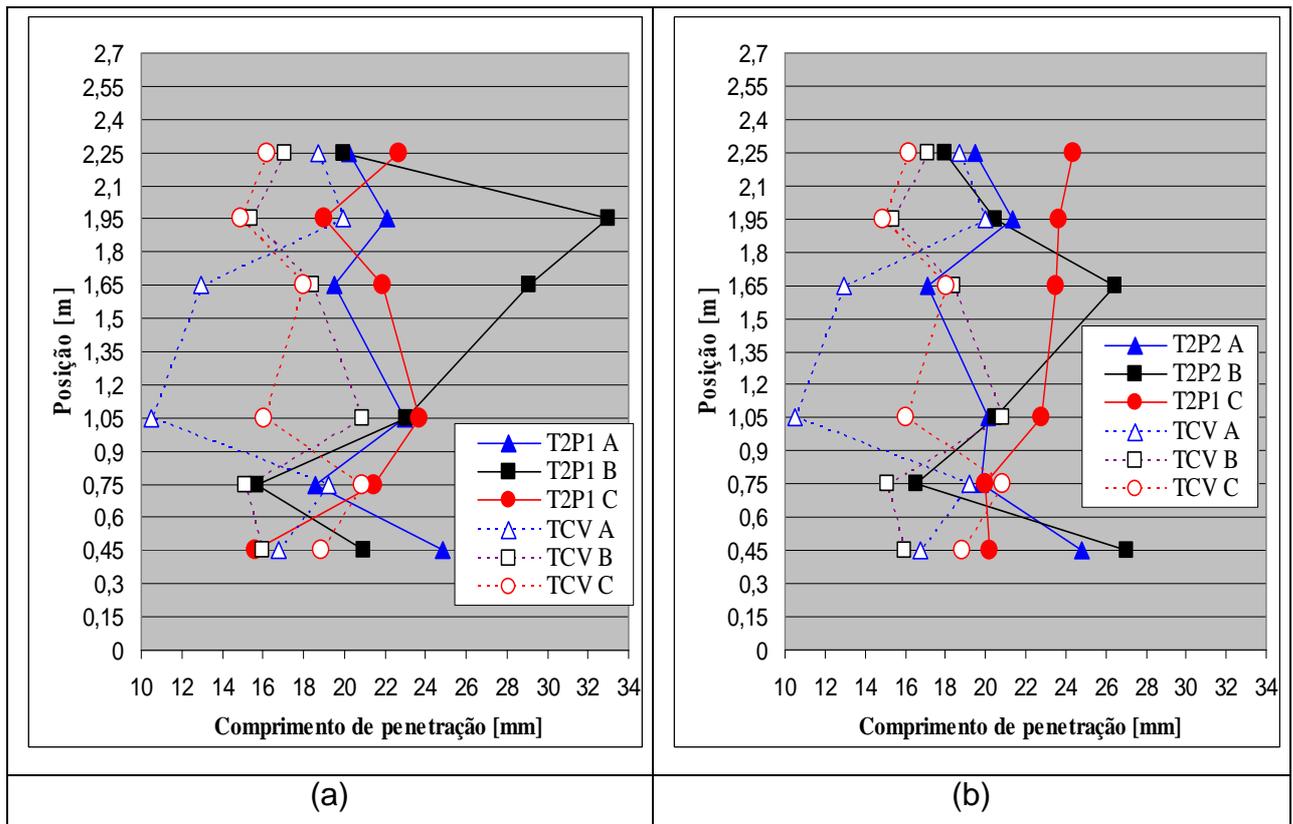


FIGURA 56 – Comprimento de penetração de pinos ao longo da altura dos pilares a) T2P1 e b) T2P2 e TCP.

Esperava-se que os menores valores de penetração de pinos fossem encontrados nas áreas ensaiados próximas à base, enquanto os maiores comprimentos de penetração ocorreriam nas regiões próximas ao topo. Observando os gráficos acima, nota-se que os valores não obedecem a essa tendência.

Igualmente ao apresentado nas vigas, os valores de penetração nos pilares de concreto auto-adensável são maiores do que os de concreto convencional vibrado. Entretanto a diferença é menor devido ao maior adensamento do CAA, que é mais efetivo nos pilares.

Avaliando os resultados obtidos para cada elemento estudado, montou-se a tabela 25, com os valores de comprimento de penetração médio, do desvio padrão e do coeficiente de variação.

TABELA 25 - Médias e coeficientes de variação do ensaio de resistência à penetração de pinos nos pilares estudados.

	T1			T2			TCP
	P1	P2	Traço	P1	P2	Traço	
Comprimento de penetração [mm]	20,97	20,03	20,50	21,91	21,45	21,68	16,98
Desvio Padrão [mm]	2,87	2,63	2,75	4,21	3,02	3,62	2,71
Coeficiente de Variação [%]	13,69	13,13	13,43	19,20	14,09	16,68	15,97

Analisando a variação dos resultados, o traço que apresentou a menor variabilidade ao longo da altura dos pilares foi o do CAA menos fluído (T1). Já, o traço de 0,80 m de espalhamento, possui a maior variabilidade e as maiores diferenças de penetração entre a região mais próxima ao topo (altura de 2,55 m) e a mais perto da base (0,45 m). O pilar moldado com o concreto convencional vibrado apresentou valores de variação intermediários aos determinados nos outros elementos analisados.

Após os testes para a avaliação da variância (ANOVA, anexos 35 e36), não se pode afirmar, com 95% de confiabilidade, que a altura e a posição horizontal, para uma mesma altura, influenciam no comprimento de penetração de pinos.

4.4 – Relação resistência x ensaios não-destrutivos

Por meio de regressão linear, foram obtidas correlações entre as medidas dos ensaios não-destrutivos e da resistência à compressão para cada tipo de concreto estudado.

Nas figuras 57, 58 e 59, estão apresentadas as curvas de correlação para o ensaio de esclerometria, para cada traço de concreto.

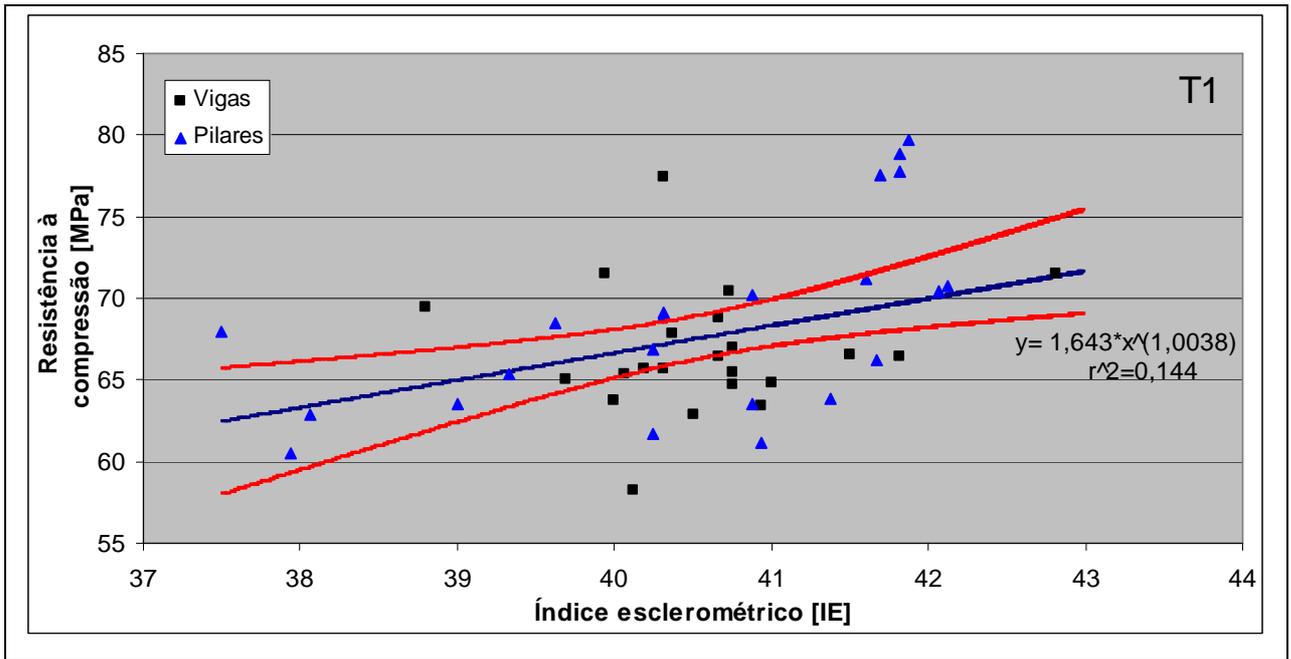


FIGURA 57 – Curva de correlação do ensaio de esclerometria para o traço T1 e seu intervalo de confiança (95% de confiabilidade).

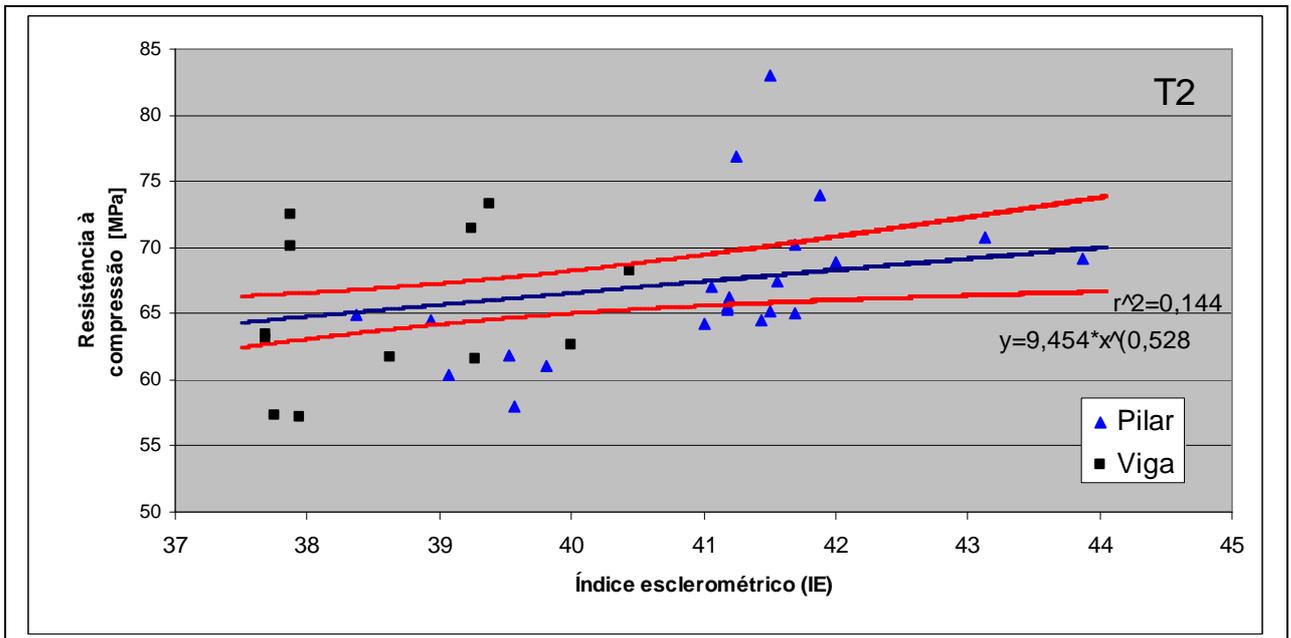


FIGURA 58 – curva de correlação do ensaio de esclerometria para o traço T2 e seu intervalo de confiança (95% de confiabilidade).

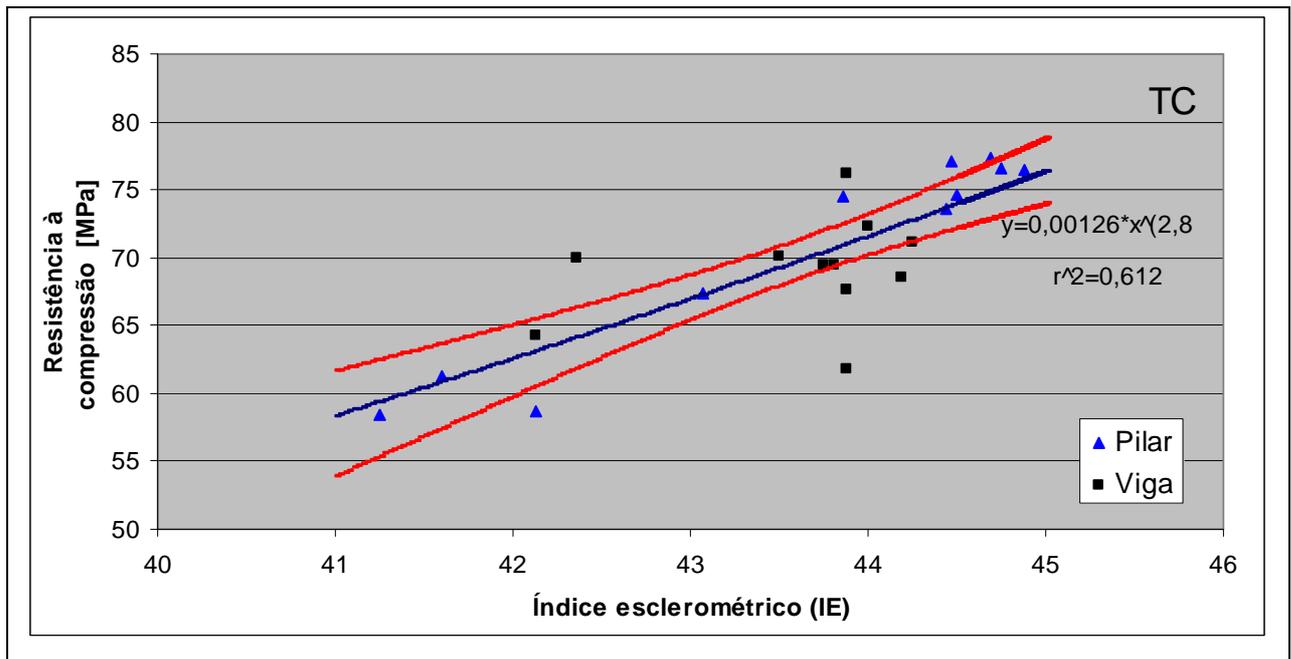


FIGURA 59 – Curva de correlação do ensaio de esclerometria para o traço tc e seu intervalo de confiança (95% de confiabilidade).

Para todas as curvas de correlação do ensaio de esclerometria foi empregada a equação típica (Eq. 5), indicada por pesquisadores como MALHOTRA e CARINO (1991), como sendo a ideal para este ensaio.

$$R = a \cdot I^b \quad (\text{Eq 5})$$

onde R é a resistência à compressão do concreto analisado, a e b são constantes numéricas e I é o índice esclerométrico determinado no ensaio.

Nas figuras 60, 61 e 62 estão representadas as curvas de correlação para o ensaio de velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos.

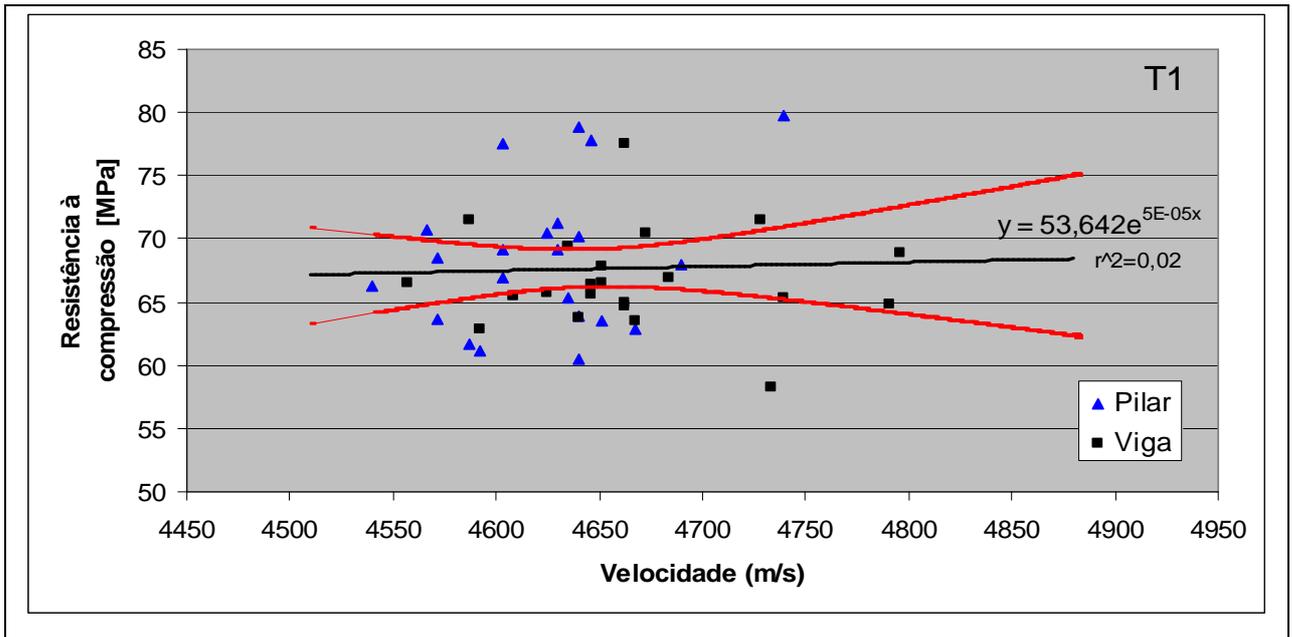


FIGURA 60 – Curva de correlação do ensaio de velocidade de propagação do pulso ultra-sônico para o traço T1 e seu intervalo de confiança (95% de confiabilidade).

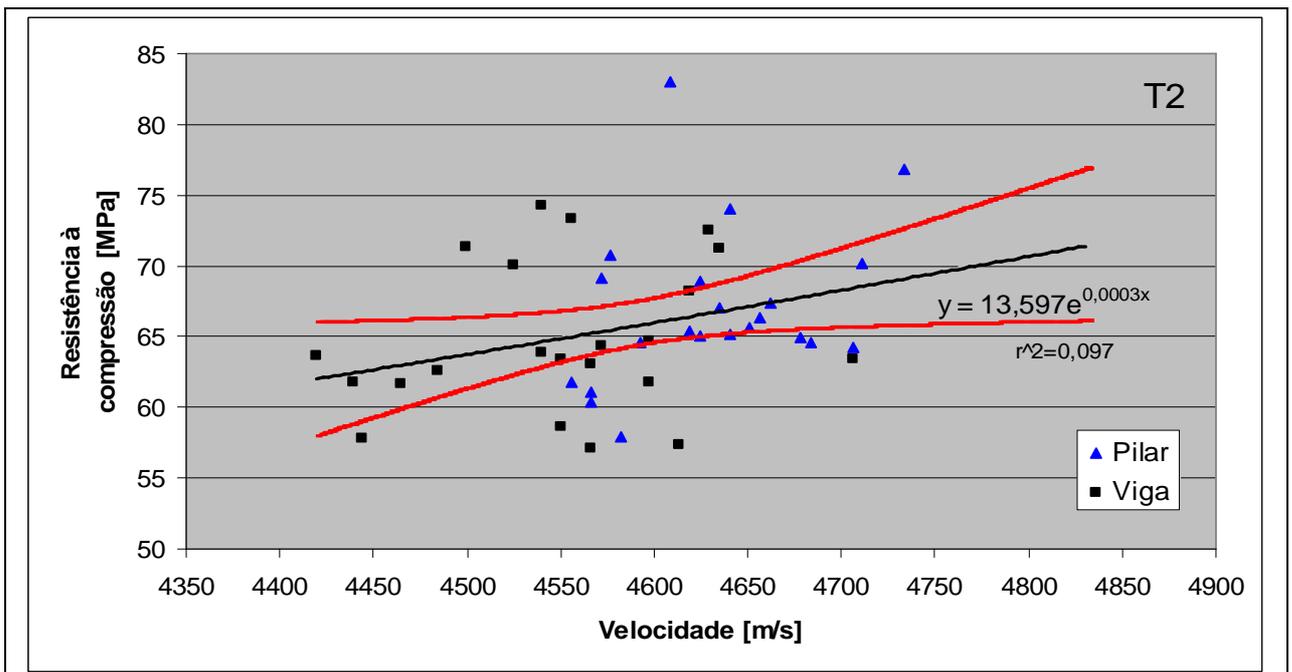


FIGURA 61 – Curva de correlação do ensaio de velocidade de propagação do pulso ultra-sônico para o traço T2 e seu intervalo de confiança (95% de confiabilidade).

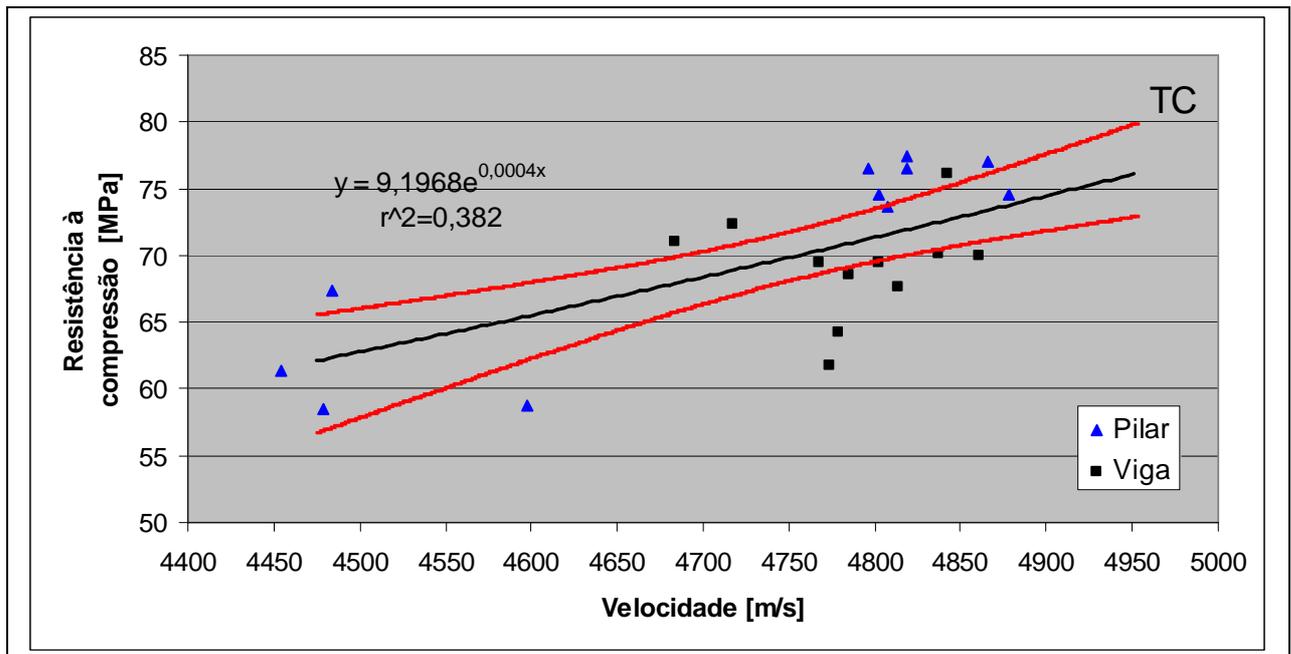


FIGURA 62 – Curva de correlação do ensaio de velocidade de propagação do pulso ultra-sônico para o traço TC e seu intervalo de confiança (95% de confiabilidade).

Segundo ALBA apud REPETTE (1991), a equação típica empregada para a correlação das velocidades de propagação com a resistência à compressão que foi empregada está representada na equação 6,

$$R = a + b.V^4 \quad (\text{Eq. 6})$$

onde a e b são constantes numéricas, R é a resistência à compressão estimada e V é a velocidade de propagação do pulso ultra-sônico.

Empregando-se a expressão da Eq. (7),

$$R = a + b.P \quad \text{Eq. (7)}$$

onde R é a resistência à compressão, a e b são constantes numéricas e P é o comprimento de penetração, indicada por KLARIC (1984) como típica para a correlação entre a profundidade de penetração de pinos e resistência à compressão do concreto, foram obtidas as correlações apresentadas nas figuras 63, 64 e 65, a seguir.

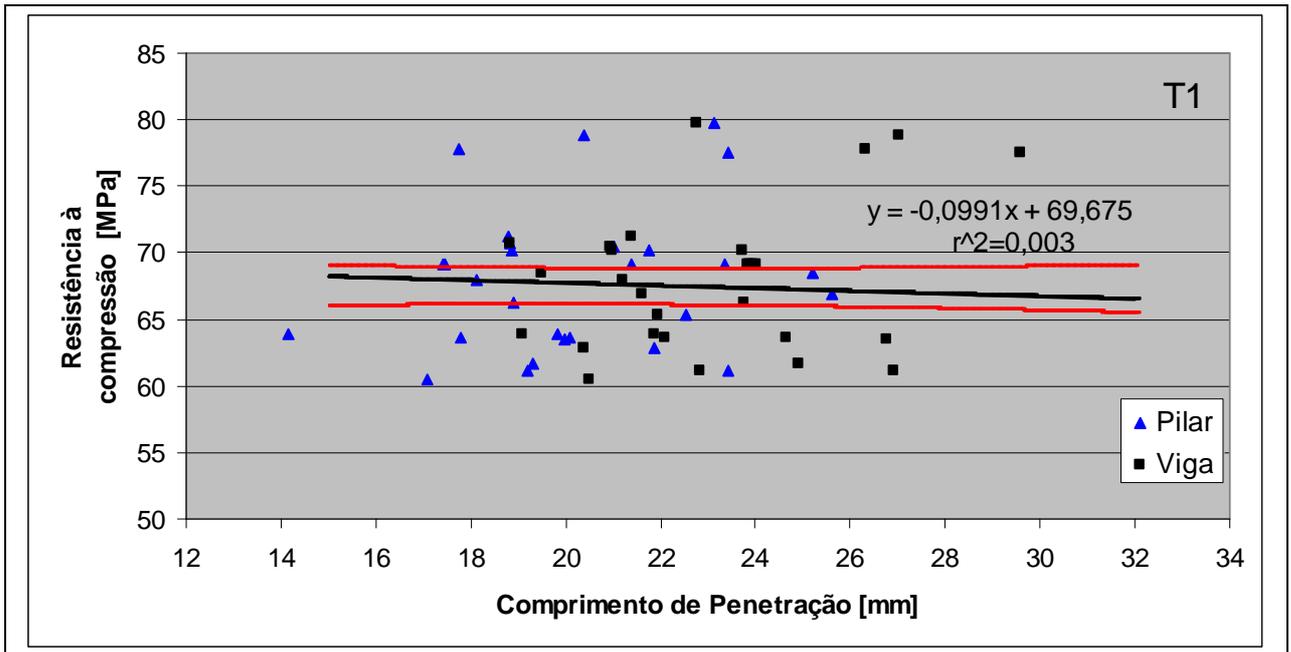


FIGURA 63 – Curva de correlação do ensaio de resistência à penetração de pinos para o traço T1 e seu intervalo de confiança (95% de confiabilidade).

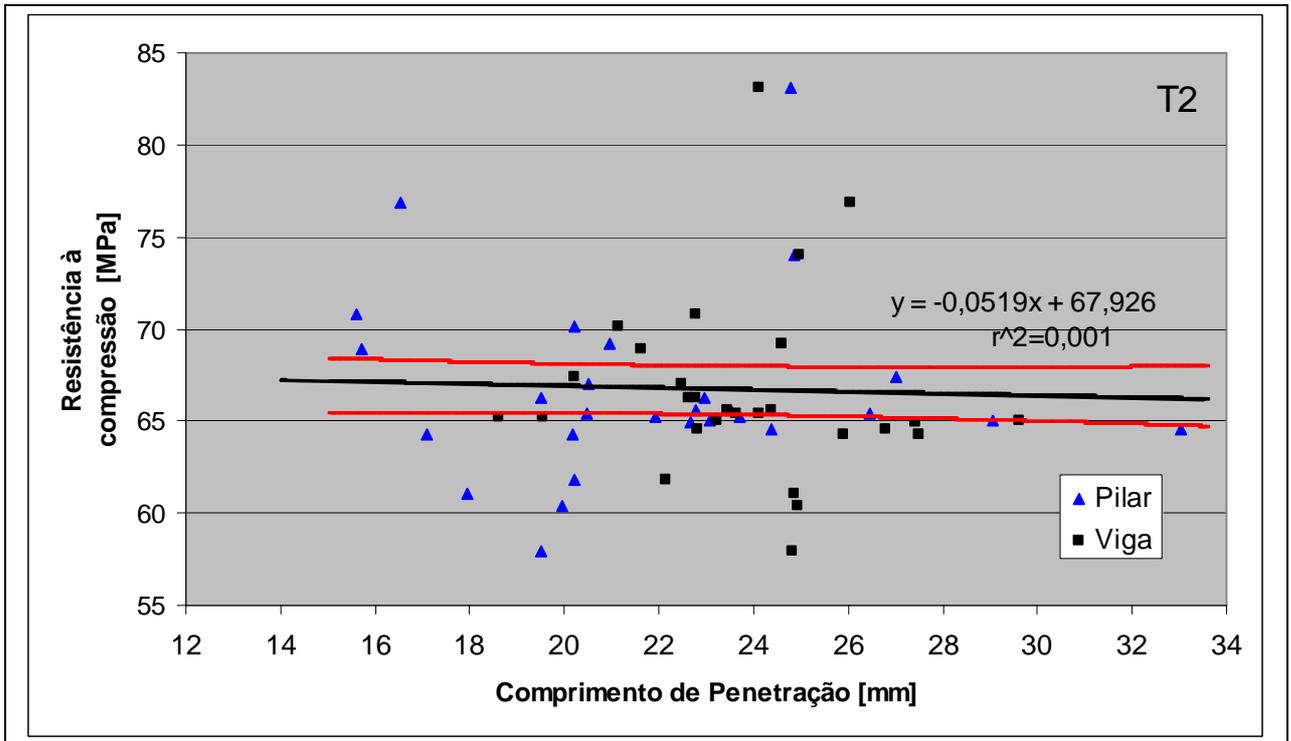


FIGURA 64 – Curva de correlação do ensaio de resistência à penetração de pinos para o traço T2 e seu intervalo de confiança (95% de confiabilidade).

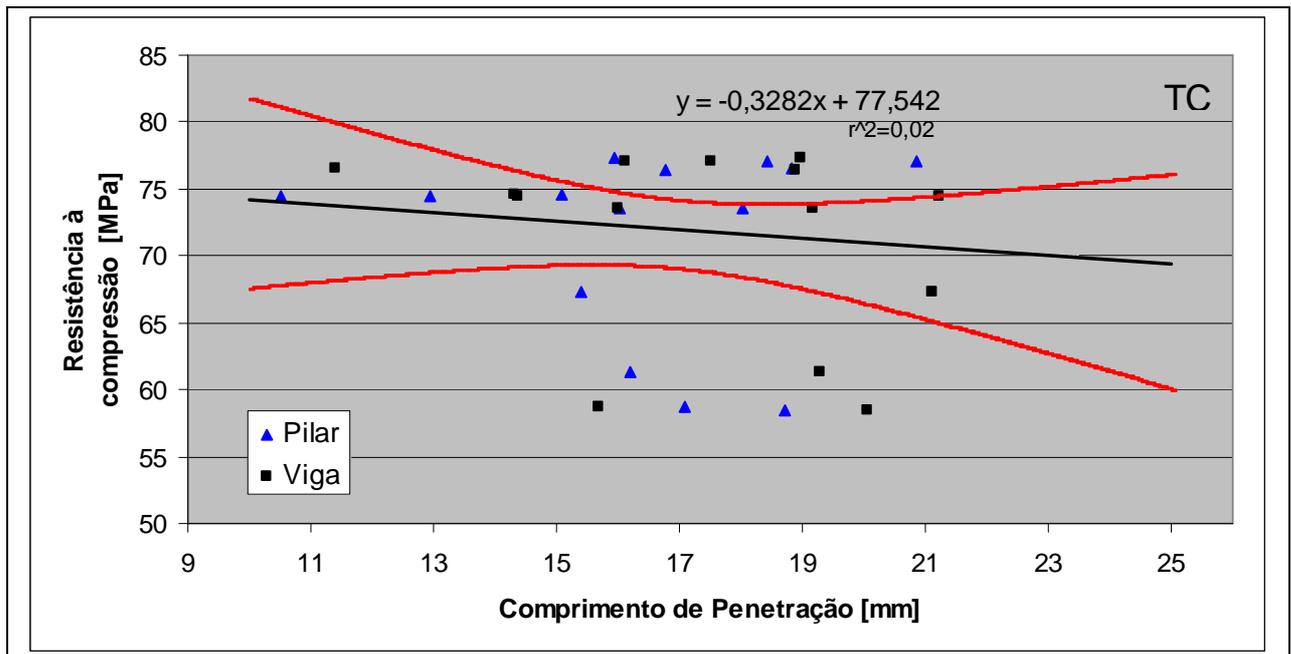


FIGURA 65 – Curva de correlação do ensaio de resistência à penetração de pinos para o traço TC e seu intervalo de confiança (95% de confiabilidade).

Todos os resultados determinados pelos ensaios não-destrutivos foram correlacionados com a resistência à compressão do testemunho de concreto extraído da mesma região aonde foi efetuada a medida, com exceção do testemunho B5, da viga número 2, do traço T2, pois após executada a extração, foi descoberta uma falha de concretagem, conforme explicado no item 4.2.. Os valores obtidos nessa localização foram descartados nessa análise.

A partir dos gráficos, observa-se que a correlação (r^2), em todos os casos é muito baixa. Como as resistências dos testemunhos, ao longo dos elementos estudados, não apresentam uma variação de resistência muito significativa, os END não possuem sensibilidade adequada para estimar a variabilidade das resistências ao longo dos elementos estudados da mesma forma que resistências obtidas através dos ensaios de compressão simples dos testemunhos. Entretanto conseguiram avaliar a homogeneidade do material ao longo das vigas e dos pilares. Essa pequena correlação deve-se por resultados incoerentes, como por exemplo, valor de resistência e índice esclerométrico baixo ou pequeno comprimento de penetração correlacionado com baixa resistência.

Para se ter noção da grandeza dos erros ocasionados pela baixa correlação, as tabelas 26, 27 e 28 apresentam as resistências estimadas pelas curvas acima apresentadas. Para isso, foram calculadas as resistências esperadas em 3 faixas de

valores possíveis de índice esclerométrico, de velocidade de propagação das ondas ultra-sônicas e de comprimento de penetração. Na mesma tabela, encontram-se os valores das resistências estimadas pelo intervalo de confiança.

TABELA 26 – Resistências estimadas pelo ensaio de esclerometria e erro médio em 3 zonas de leituras (IE).

	IE	Resistência Média Estimada Inferior [MPa]	Resistência Média Estimada [MPa]	Resistência Média Estimada Superior [MPa]	Erro Médio [MPa]
T1	39	62,43	64,96	66,97	±2,50
	41	67,05	68,31	69,92	±2,25
	43	69,06	71,65	75,49	±3,22
T2	39	64,15	65,63	67,22	±1,54
	41	65,55	67,39	69,42	±1,94
	43	66,32	69,10	72,26	±2,97
TC	39	41,92	50,48	54,99	±6,54
	41	53,88	58,35	61,63	±3,88
	43	65,40	66,96	68,71	±1,66

TABELA 27 – Resistências estimadas pelo ensaio de velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas e erro médio em 3 zonas de leituras (V).

	V [m/s]	Resistência Média Estimada Inferior [MPa]	Resistência Média Estimada [MPa]	Resistência Média Estimada Superior [MPa]	Erro Médio [MPa]
T1	4500	62,94	67,14	71,07	±4,06
	4650	66,16	67,64	69,13	±1,48
	4800	63,95	68,15	72,64	±4,34
T2	4500	61,32	63,75	66,33	±2,50
	4650	65,26	67,12	69,29	±2,01
	4800	65,97	70,67	75,48	±4,75
TC	4500	57,83	62,77	65,99	±4,08
	4650	64,37	66,93	69,04	±2,33
	4800	69,51	71,35	73,48	±1,98

TABELA 28 – Resistências estimadas pelo ensaio de resistência à penetração de e erro médio em 3 zonas de leituras (P).

	P [mm]	Resistência Média Estimada Inferior [MPa]	Resistência Média Estimada [MPa]	Resistência Média Estimada Superior [MPa]	Erro Médio [MPa]
T1	14	65,97	68,29	69,08	±1,56
	22	66,06	67,50	68,77	±1,36
	25	65,96	64,72	68,78	±1,41
T2	14	65,40	67,20	68,44	±1,52
	22	65,36	66,78	67,99	±1,31
	25	65,25	66,63	67,91	±1,33
TC	14	69,02	72,94	76,61	±3,80
	22	63,87	70,32	74,71	±5,42
	25	59,93	69,34	76,01	±8,04

Analisando os erros, nota-se que o índice médio é o que apresenta os menores erros, devido o maior número de dados situados nesta zona. As maiores diferenças foram encontradas nos índices superiores e inferiores. Pode-se dizer que os maiores erros ocorrem para a estimativa das baixas resistências ou nas mais altas.

Dos ensaios realizados durante esta pesquisa, mesmo não apresentando curvas de correlação adequadas para uma estimativa segura de resistência à compressão, o ensaio de esclerometria foi o que apresentou melhor desempenho.

4.5 – Diferença de resistências ao longo dos elementos

Avaliou-se a variação das resistências ao longo das vigas e pilares utilizando os resultados da resistência à compressão dos testemunhos de concretos extraídos. Através das figuras 32, 33, 34 e 35, apresentadas no item 4.2.1, pode-se afirmar que todas as vigas moldadas com os concretos estudados durante esta pesquisa, mostraram, de modo geral, a mesma tendência de variação de resistência à compressão ao longo do comprimento e da altura da peça. Ao longo do comprimento, as resistências tiveram seus maiores valores nas regiões mais próxima da área de lançamento do concreto. Conforme se distancia desta área, a resistência do concreto diminui e, nas proximidades da extremidade oposta à área de lançamento, a resistência tende a aumentar.

Na figura 66, verificam-se as resistências à compressão média, determinada pela média das resistências de cada região horizontal, independente da altura em que o testemunho tenha sido extraído, ao longo do comprimento das vigas. Nessa figura, as resistências são representadas em porcentagens em relação à resistência à compressão do testemunho de concreto extraído da região 1 (distante 15cm da borda próxima à área de lançamento).

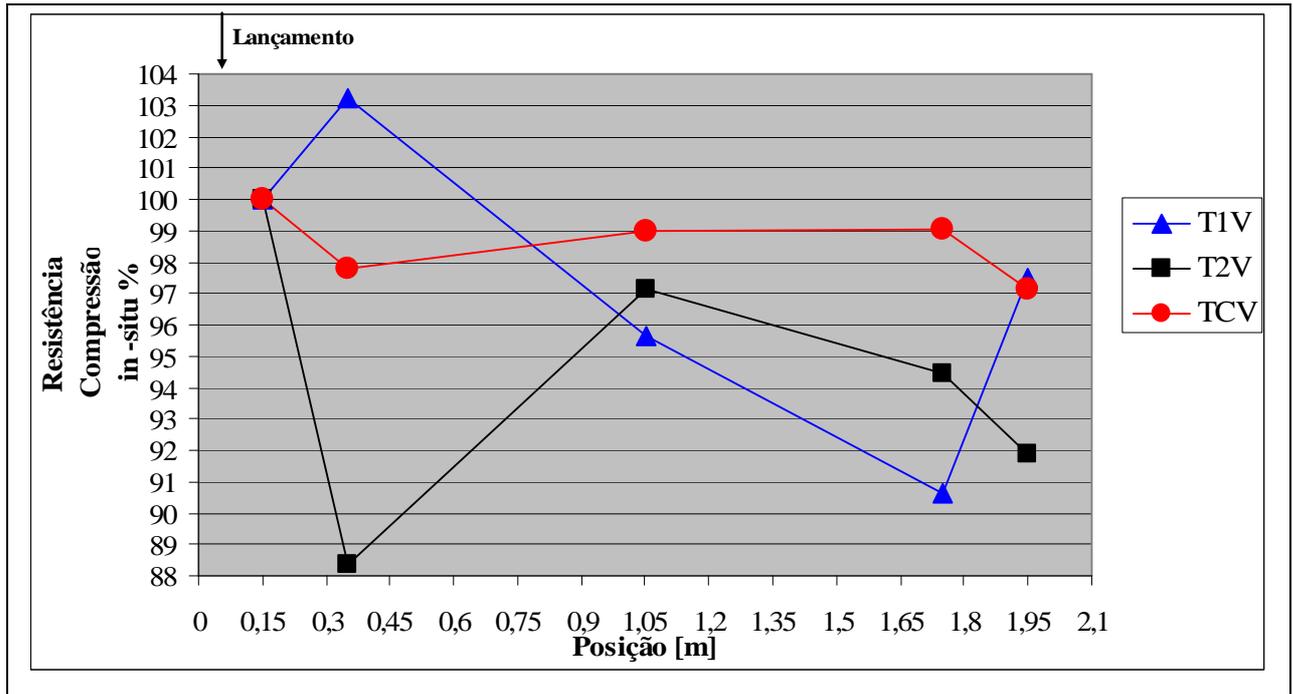


FIGURA 66 – Resistência à compressão ao longo das vigas dos traços estudados

Já nas figuras 67, 68, 69, 70 e 71 as variações das resistências ao longo do de todas as vigas estudadas estão representados por curvas de nível de resistência, determinadas por meio da krigagem, ferramenta matemática explicada no item 2.6.1.

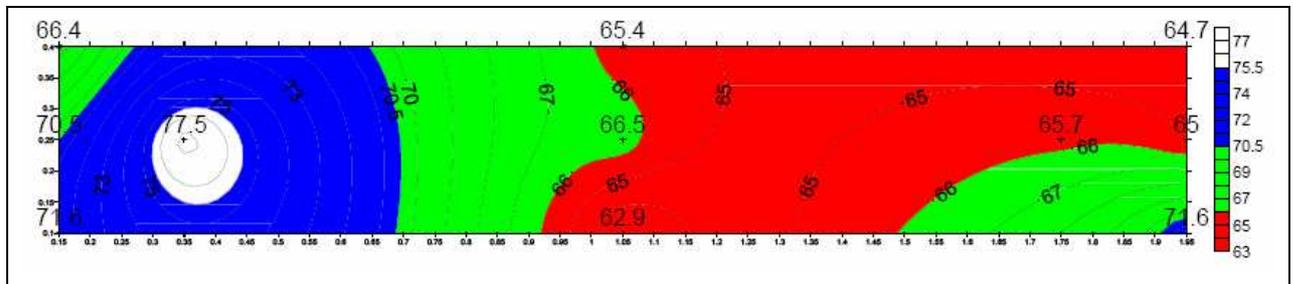


FIGURA 67 – Variação da resistência do concreto ao longo da viga T1V1.

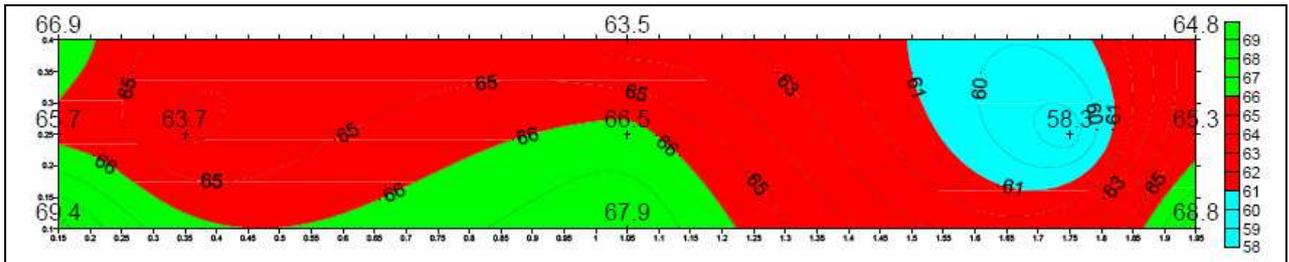


FIGURA 68 – Variação da resistência do concreto ao longo da viga T1V2.

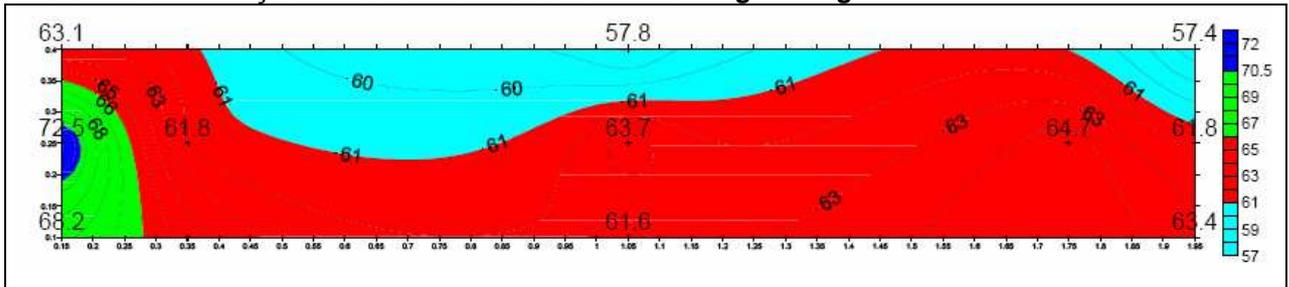


FIGURA 69 – Variação da resistência do concreto ao longo da viga T2V1

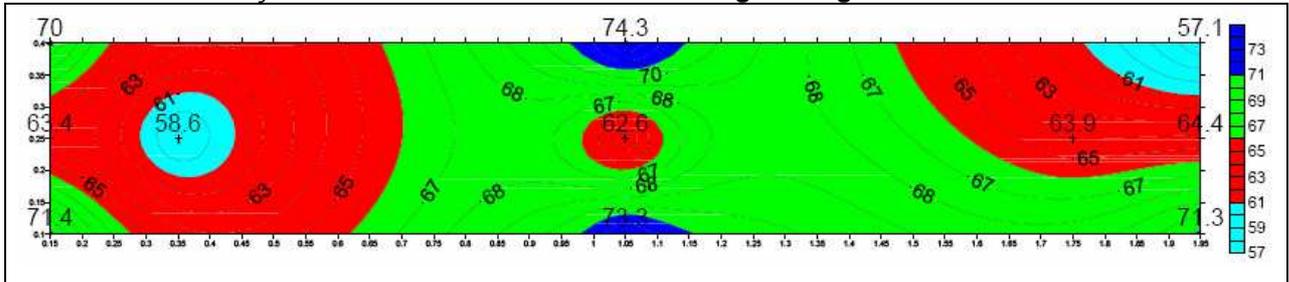


FIGURA 70 – Variação da resistência do concreto ao longo da viga T2V2.

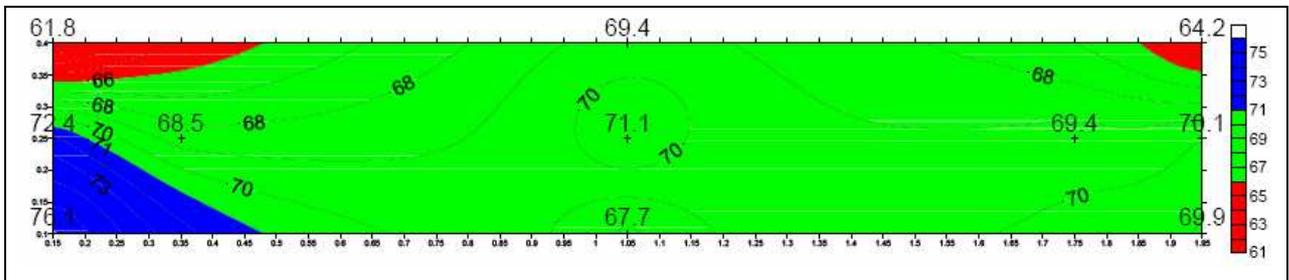


FIGURA 71 – Variação da resistência do concreto ao longo da viga TCV.

As resistências à compressão dos testemunhos extraídos da região situada a 1,95 m variam de 92% a 97% das resistências determinadas na região próxima à área de lançamento do concreto. Das vigas estudadas, a moldada com concreto convencional vibrado foi a que apresentou a menor variação na resistência. Das vigas de concreto auto-adensável, foram observadas as maiores diferenças ao longo das vigas moldadas com o CAA de 0,80 m de espalhamento (T2). As vigas de concreto auto-adensável de 0,60 m de espalhamento apresentaram resistências nas posições situadas em 0,15 m e 1,95m muito próximas às encontradas na viga de concreto convencional vibrado. Entretanto, as resistências ao longo dos elementos moldados

com o traço T1 apresentaram variações de resistências muito maiores ao longo do seu comprimento.

Das resistências dos testemunhos foram calculadas, para todas as vigas estudadas individualmente e por traço, as resistências médias das vigas e os coeficientes de variação. Na tabela 29, estão representados esses valores.

TABELA 29 - Resistência média, desvio padrão e o coeficiente de variação das vigas estudadas (por elemento e por traço (T)).

	T1V1	T1V2	Média	T2V1	T2V2	Média	TCV
Resistência Compressão [MPa]	67,98	65,62	66,75	63,24	66,77	63,90	69,15
Desvio Padrão [MPa]	4,28	3,10	3,85	4,28	6,11	8,22	3,82
Coefficiente de Variação [%]	6,30	4,71	5,77	6,77	9,15	12,88	5,52

A maior resistência média obtida ao longo dos elementos estudados foi na viga moldada com concreto convencional vibrado. Dentre os concretos auto-adensáveis, o concreto que originou elementos com maior resistência à compressão foi o CAA de espalhamento 0,6m.

Analisando os coeficientes de variação, a viga moldada com o TC apresentou as menores variações ao longo do comprimento. Os elementos moldados com o T1 apresentaram resultados muito semelhantes ao encontrado no TC, inclusive, a viga T1V2 apresentou um coeficiente de variação menor. Já as vigas moldadas com T2, mostraram as maiores variações.

Pode-se localizar, na figura 72, a posição das maiores e das menores resistências à compressão em cada viga estudada. As menores estão representadas em vermelho, enquanto as maiores são as azuis.

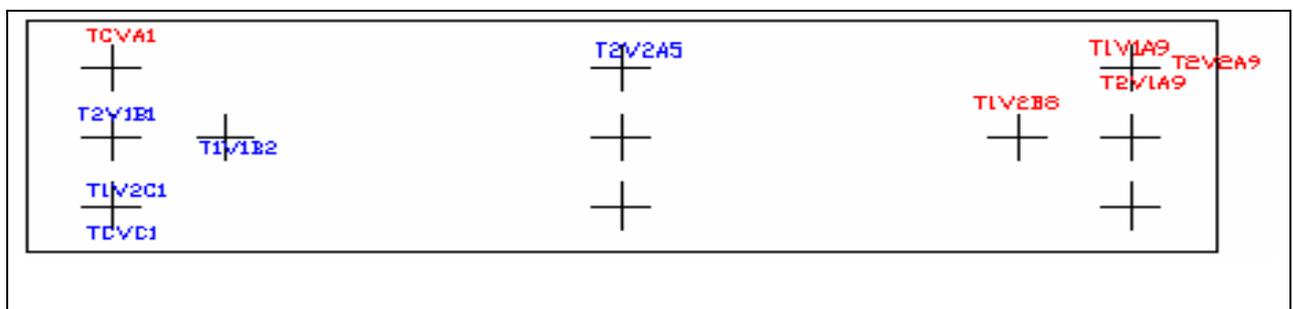


FIGURA 72– Resistências máximas (azul) e mínimas (vermelho) ao longo das vigas estudadas

As maiores diferenças entre as resistências pontuais foram encontradas nas vigas moldadas com o concreto T2. As menores foram obtidas nas vigas de traço T1. Já a viga de traço TC apresentou diferenças intermediárias.

Pode se afirmar com 95% de confiança que as resistências à compressão não apresentam diferença significativa ao longo do seu comprimento em nenhuma das vigas estudadas. Também se pode afirmar, com o mesmo nível de confiança, que as resistências das vigas de mesmo traço não se diferem entre si. Entretanto quando se comparam as resistências dos traços nas vigas moldadas, existe diferença significativa entre elas.

Através do teste ANOVA (anexos 25 e 26), com 95% de confiança, se pode afirmar que a distância horizontal da área de lançamento de concreto não influencia para a diferença na resistência à compressão do concreto. Também se pode afirmar, com 95% de confiança, que não existem diferenças significativas nas resistências, obtidas nos testemunhos, ao longo das vigas.

Comparando as resistências obtidas através dos corpos-de-prova moldados no dia da mistura (tabela 17) e dos testemunhos extraídos ao longo das vigas, observa-se que a resistência média das vigas do concreto auto-adensável de 0,60 m de espalhamento (T1) foi 88,44% da resistência encontrada nos corpos-de-prova. Já para o CAA de 0,80 m de espalhamento (T2), a resistência média observada nas vigas ficou em 90,37% da resistência dos corpos-de-prova. A viga de concreto convencional vibrado apresentou as resistências à compressões mais próximas às estimadas nos CPS, 92,83%.

Essa diferença de resistência pode ser causada por microfissuras formadas durante o processo de extração. KHAYAT, MANAI e TRUDEL (1997) afirmam que essa diferença pode ocorrer porque enquanto o corpo-de-prova, quando submetido ao ensaio de compressão, sofre o carregamento na mesma direção que ocorreu o lançamento do concreto. Já os testemunhos extraídos, quando ensaiados, sofrem um carregamento em uma direção perpendicular à que ocorreu o lançamento. SONEBI, TAMIMI, BARTOS (2003), afirmam que para concretos auto-adensáveis de 60 MPa de resistência, essa diferença pode ser de até 20%. Já para os concretos convencionais vibrados de mesma resistência, essa diferença pode chegar a até 25%.

Para os pilares, o comportamento da variação de resistência ao longo da altura também é semelhante para todos os tipos de concretos estudados. As menores

resistências são encontradas nas proximidades do topo e conforme a altura vai diminuindo, são encontrados valores maiores. As maiores resistências são encontradas nas regiões próximas à base. Podem ser encontrados valores diferentes, quando se mantém a mesma altura e varia-se a posição horizontal, todavia, com 95% de confiança, é possível considerar essas diferenças não são significativas.

Na figura 73 verificam-se as resistências à compressão médias, determinadas pela média das resistências de cada altura, independente da posição horizontal em que o testemunho tenha sido extraído, ao longo dos pilares; nessa figura, as resistências são representadas em porcentagens em relação à resistência à compressão do testemunho de concreto extraído da região da base.

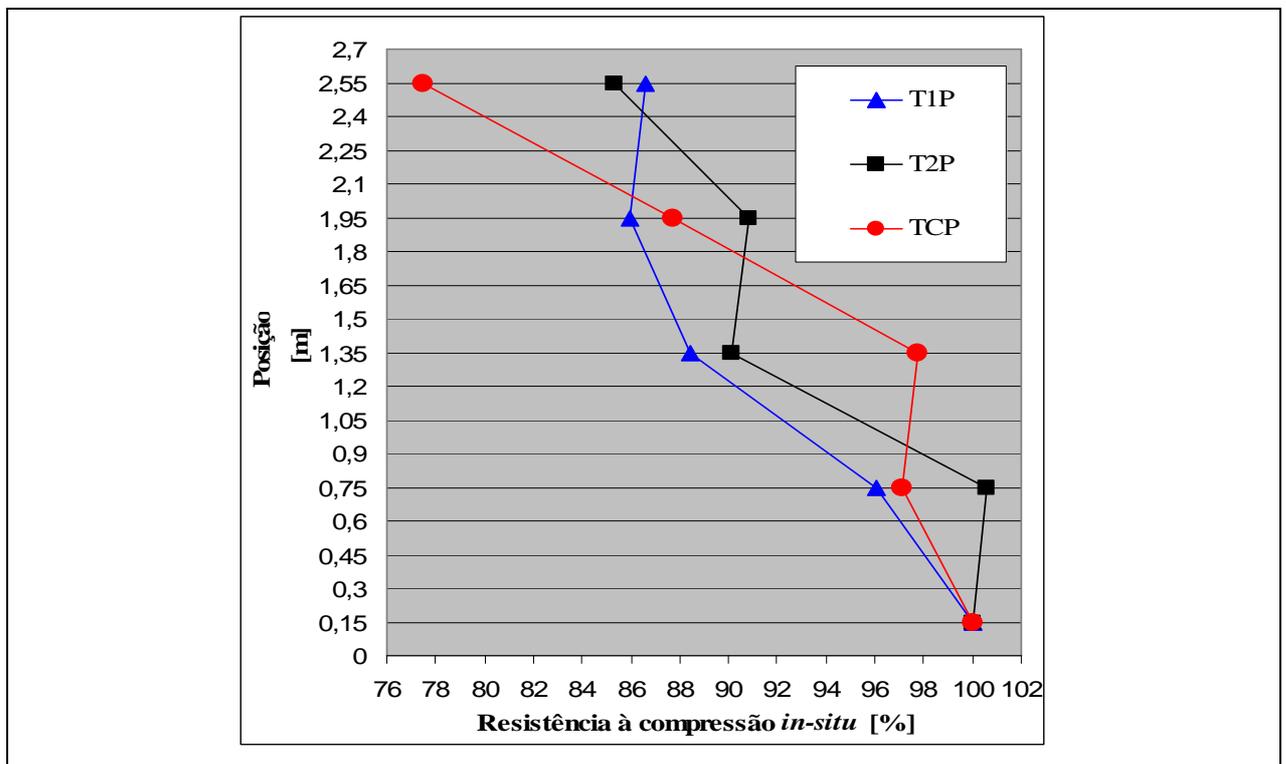


FIGURA 73 – Resistência à compressão ao longo dos pilares dos traços estudados

Observando o gráfico, percebe-se que as resistências no topo do pilar variam cerca de 77% a 87 % das resistências determinadas na base dos pilares. O pilar que apresentou as maiores diferenças de resistência ao longo da altura foi o moldado com concreto convencional vibrado. Já os pilares de concreto auto-adensável apresentaram um gradiente de variação muito semelhante.

Essas variações também podem ser visualizadas através das figuras 74, 75 e 76.

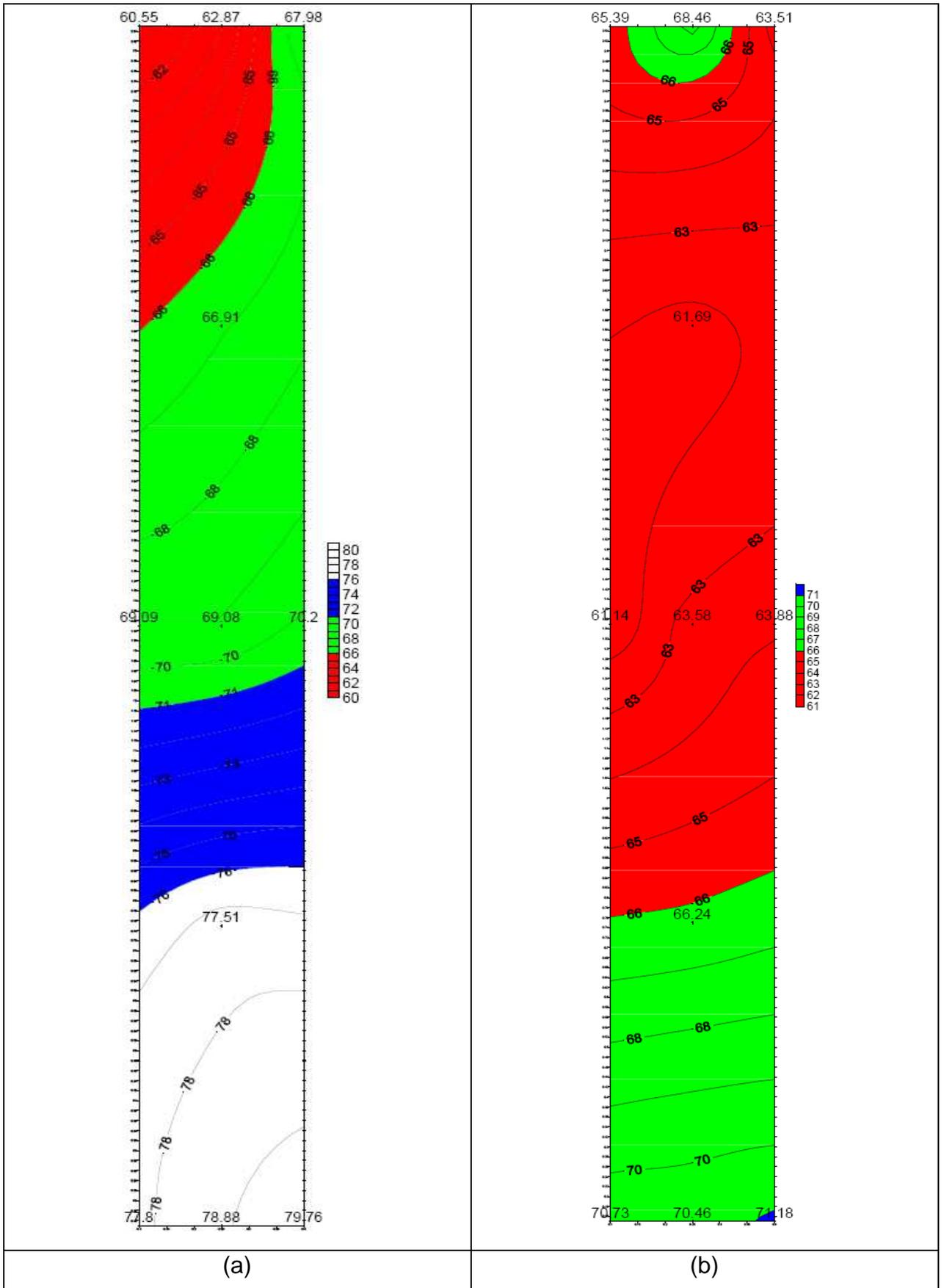


FIGURA 74 – Variação da resistência do concreto ao longo dos pilares a) T1P1 e b) T1P2.

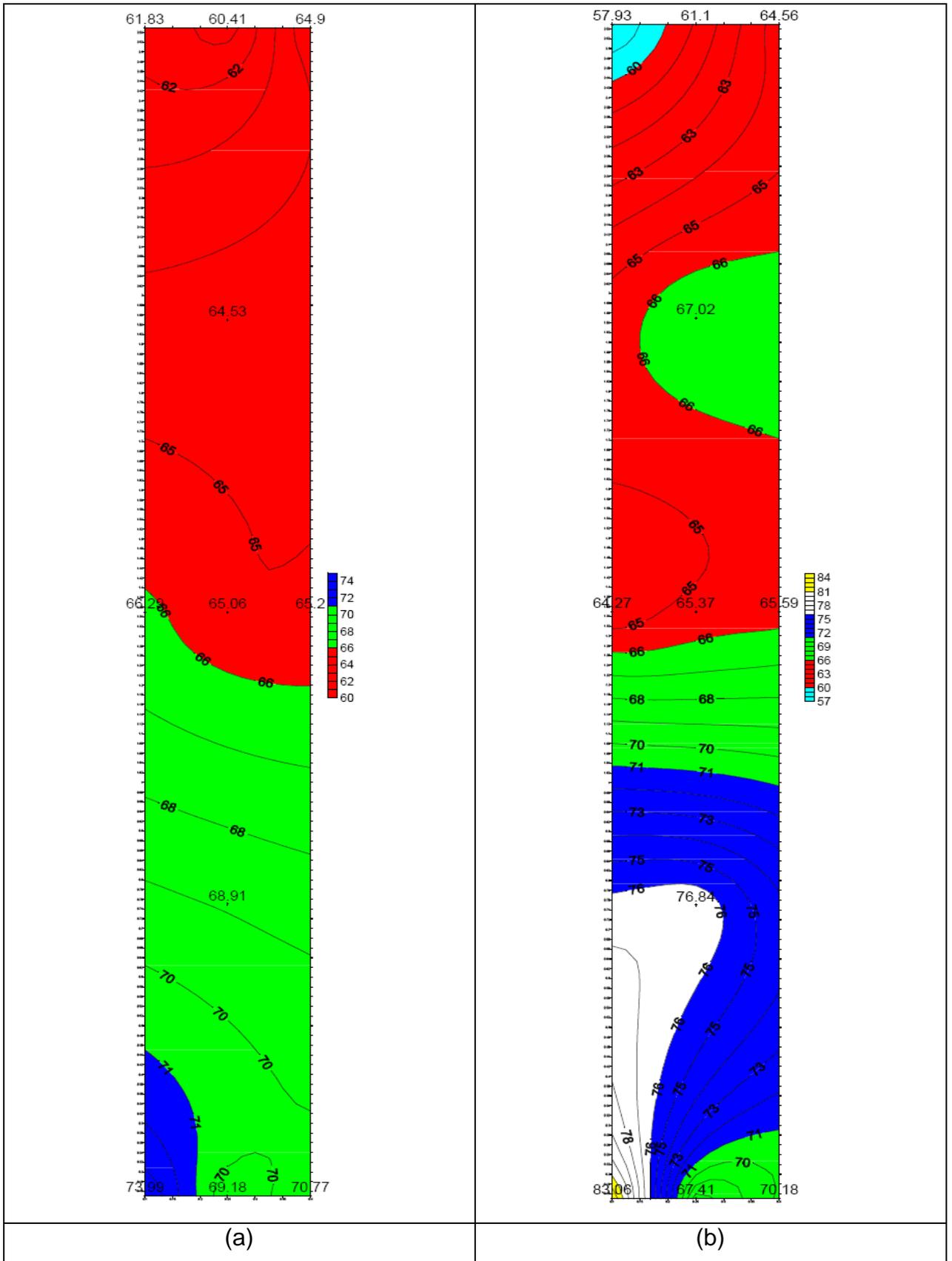


FIGURA 75 – Variação da resistência do concreto ao longo dos pilares a) T2P1 e b) T2P2.

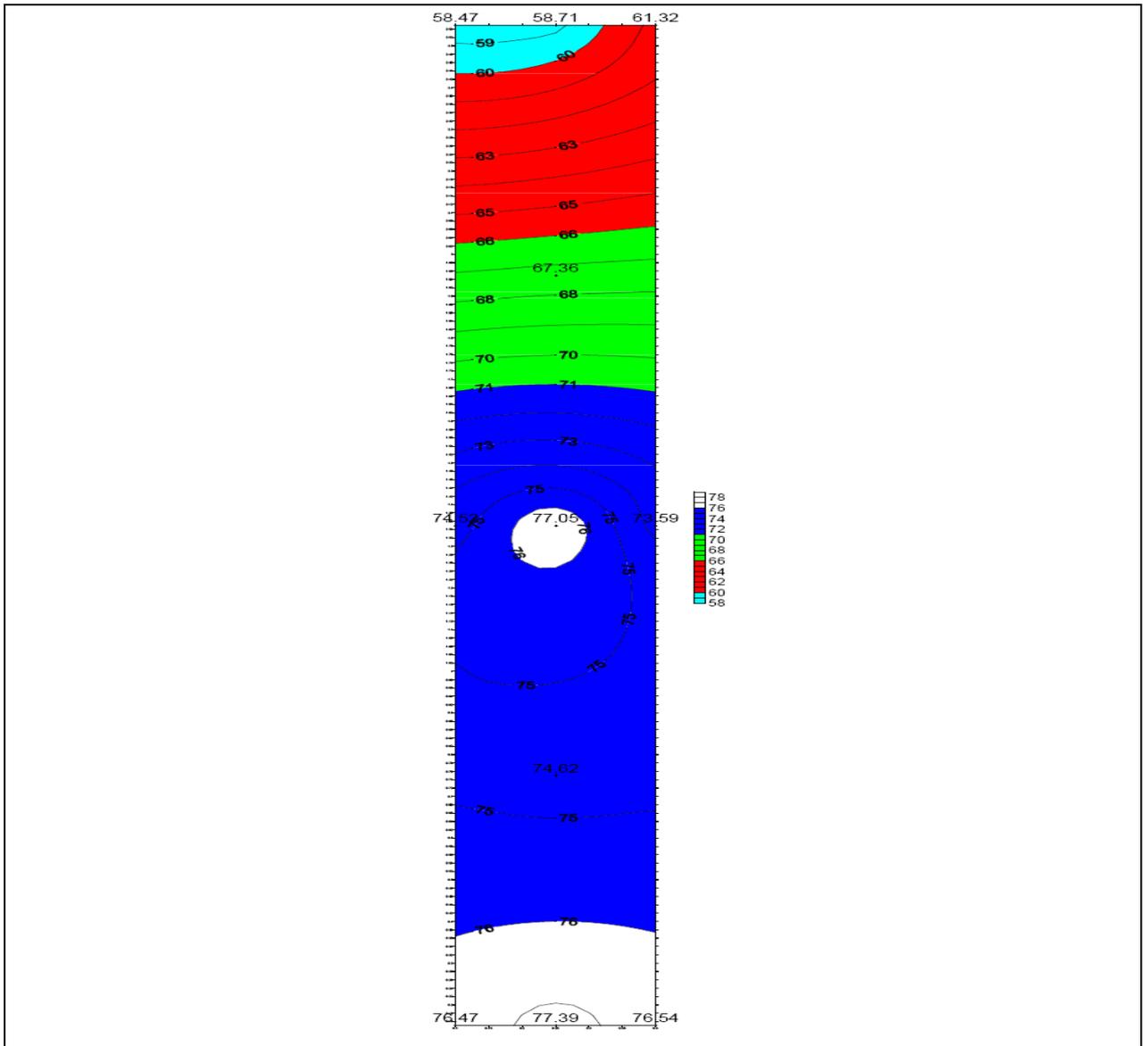


FIGURA 76 – Variação da resistência do concreto ao longo do pilar TCP.

A tabela 30 mostra as resistências médias dos pilares e os coeficientes de variação dos pilares estudados.

TABELA 30 - Resistência média, desvio padrão e o coeficiente de variação dos pilares estudados (por elemento e por traço (T)).

	T1			T2			TCV
	P1	P2	Média	P1	P2	Média	
Resistência Compressão [MPa]	70,96	66,02	68,49	66,46	67,57	67,02	70,55
Desvio Padrão [MPa]	6,61	6,66	5,79	3,95	7,05	5,61	7,63
Coeficiente de Variação [%]	9,30	5,55	8,46	5,95	10,43	8,36	10,82

A maior resistência média obtida ao longo dos elementos estudados foi encontrada no pilar moldado com o concreto TC. As menores resistências são encontradas nos pilares moldados com o concreto T2.

Analisando os coeficientes de variação, os pilares moldados com o concreto T2 apresentaram menor variação entre os elementos avaliados. O pilar de TC apresenta o maior coeficiente. Os coeficientes de variação dos pilares T1 são muito semelhantes ao do traço T2.

Pode-se localizar, na figura 77, a posição das maiores e das menores resistências à compressão em cada pilar estudado. As menores estão representadas em vermelho, enquanto as maiores são as azuis.

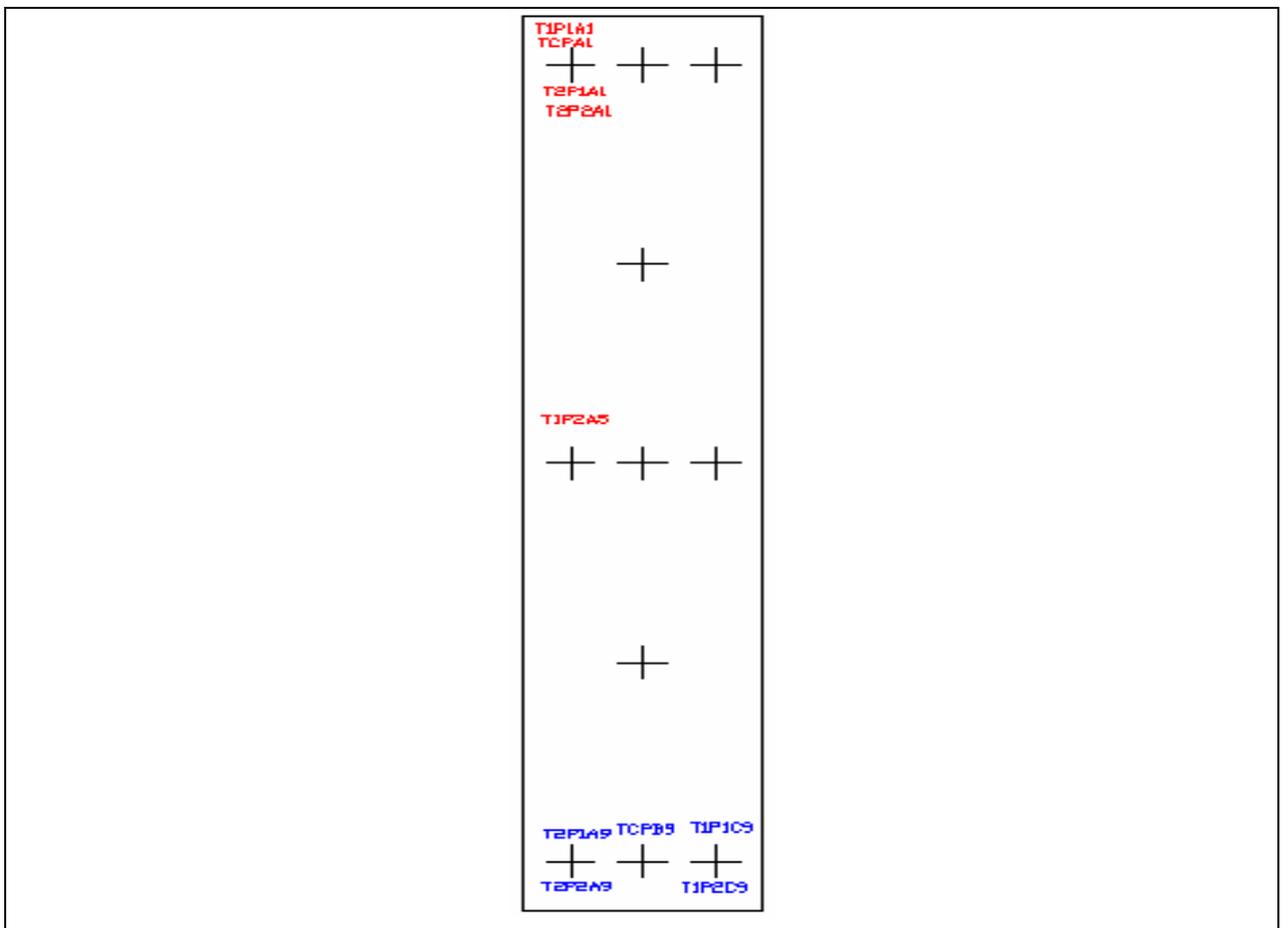


FIGURA 77 - Resistências máximas (azul) e mínimas (vermelho) ao longo dos pilares estudados

As maiores diferenças entre as resistências pontuais foram encontradas nos pilares moldados com o concreto TC. As menores foram obtidas nos pilares de traço T1. Já o pilar de traço TC apresentou diferenças intermediárias.

Pode se afirmar com 95% de confiança, para todos os pilares analisados, que as resistências à compressão apresentam diferença significativa ao longo da altura dos

pilares. Também se pode afirmar, com o mesmo nível de confiança, que as resistências determinadas nos pilares moldados com o traço T1 apresentaram diferenças significativas entre si. Já os pilares feitos com o traço T2 não apresentaram diferenças significativas. Também é possível afirmar que as resistências, quando são levados em consideração os diferentes traços, diferem-se entre si.

Através do teste ANOVA (anexos 26 e 27), com 95% de confiança, se pode afirmar que a altura do pilar influencia a resistência à compressão do concreto. Também se pode afirmar, com 95% de confiança, que a posição horizontal, quando se mantém a mesma altura, não influencia o valor da resistência.

Comparando as resistências obtidas através dos corpos-de-prova moldados no dia da mistura (tabela 18) e dos testemunhos extraídos ao longo dos pilares, observa-se que as resistências determinadas ao longo dos pilares do traço T1 foram 91,25% da resistência encontrada nos testemunhos. Já para o T2, a resistência média observada nos pilares ficou em 90,36% da resistência dos corpos-de-prova. O pilar de concreto convencional vibrado apresentou as resistências à compressão mais próxima às estimadas nos CPS, 94,71%.

4.6 – Módulo de elasticidade

Aos 74 dias, através do ensaio de módulo de elasticidade estático, foi determinado o módulo de elasticidade dos corpos-de-prova moldados durante a concretagem dos pilares e vigas e dos testemunhos de concreto extraídos ao longo dos elementos estudados.

Nas figuras 78, 79, 80 e 81 estão representadas as variações do módulo de elasticidade ao longo das vigas.

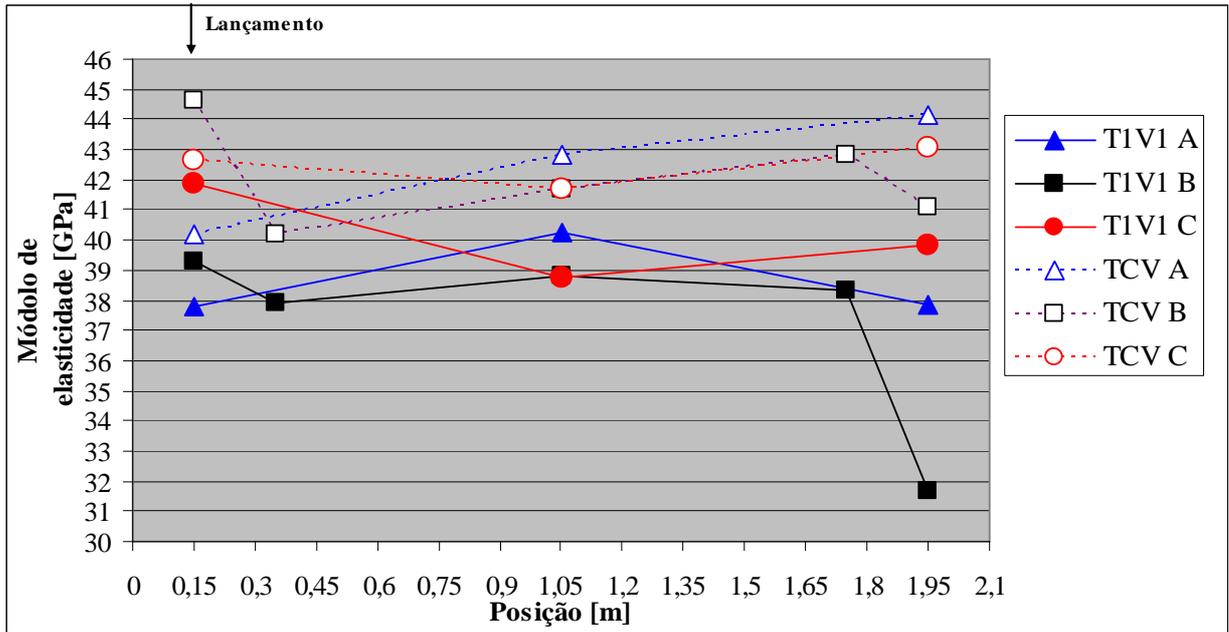


FIGURA 78 – Módulo de elasticidade ao longo da viga T1V1 e TCV.

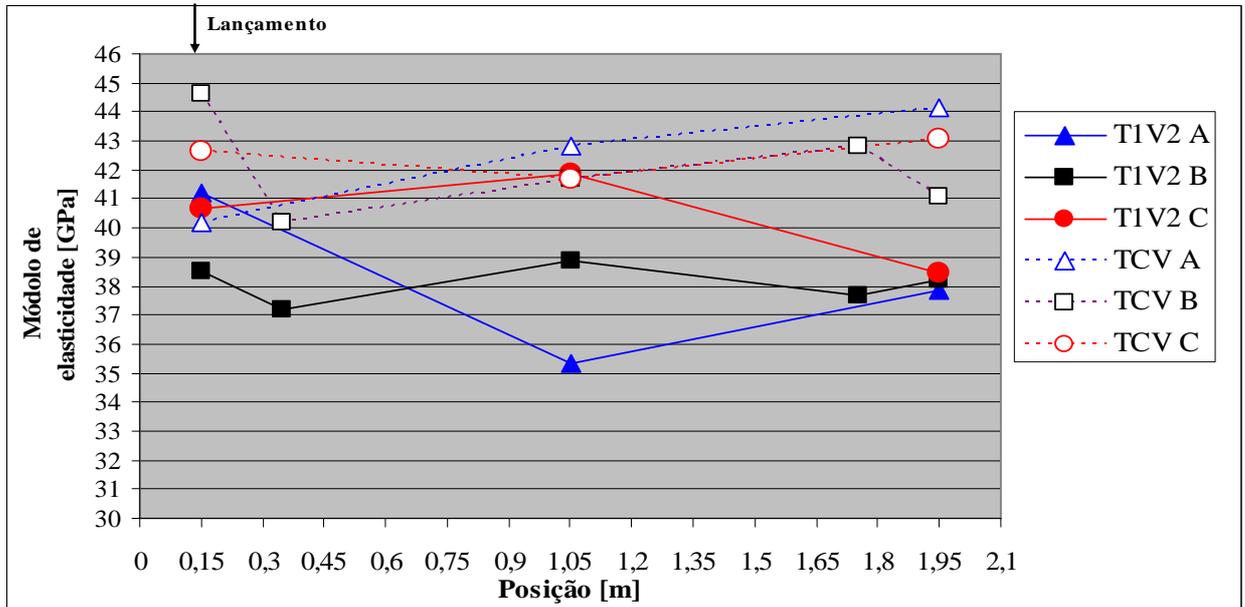


FIGURA 79 – Módulo de elasticidade ao longo da viga T1V2 e TCV.

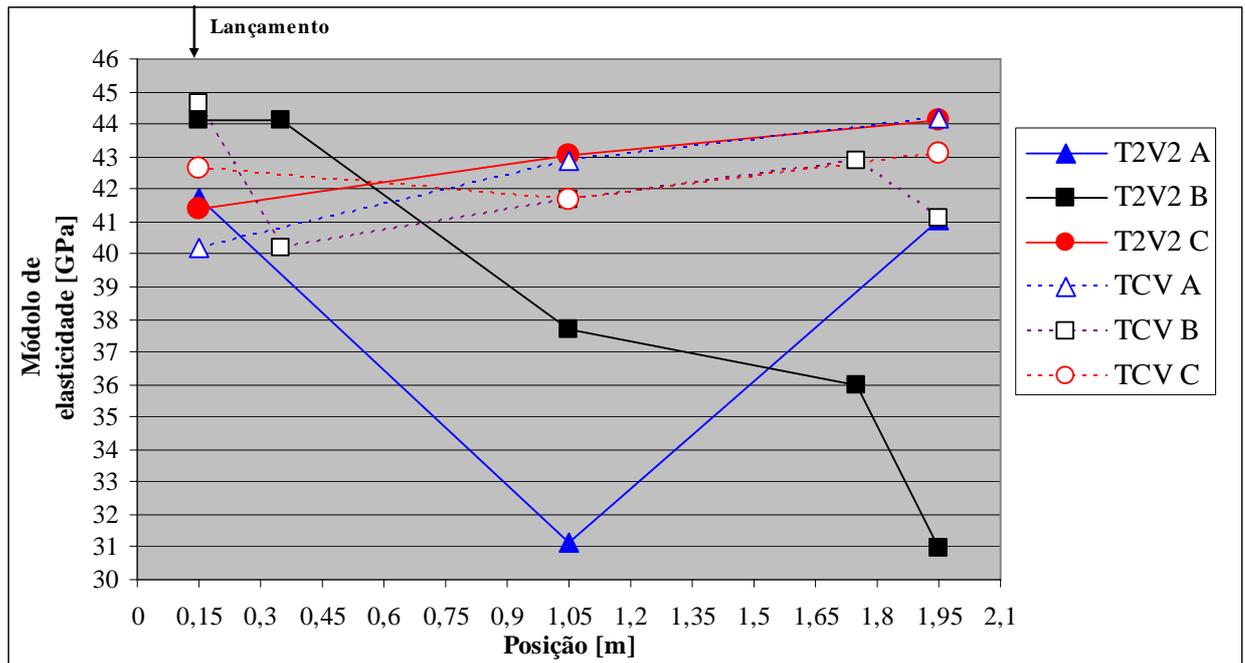


FIGURA 80 – Módulo de elasticidade ao longo da viga T2V1 e TCV.

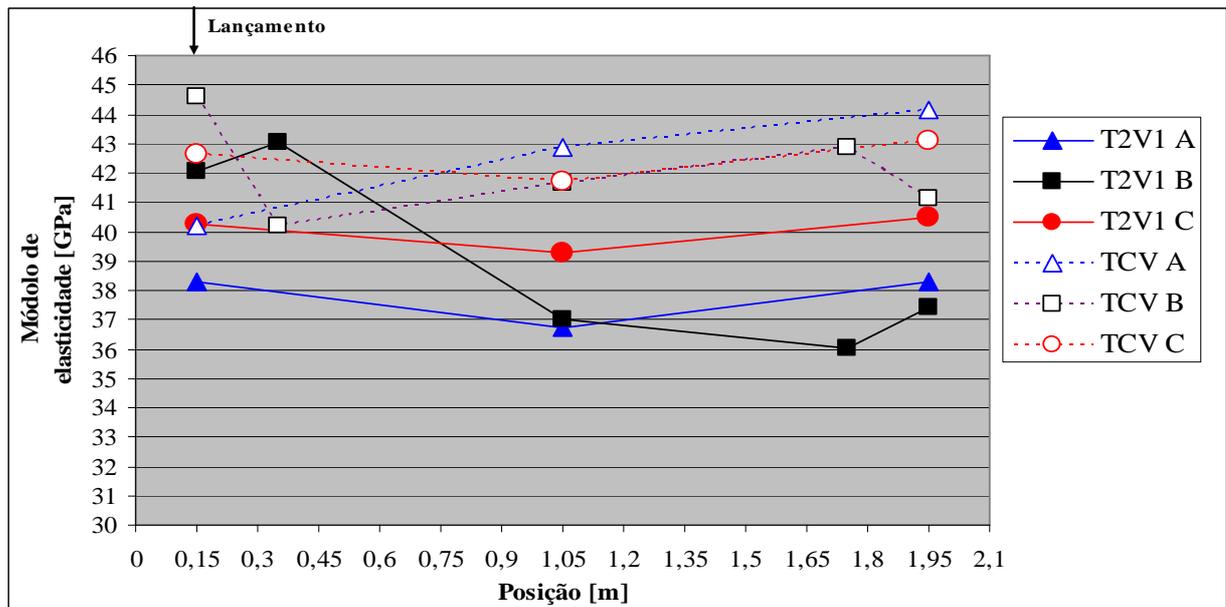


FIGURA 81 – Módulo de elasticidade ao longo da viga T2V2 e TCV.

A variação do módulo de elasticidade teve um comportamento muito semelhante ao que foi determinado quando se avalia a resistência à compressão. Os valores foram maiores nas proximidades da região de lançamento do concreto e ao longo do comprimento foram se reduzindo. Nas proximidades da extremidade oposta ao lançamento houve um incremento do módulo, mas os valores determinados não são maiores do que os encontrados nas proximidades da área de lançamento do concreto.

A forma de avaliação da variação do módulo de elasticidade ao longo dos elementos foi semelhante à metodologia empregada para a avaliação da variação das resistências. A tabela 31 apresenta as características que foram utilizadas para o estudo do desempenho.

TABELA 31 – Módulo de elasticidade médio, desvio padrão, o coeficiente de variação e a diferença entre extremidades das vigas estudadas.

	T1	T2	TC
Módulo de Elasticidade Médio [GPa]	38,56	39,28	42,28
Desvio Padrão [GPa]	2,19	3,78	1,46
Coeficiente de Variação [%]	5,68	9,61	3,45

O elemento onde ocorreu o maior módulo de elasticidade médio e a menor variação foi a viga moldada com concreto convencional vibrado (TC). Comparando os dois concretos auto-adensáveis, o concreto menos fluído apresentou um maior valor de módulo de elasticidade estático.

O concreto convencional vibrado (TC) possui um módulo de elasticidade mais elevado, do que os demais concretos estudados, porque possui um maior volume de agregados na composição de sua mistura.

Analisando coeficiente de variação, a viga moldada com o traço TC foi a que apresentou a menor variação do módulo de elasticidade estático. Já os módulos determinados ao longo das vigas moldadas com o traço T2, apresentaram a maior variação. Os módulos encontrados nos elementos moldados com o traço T1 apresentaram coeficiente de variação intermediário aos dois outros traços estudados.

A variação do módulo de elasticidade estático ao longo da altura dos pilares estudados está representada nas figuras 82 e 83.

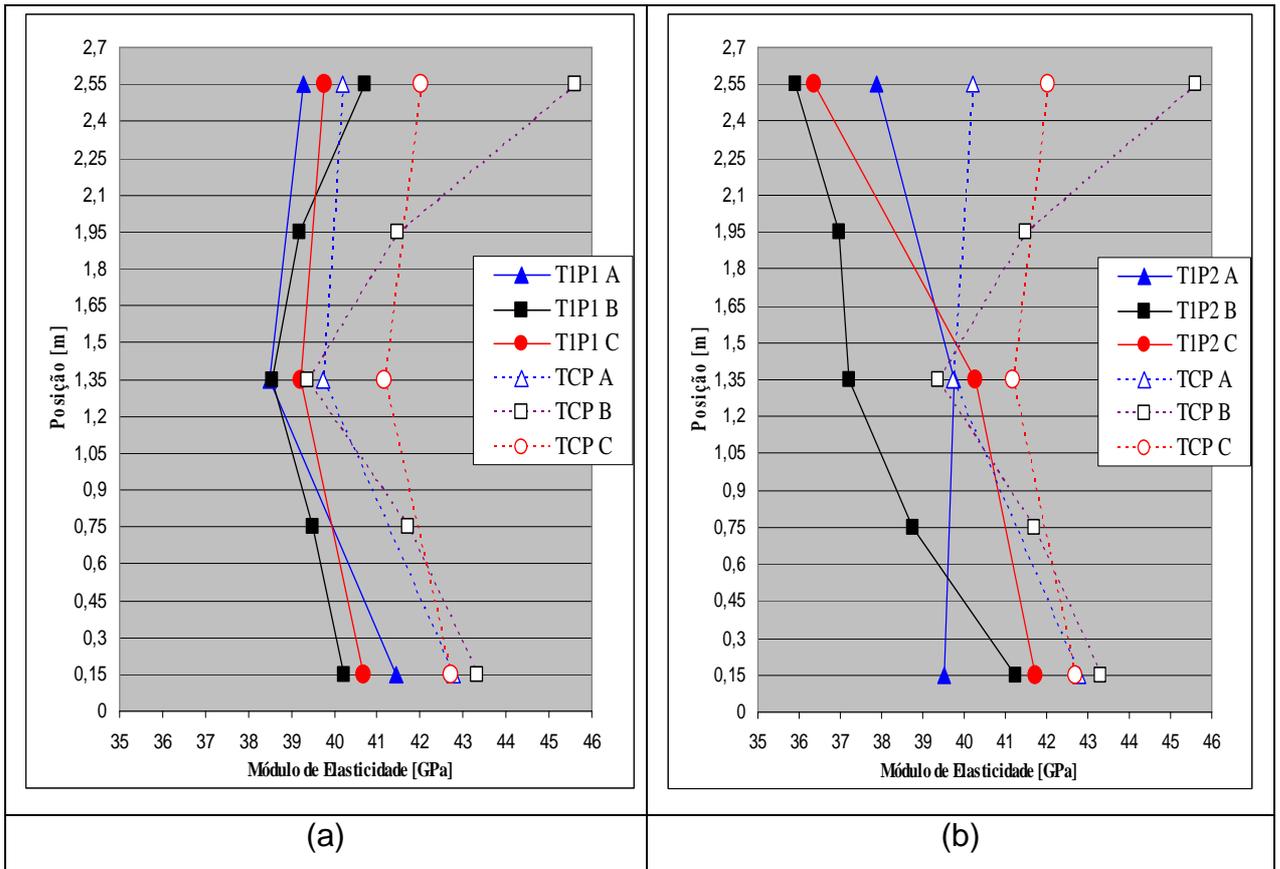


FIGURA 82 – Módulo de elasticidade em relação à altura do pilar (a) T1P1, (b) T1P2 e TCP

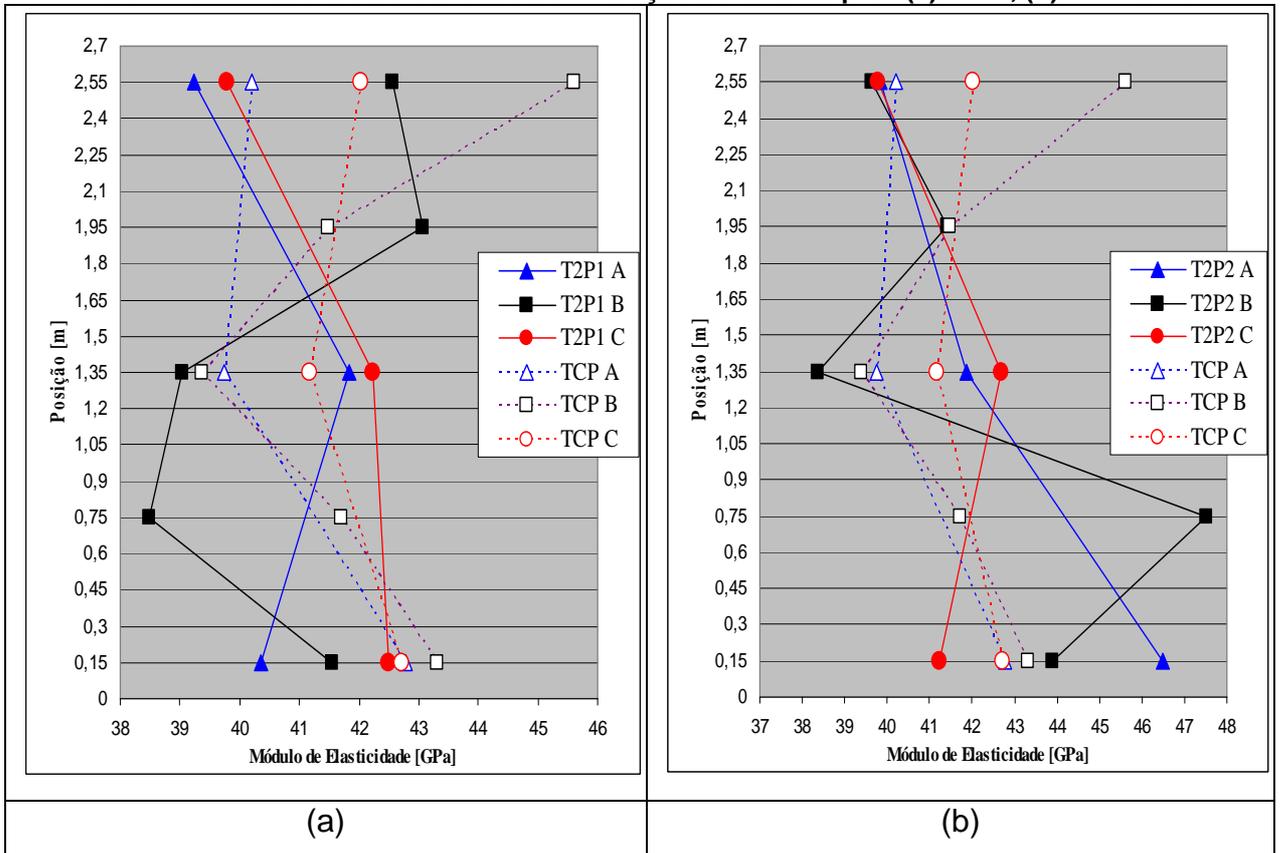


FIGURA 83 – Módulo de elasticidade em relação à altura do pilar (a) T2P1 e (b) T2P2 e TCP

Segundo os gráficos anteriores, nota-se que a tendência de variação dos módulos de deformação estáticos é semelhante ao apresentado na variação da resistência à compressão. Os maiores valores de módulo de elasticidade estático são encontrados na base do pilar e conforme a altura aumenta, o módulo de elasticidade vai se reduzindo.

Para a análise das variações do módulo de elasticidade estático ao longo da altura dos pilares estudados, foram determinados os mesmos índices já calculados para a avaliação da variação nas vigas. Esses valores estão representados na tabela 32 a seguir.

TABELA 32 – Módulo de elasticidade médio, desvio padrão e o coeficiente de variação dos pilares estudados.

	T1	T2	TC
Módulo de Elasticidade Médio [GPa]	39,21	41,51	41,83
Desvio Padrão [GPa]	1,60	2,36	1,78
Coeficiente de Variação [%]	4,07	5,69	4,26

Dentre os pilares analisados, o que mostrou uma menor variação do módulo de elasticidade ao longo da altura foram os elementos moldados com concreto de traço T1. O pilar moldado com o traço TC apresentou um coeficiente de variação muito próximo ao do T1. O material que gerou pilares com a maior variação de deformação foi o concreto auto-adensável de 0,80 m de espalhamento.

Já o módulo de elasticidade dinâmica foi determinado, aos 69 dias de idade, nas mesmas áreas aonde foram extraídos os testemunhos de concreto, com o auxílio do ensaio de velocidade de propagação de pulsos ultra-sônicos, realizados antes da extração. A equação empregada foi a recomendada pela BS 181: Part 2003 (1986).

Os valores de módulo de elasticidade dinâmica são bem maiores que os módulos de deformação estática e variam na mesma proporção para todos os elementos ensaiados, como pode ser visto, por exemplo, na figura 83. Pode-se observar que a tendência de variação ao longo do elemento e a relação entre os valores dos dois módulos são muito semelhantes.

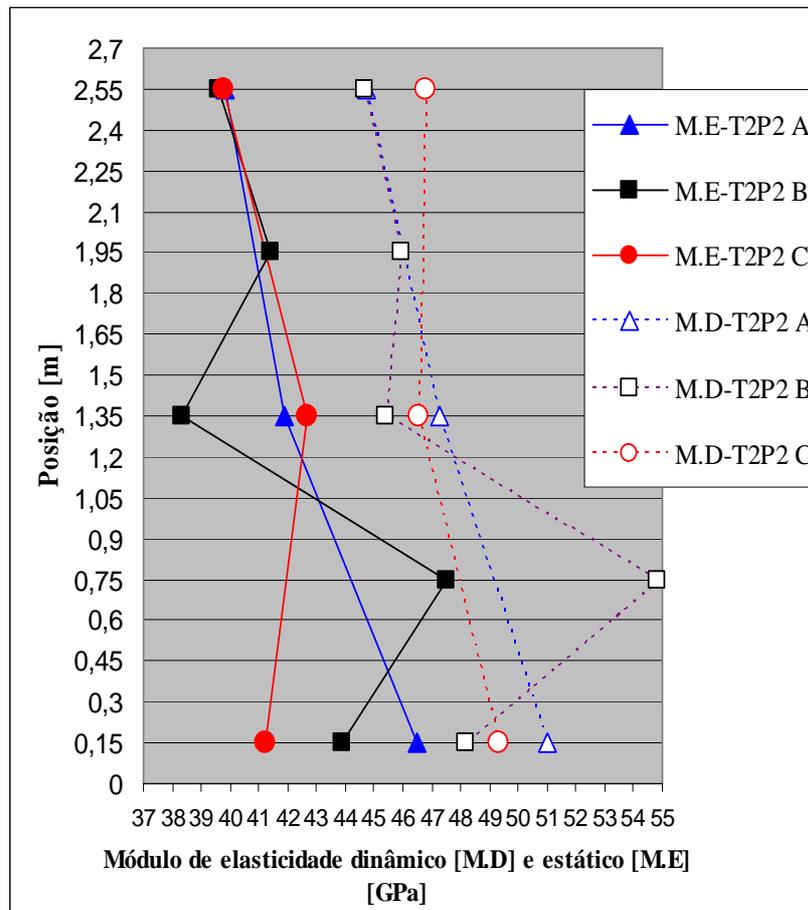


FIGURA 84 – Comparação da variação do módulo de elasticidade estático e dinâmico em relação à altura do pilar T2P2

4.7 – Fatores que influenciam a resistência à compressão

Conforme descrito no item 2.4.1, a resistência à compressão pode ser influenciada por diversos fatores como: tipo de cimento, tipo de cura, agregados, teor de vazios, segregação, exsudação, entre outros.

Como nos traços de concreto auto-adensável foram empregados os mesmos materiais, embora para a confecção do traço mais fluído, de 0,80 m de espalhamento, foi necessário o emprego de uma maior quantidade de aditivo redutor de água, avalia-se nesta sessão dois dos fatores citados acima: o teor de vazios e a segregação.

4.7.1 – Teor de vazios

Um dos fatores que afetam a resistência do concreto é a quantidade de vazios na matriz. Esses vazios podem se formar pela incorporação do ar na homogeneização

ou no lançamento do concreto, mantendo-se no material após o adensamento, para o caso do concreto convencional, e após o escoamento, para o caso do concreto auto-adensável.

A avaliação dos teores de vazios dos testemunhos extraídos ao longo dos pilares e das vigas deu-se pela determinação das massas específicas secas de cada testemunho prismático, na idade de 200 dias. Após a extração, esses corpos-de-prova foram secos em estufa à aproximadamente 100 °C e, após 6 dias, atingiram constância de massa. Depois de pesados, as dimensões dos testemunhos (arestas e alturas) foram determinadas com paquímetro para o cálculo do volume. De posse dos valores das massas seca e a dimensão de cada corpo-de-prova, calculou-se a massa específica seca, definida como a razão entre a massa seca e o volume do corpo-de-prova cilíndrico de concreto.

As figuras 85, 86 e 87 mostram a variação das massas específicas secas em relação ao comprimento (distância da face da região de lançamento).

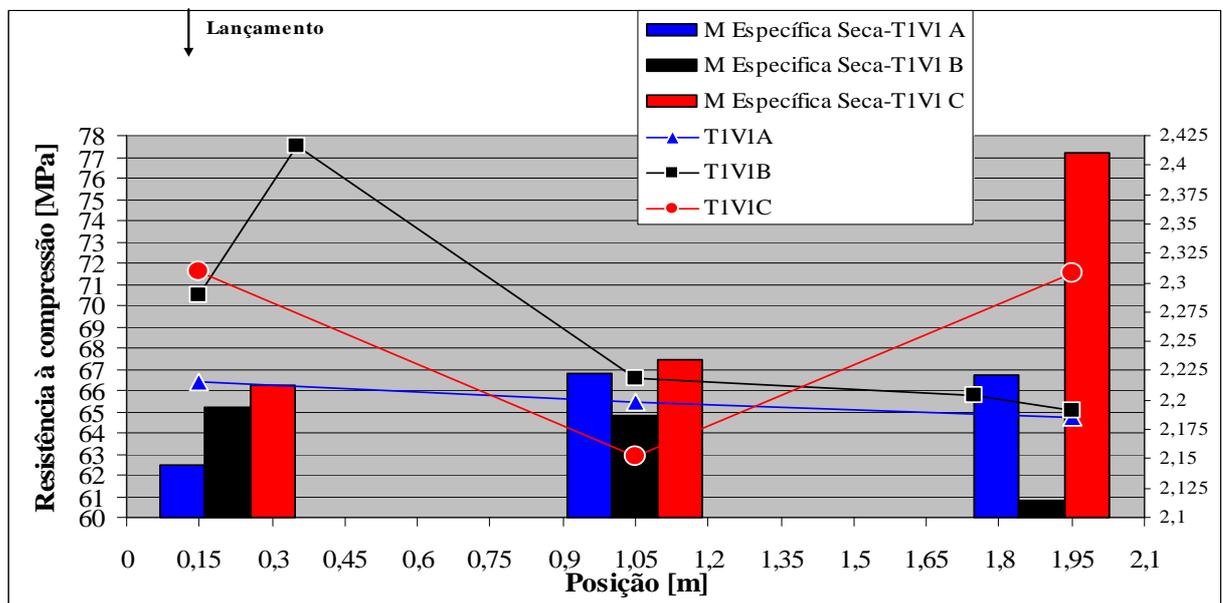


FIGURA 85 – Massas específicas secas em relação ao longo das vigas estudadas dos traços t1 (T1V1).

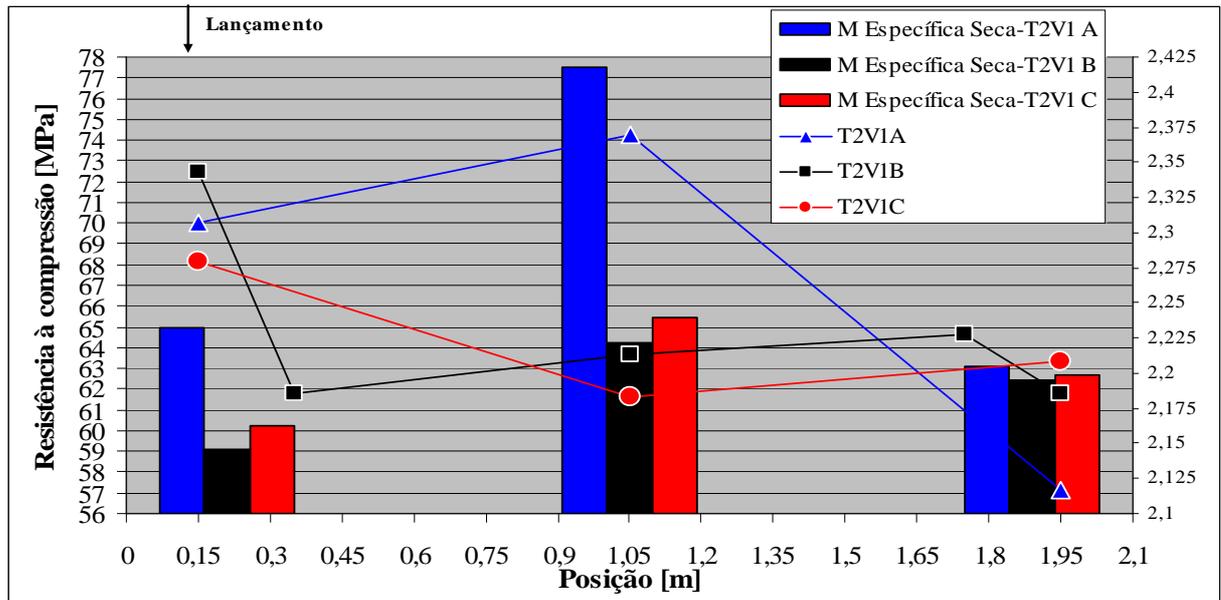


FIGURA 86 – Massas específicas secas em relação ao das vigas estudadas dos traços T2(T2V1).

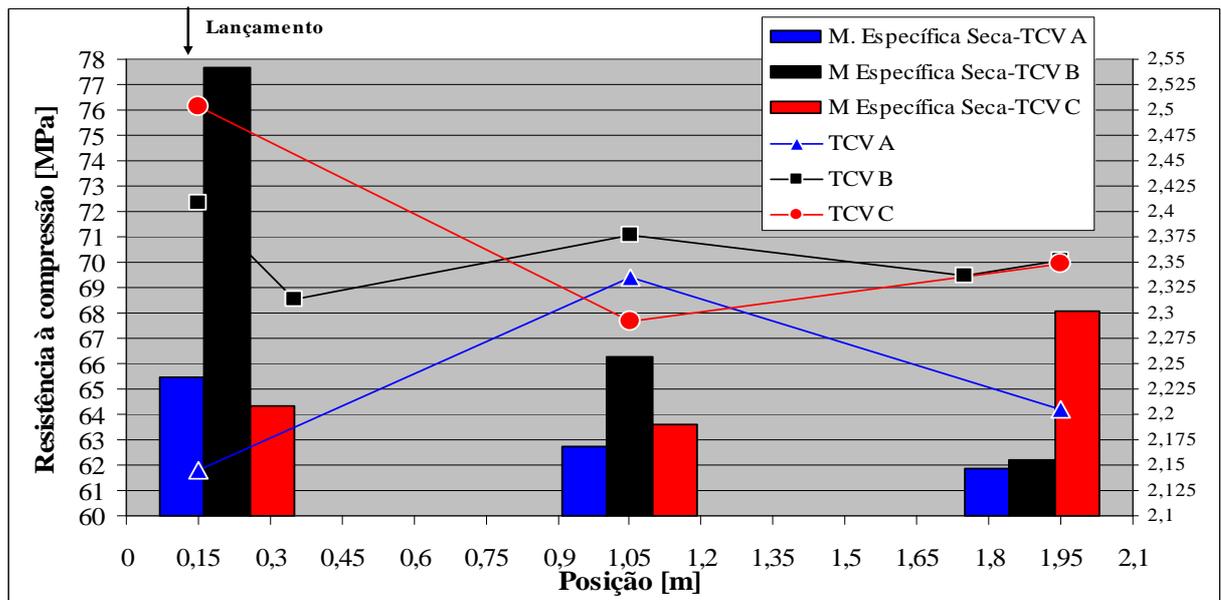


FIGURA 87 - Massas específicas secas em relação ao longo das vigas estudadas dos traços TC (TCV).

As massas específicas secas determinadas nas vigas mostraram que os menores teores de vazios estavam localizados nas regiões que apresentaram as maiores resistências à compressão. Entretanto, existem pontos (T2V1 e TCV a 0,15 m da face da região de lançamento) que possuem teor de ar elevado e resistência alta, como se observa na figura 86. O coeficiente de variação no valor da massa específica seca ao longo da viga moldada com concreto auto-adensável de 0,60 m de

espalhamento foi de 3,74%, enquanto o concreto mais fluído, com 0,80 m de espalhamento, apresentou uma variação de 3,54%. Já a viga de concreto convencional vibrado apresentou 5,44% .

Na figura 88 estão apresentados os valores das massas específicas secas obtidas ao longo dos pilares estudados.

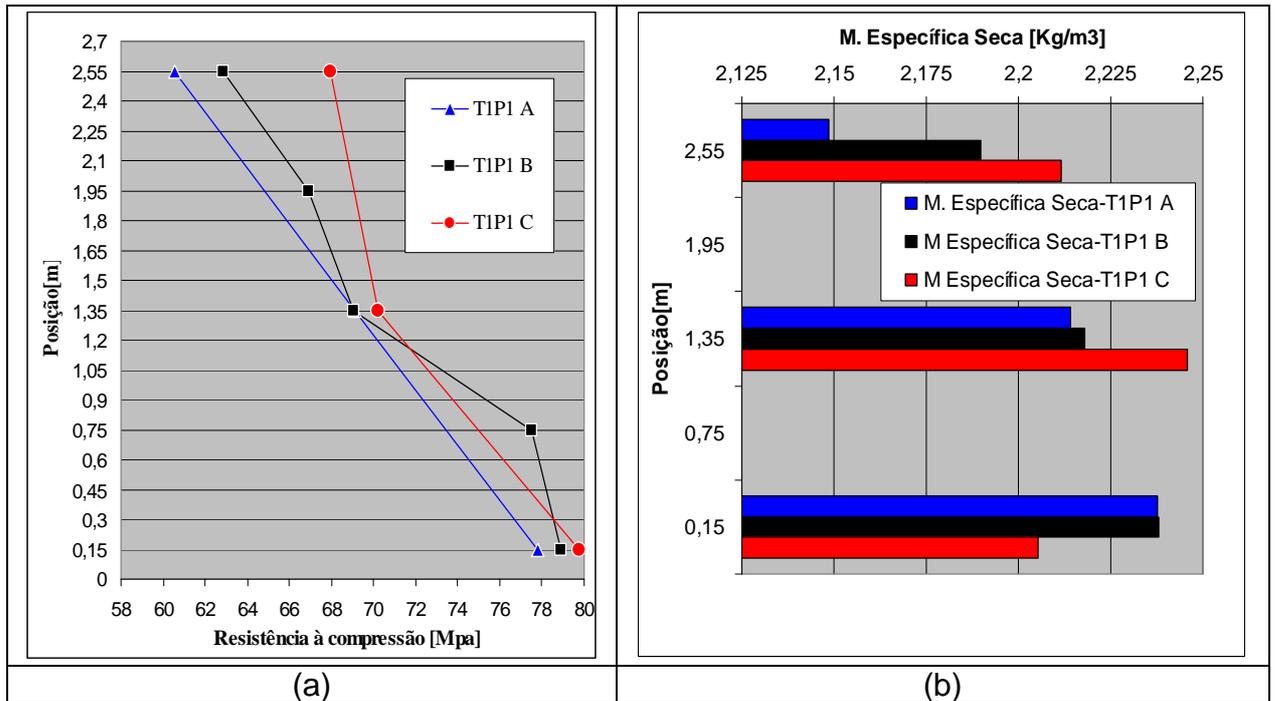


FIGURA 88 – a) Variação da resistência à compressão ao longo do pilar T1P1 e b) Teores de vazios em relação à altura do pilar analisado T1P1.

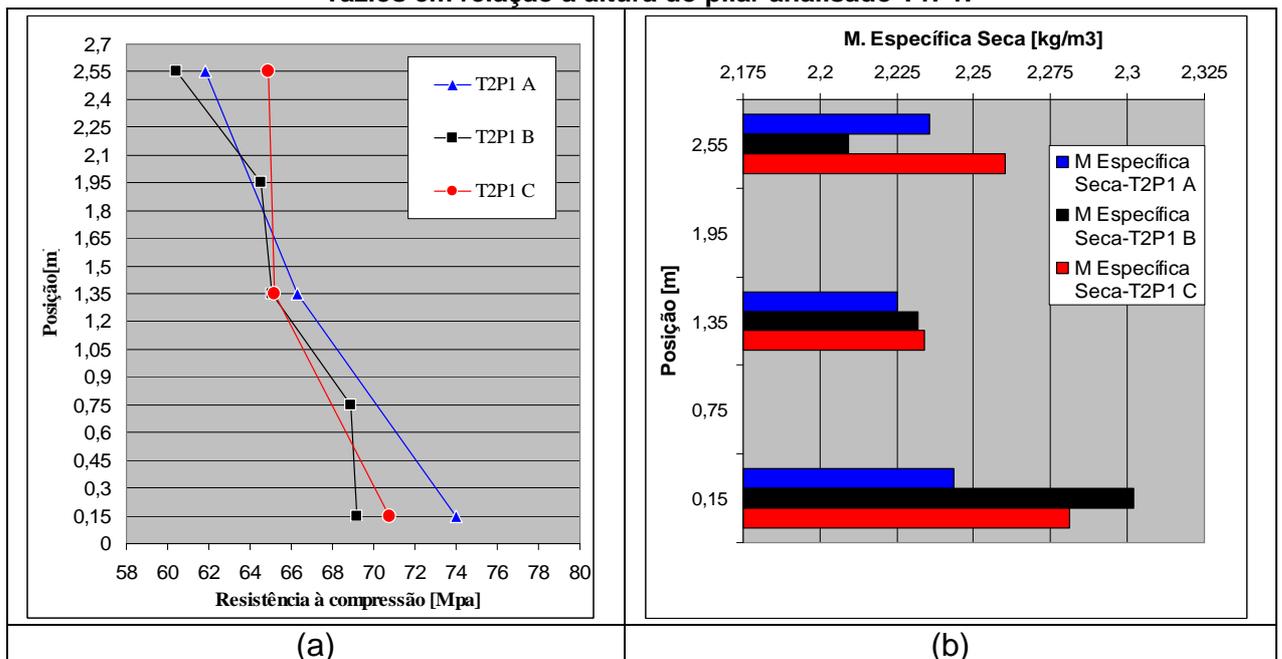


FIGURA 89 – a) Variação da resistência à compressão ao longo do pilar T2P1 e b) Teores de vazios em relação à altura do pilar analisado T2P1.

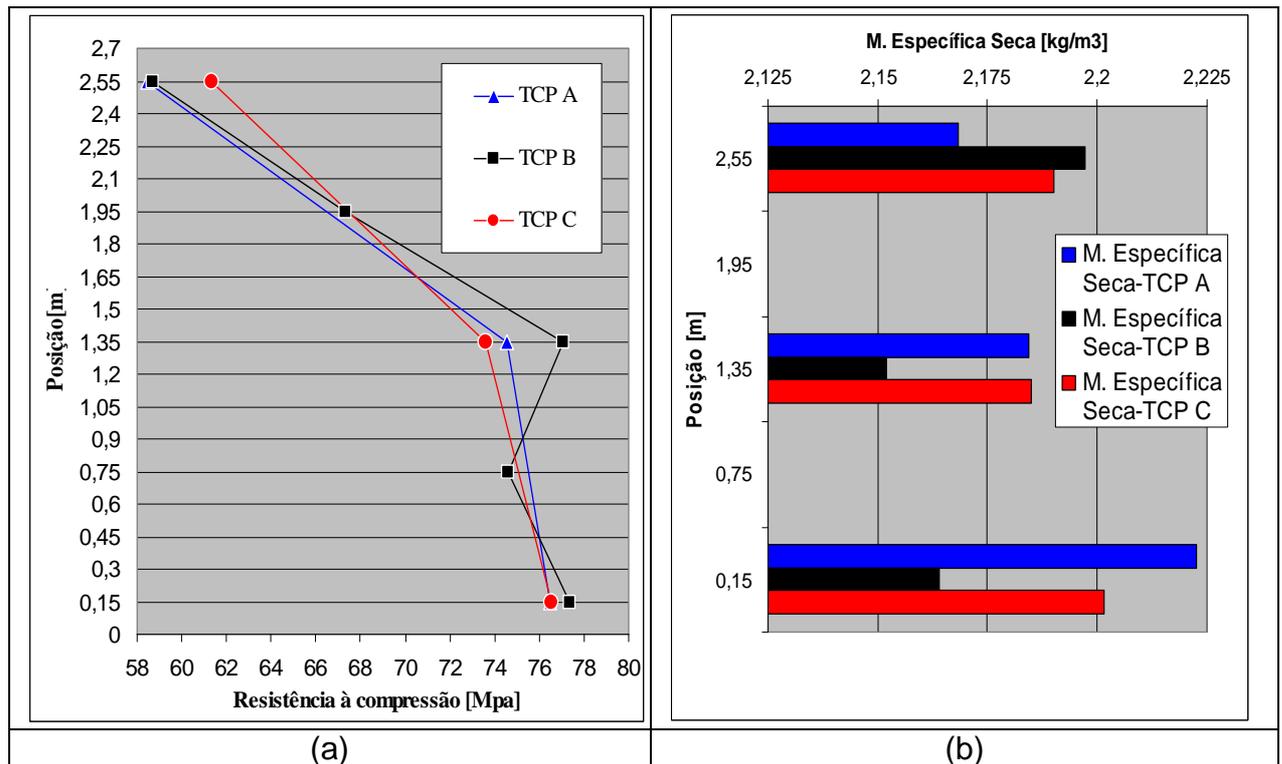


FIGURA 90 – a) Variação da resistência à compressão ao longo do pilar TCP e b) Teores de vazios em relação à altura do pilar analisado TCP.

De modo geral pode-se afirmar que as maiores massas específicas secas foram encontradas nas regiões onde a resistência à compressão é maior e, conforme a resistência foi reduzindo, a quantidade de vazios aumentou.

No pilar moldado com concreto auto-adensável de 0,60 m de espalhamento, as massas específicas secas determinadas variaram em 1,34%, enquanto, nos pilares com o concreto de 0,80 m de espalhamento, essas massas variaram em 1,30%. A variação ao longo do pilar moldado em concreto convencional vibrado foi significativamente menor, ficando em 0,98%.

4.7.2 – Segregação

A segregação é outra propriedade que influencia diretamente a resistência à compressão. Normalmente, esta propriedade é avaliada quantitativamente, durante o estado fresco, e qualitativamente (visualmente), no estado endurecido.

Para transformar uma medida empírica em número, desenvolveu-se um método que consiste na determinação da área ocupada pelo agregado graúdo, a densidade

superficial de agregado (DSA), em um perfil do elemento, como o mostrado na figura 27. Esse procedimento foi descrito no item 3.2.3, relativo à metodologia.

Nas figuras 91, 92 e 93 estão representadas as DSA ao longo das vigas estudadas.

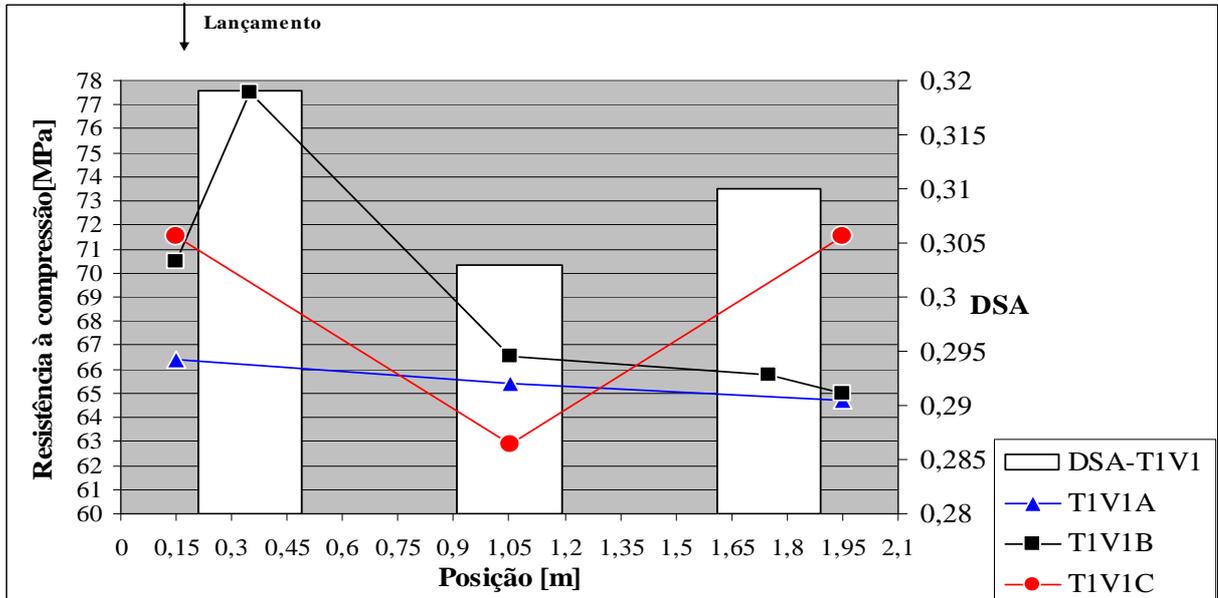


FIGURA 91 – Densidade superficial do agregado (DSA) e resistência à compressão ao longo do comprimento da viga T1V1 estudada.

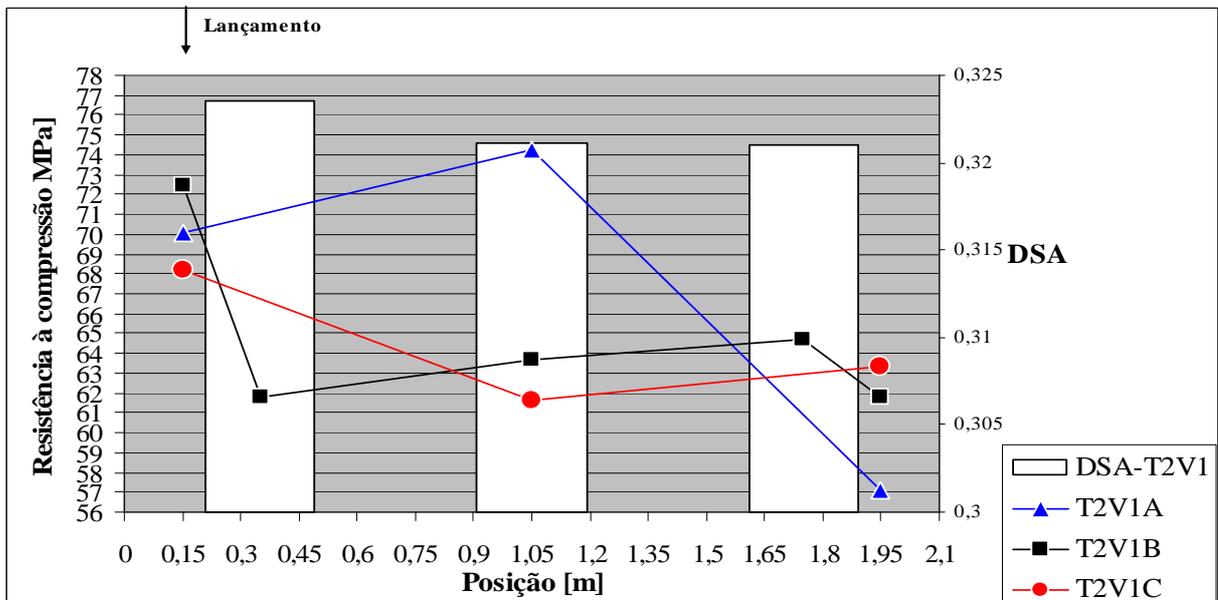


FIGURA 92 – Densidade superficial do agregado (DAS) e resistência à compressão ao longo do comprimento da viga T2V1 estudada.

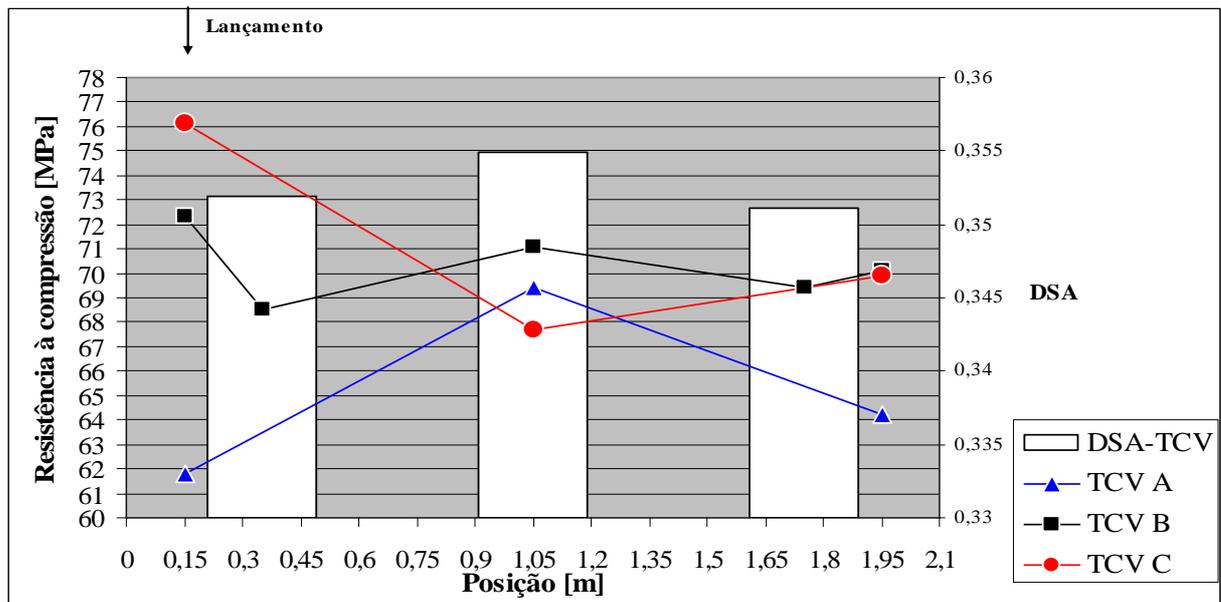


FIGURA 93 – Densidade superficial do agregado (DSA) e resistência à compressão ao longo do comprimento da viga TCV estudada.

Através dos gráficos acima não podemos estabelecer uma relação direta e confiável da relação da densidade superficial do agregado graúdo e a resistência à compressão. Para as vigas estudadas, as maiores densidades estão nas regiões que apresentaram resistências elevadas.

A densidade superficial do agregado graúdo (DSA) variou ao longo da viga moldada com concreto auto-adensável com 0,60 m de espalhamento 2,59%. A variação encontrada para a viga de CAA com 0,80 m de espalhamento foi de 0,44%, enquanto a da viga moldada com concreto tradicional vibrado ficou em 0,57%.

As figuras 93, 94 e 95 representam a variação do índice de segregação ao longo da altura dos pilares estudados.

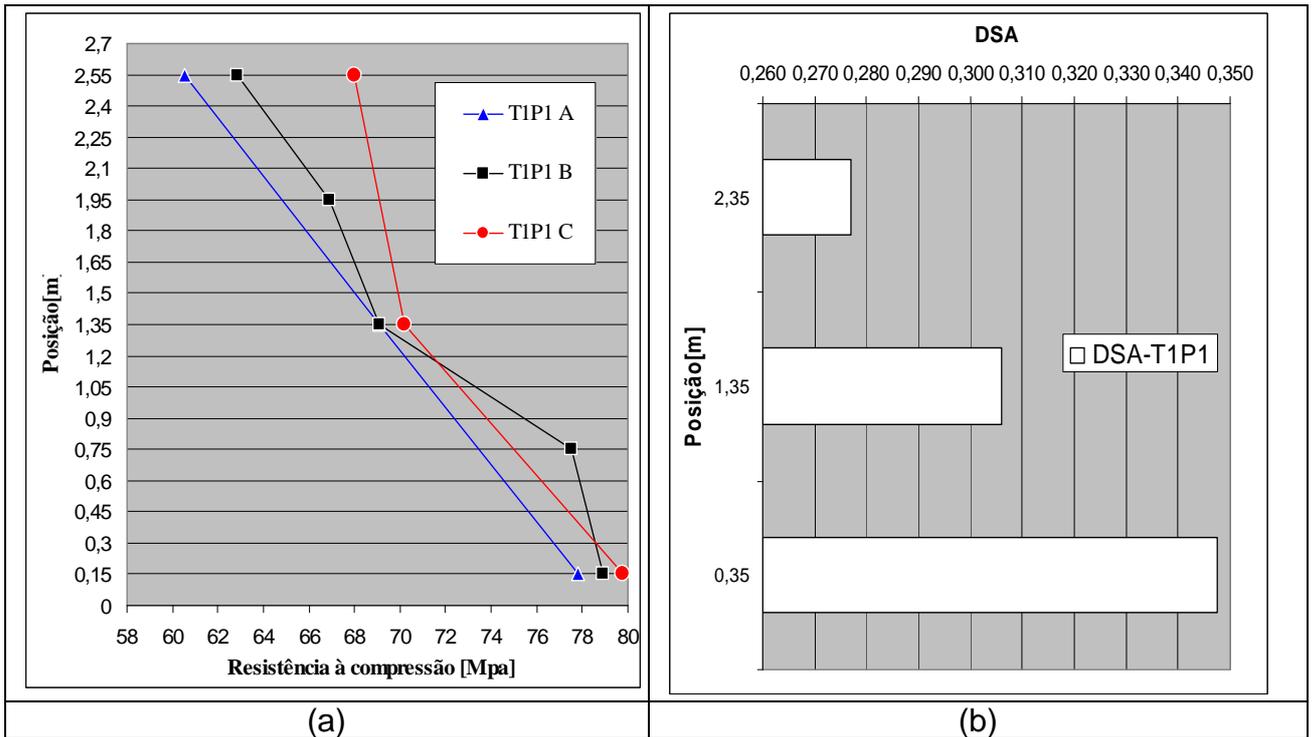


FIGURA 94 – a) Variação da resistência à compressão ao longo do pilar T1P1 e b) Densidade superficial do agregado graúdo (DSA) em relação à altura do pilar analisado.

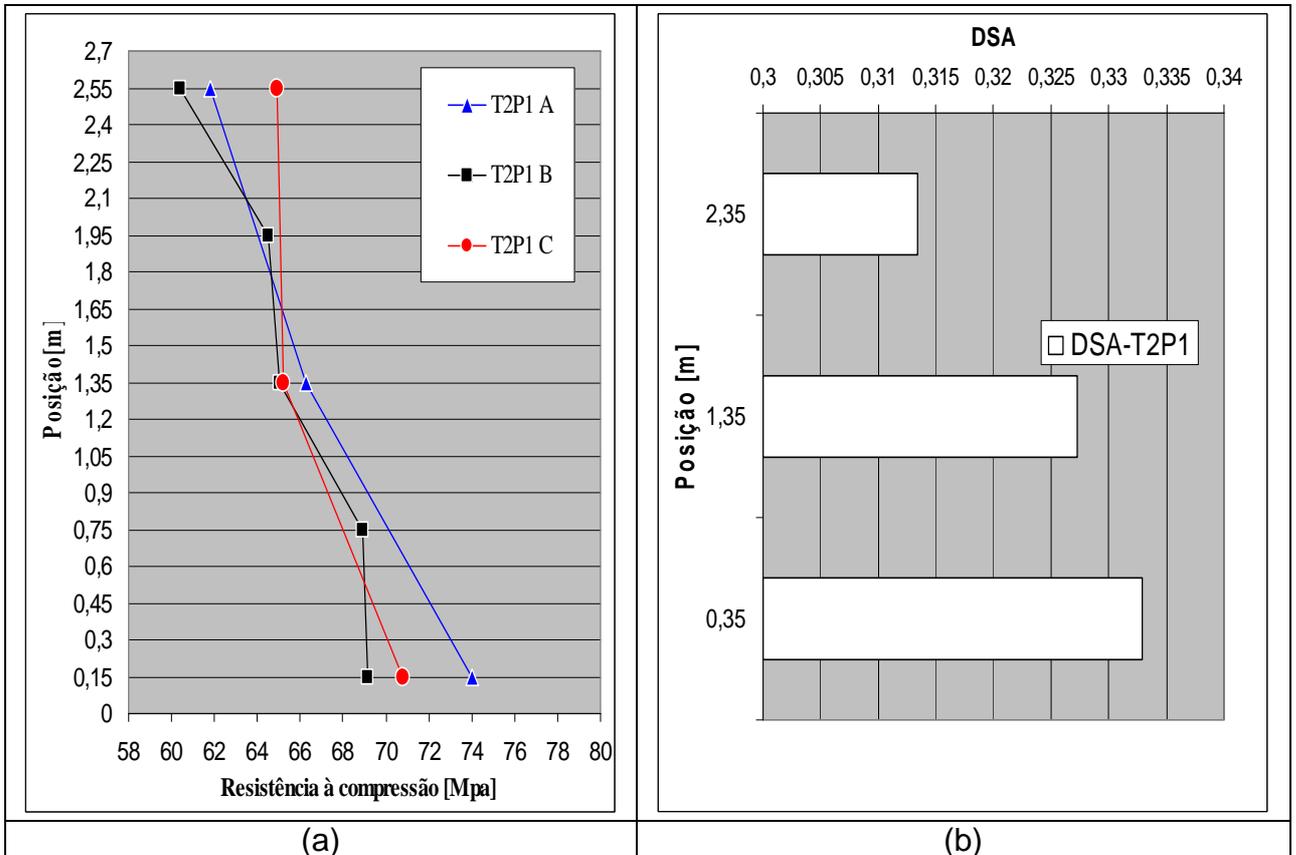


FIGURA 95 - a) Variação da resistência à compressão ao longo do pilar T2P1 e b) Densidade superficial de agregado graúdo (DSA) em relação à altura do pilar analisado.

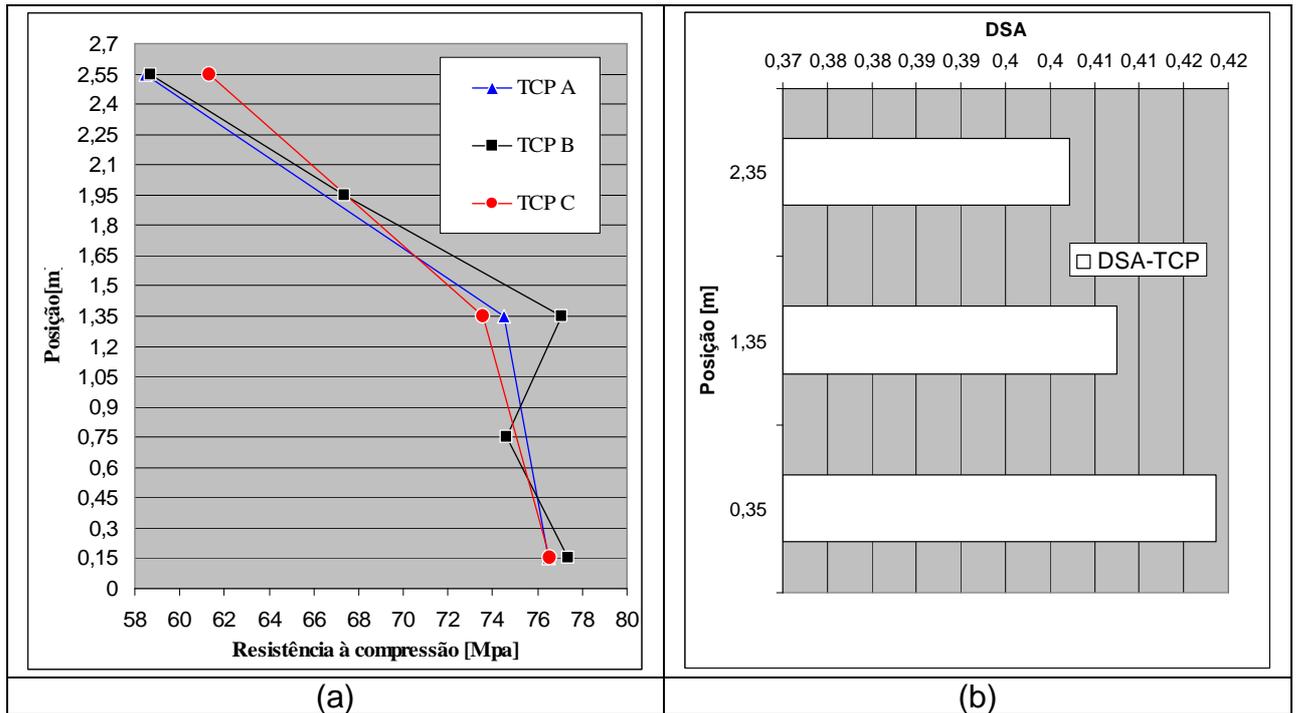


FIGURA 96 - a) Variação da resistência à compressão ao longo do pilar TCP e b) Densidade superficial de agregado graúdo (DSA) em relação à altura do pilar analisado.

A tendência do comportamento de variação da densidade superficial dos agregados graúdos para os pilares também é semelhante à encontrada na variação da resistência à compressão ao longo dos pilares. As menores DSAs são encontradas no topo do pilar, região que também apresentam as menores resistências. A região média da altura possui DSA intermediários. Na base do pilar, zona onde as resistências à compressão são mais elevadas, a densidade de agregados também é mais elevada.

Para os pilares, a variação da densidade superficial dos agregados graúdos ao longo do elemento foi maior do que as encontradas para as vigas. O pilar de concreto auto-adensável de 0,60 m de espalhamento teve uma variação na densidade de 7,07%. Já o elemento de CAA de 0,80 de espalhamento variou cerca de 3,07% enquanto o pilar de concreto convencional apresentou uma variação de 0,93%.

Avaliando-se os valores de DSA dos 3 traços estudados, conclui-se que o concreto convencional vibrado apresentou as menores variações da quantidade de agregado graúdo ao longo das vigas e dos pilares estudados. Já o concreto auto-adensável de 0,60 m de espalhamento apresentou o maior valor de variação para a DSA.

Pela pequena faixa de variação na resistência, não se pode estabelecer uma relação entre a DSA e a resistência à compressão.

5 – Considerações finais

Segundo os dados obtidos e as análises realizadas durante este trabalho, pôde-se afirmar que a variação das resistências à compressão ao longo das vigas e dos pilares segue mais ou menos a mesma tendência. Para as vigas, as maiores resistências são encontradas nas extremidades, quando se compara a posição horizontal e, na vertical existe uma influência, apesar de não significativa, da altura: as maiores resistências são as áreas mais próximas ao fundo do elemento, enquanto as menores são encontradas nas regiões mais próximas ao topo.

O concreto que apresentou convencional vibrado apresenta o melhor desempenho em relação à homogeneidade de resistência em vigas, apresentando um coeficiente de variação das resistências dos testemunhos extraídos de 5,52%. As vigas moldadas com concreto auto-adensável de 0,60m de espalhamento (T1) apresentaram um coeficiente de variação muito próximo ao do TC. Já a variação da resistência ao longo da viga ficou em 12,88%.

Acredita-se que essas variações na resistência à compressão ao longo das vigas poderiam ser reduzidas, para os elementos de concreto auto-adensável, com a mudança da forma de lançamento do concreto. Ao invés de alimentar o concreto apenas por um ponto, poderia se efetuar a concretagem em camadas ao longo do comprimento. Para o concreto convencional, é difícil diminuir essa variação, pois a viga estudada foi concretada em camadas homogêneas e a energia de vibração foi aplicada de forma correta e durante o mesmo tempo.

O comportamento dos pilares estudados, independente do tipo de concreto aplicado, foi o mesmo. As resistências à compressão dos testemunhos extraídos em áreas próximas à base apresentaram as maiores resistências. Conforme maior a altura do pilar, menor a resistência. As regiões próximas ao topo apresentaram as menores resistências.

Os pilares moldados com os concretos auto-adensáveis estudados apresentaram coeficientes de variação próximos. As resistências dos pilares do T2 variaram 8,36%, enquanto os do T1, 8,46%. O pilar moldado com o TC apresentou um coeficiente de variação de 10,82%

O emprego dos ensaios não-destrutivos mostrou-se satisfatório para a verificação da homogeneidade ao longo dos elementos estudados. Entretanto, devido o nível de resistência dos concretos estudados e o intervalo da variação das resistências

ao longo dos elementos, nenhum dos ensaios teve sensibilidade para estimar a resistência de forma representativa. Apesar das baixas correlações determinadas neste estudo, o ensaio de esclerometria foi o que apresentou melhores resultados.

Em relação aos fatores que influenciam a resistência, foram analisados o teor de ar incorporado e a segregação. Através do método empregado neste trabalho verificou-se que nas regiões onde as resistências são maiores, o teor de vazios é menor. Entretanto as diferenças ao longo dos elementos foram pequenas. Talvez um método mais adequado para a determinação do teor de vazios, como a extrusão de mercúrio, poderia revelar uma diferença mais significativa.

Para a avaliação da segregação, sugeriu-se uma nova metodologia para sua análise, quantificando a área ocupada pelos agregados graúdos em um perfil retirado da estrutura estudada e a determinação da densidade superficial do agregado graúdo (DSA), relacionando essa área de agregado com a área total do perfil. Entretanto mais trabalhos devem ser realizados para a determinação de parâmetros para estabelecer uma relação mais precisa entre a influência da densidade de agregados e a resistência à compressão.

A variação dos valores de módulo de elasticidade estático seguiu a mesma tendência de variação da resistência à compressão para todos os pilares e vigas analisadas. Das vigas estudadas, as moldadas com concreto auto-adensável de 0,60 m de espalhamento (T1) apresentou coeficientes de variação de módulo de deformação de 5,68%. Já nos elementos moldados com CAA com espalhamento 0,90 m (T2), o coeficiente de variação ficou em torno de 9,61%. A viga moldada com concreto convencional vibrado (TC) apresentou um coeficiente de variação de 3,45%.

Os pilares moldados com CAA do traço T1 apresentaram coeficientes de variação de módulo de deformação de 4,07%. Já nos elementos moldados com CAA com traço T2, o coeficiente de variação ficou em torno de 5,69. O pilar moldado com o traço TC apresentou um coeficiente de variação de 4,26%.

O módulo de elasticidade dinâmico (MED) apresentou uma tendência de variação ao longo dos elementos estudados muito semelhante à do módulo de deformação estático. Entretanto os valores absolutos do módulo de elasticidade sempre foram superiores aos valores de módulo de elasticidade estático para a mesma região ensaiada. Os maiores valores de MED determinados foram encontrados nos elementos moldados com o concreto convencional vibrado.

As vigas moldadas com o concreto TC apresentaram os menores coeficientes de variação do módulo de elasticidade dinâmico ao longo do seu comprimento, 5,52%. As vigas do T1 apresentaram coeficiente de variação de 5,77%, valor muito próximo ao concreto convencional. Já as vigas do T2 apresentaram o pior desempenho, com 12,88% de coeficiente de variação.

Os pilares com as menores variações, 8,36%, foram os moldados com o traço T2. Foi encontrado um desempenho muito semelhante, 8,46%, nos pilares moldados com o traço T1. O pilar TC foi o que apresentou a maior variação, 10,82%.

Após a análise de todos os dados levantados, de maneira geral, pode-se afirmar, dentre os traços estudados nesta pesquisa, que as vigas e os pilares moldados com concreto auto-adensável com 0,60 m de espalhamento (T1) apresentaram as menores variações das propriedades mecânicas analisadas. Já os elementos estruturais moldados com o concreto auto-adensável de 0,80 m de espalhamento apresentaram as maiores variações na maioria das propriedades mecânicas ensaiadas.

A viga e o pilar moldados com concreto convencional vibrado apresentaram variações semelhantes aos elementos moldados com concreto auto-adensável de 0,60 m de espalhamento.

6 – Sugestões de trabalhos futuros

Os itens abaixo são sugestões para trabalhos futuros:

- Avaliar a variação da resistência à compressão e o desempenho dos ensaios não-destrutivos ao longo de pilares e vigas de concretos com idades próximas aos 28 dias;
- Influência da armadura na variação da resistência ao longo dos elementos e nos resultados dos ensaios não-destrutivos;
- Comparação do comportamento da variação de propriedades ao longo dos elementos estruturais de concreto em diferentes níveis de resistência;
- Avaliação da influência do teor de vazios e da massa específica na resistência de concretos, através de ensaios mais precisos;
- Estabelecer uma relação direta entre a densidade superficial de agregados graúdos e a resistência.

7 – Referências Bibliográficas

ACI COMMITTEE 228. In-Place Methods to Estimate Concrete Strength. ACI 228.1R-95, American Concrete Institute, EUA, 1995, 37 pp.

ACI COMMITTEE 228, In-Place Methods to Estimate Concrete Strength, American Concrete Institute, ACI 228.1, American Concrete Institute, 2003.

ACI COMMITTEE 228, In-Place Methods for Determination of Strength of Concrete, American Concrete Institute, ACI 228.1R, Detroit, 1989, 26pp.

ACI COMMITTEE 364.1R, Guide for Evolution of Concrete Structures Prior to Rehabilitation, ACI Material Journal, Sep/Oct., 1993, pp.479-498.

AHMADI; M. A; ALIDOUST, O. ; SADRINEJAD I.; NAYERI M. Development of mechanical properties of self-Compacting concrete contain rice husk ash. Proceedings of world academy of science, engineering and technology, volume 23 august 2007 issn 1307-6884

AÏTCIN, P. C. Concreto de alto desempenho. 1. ed. São Paulo: PINI, 2000. 667 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.

_____. NBR 7211: Agregado para concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 1983.

_____. NBR 7584: Concreto Endurecido – Avaliação da Dureza Superficial pelo Esclerômetro de Reflexão. Rio de Janeiro, 1995.

_____. NBR 7680: Extração, preparo e análise de testemunhos de estruturas de concreto – Determinação da massa unitária. Rio de Janeiro: ABNT, 1983.

_____. NBR 12655: Concreto: Preparo Controle e Recebimento. Rio de Janeiro, 1996.

_____. NM 58: Concreto Endurecido: Determinação da velocidade de propagação de onda ultra-sônica, 1996.

ASTM C 803, Standard Test Method for Penetration Resistance of Hardened Concrete, Annual Book of ASTM Standard, V. 04.02, American Society for Testing and Materials, 1996.

ASTM C 803, Standard Method for Rebound Number of Hardened Concrete, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1996.

ASTM C 1074. Standard Practice for Estimating Concrete Strength by the Maturity Method, Annual Book of ASTM Standards, Vol.04.02, American Society for Testing Materials, Philadelphia, 1998.

BANFILL, P. F. G. Rheological methods for assessing the flow properties of mortar and related materials. Construction and Building Materials, v. 8, n. 1, p. 43-49, 1994.

BUNGEY, J. H. - The Testing of Concrete in Structures, Surrey University Press, New York, 1989, 227 pp.

BUI, V. K.; MONTGOMERY, D; HINCZACK, I.; TURNER, K. Rapid testing Method for segregation Resistance of Self – Compacting Concrete. Cement and Concrete Research. V. 32, p 1489 - 1496. 2002

BRITE EURAM, Project “Rational production and improved working environment through using self-compacting concrete”; 1997-01-01 TO 2000-06-30

BRITE EURAM PROPOSAL Nº. BE96-3801– SCC: Guidelines- Final Report. 48 p. Inglaterra. 2000.

COPPOLA, I. Rheology and mix proportioning of self-compacting concretes. Industria Italiana del Cemento, v. 71, n. 2, p. 152-163, Feb. 2001.

CORDOVIL, F. A. B.; ASSUNÇÃO, J. W. Efeito dos poros na elasticidade do concreto. In: Encontro Tecnológico de Engenharia Civil e Arquitetura de Maringá - ENTECA , 1., Maringá, 2000. Anais... Maringá: UEM, 2000.

DAL MOLIN, D. C. C. Contribuição ao estudo das propriedades mecânicas dos concretos de alta resistência com ou sem adições de microssílica. São Paulo, 1995 Tese doutorado.

DOMONE, P. L; A review of the hardened mechanical properties of self-compacting concrete Cement & Concrete Composites 29 (2007) 1–12 P

DORNELLES, Francisco L ; PINTO, R. C. A. ; PADARATZ, Ivo José . Influência do Posicionamento da Armadura em Medições de Ultra-som para Avaliação da Resistência à Compressão do Concreto. In: Encontro Nacional Betão Estrutural 2004, 2004, Porto. Actas do Congresso, 2004. v. 2. p. 1015-1022.

EFNARC. Specifications and Guidelines for Self-Compacting Concrete. Reino Unido, 2005. 32p.

EVANGELISTA, A. C. J. Avaliação da Resistência do Concreto Usando Diferentes Ensaio não Destrutivos. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2002.

FAZANO, Carlos A., A Aplicação da análise de imagens na quantificação das características microestruturais de materiais, Revista Analytica•Outubro/Novembro 2005 , nº19, pg 46 – 80.

FELEKOGLU, B. ; TURKELL, S; BARADAN, B. Effect of water/cement ratio on the fresh and hardened properties of self-compacting concrete , Building and Environment 42 (2007) 1795–1802

GOMES, P. C. C. Optimization and characterization of high-strength self-compacting concrete. 2002. 139 p. Tese - Escola Tècnica Superior D'Enginyers de Camins, Universitat Politècnica de Catalunya, Catalunya, 2002.

HO, D. W. S.; SHEINN, A. M. M.; TAM, C. T. The sandwich concept of construction with SCC. Cement and Concrete Research, v. 31, n.10, p. 1377-1381, Oct. 2001.

HODGSON, T. Laboratory and field investigations of self-consolidating concrete. 2003. 91 f. MS Thesis - Department of Civil Engineering, Auburn University, Alabama, 2003.

IMAI, N. N.; VICENTE, J.; LIMA, D.L; TACHIBANA, V. M.; SILVA, E. A; VOLL, E.; OLIVEIRA, H. E. S.; ANÁLISE COMPARATIVA DA INTERPOLAÇÃO POR KRIGAGEM ORDINÁRIA E KRIGAGEM POR INDICAÇÃO NO CASO DE ERVAS DANINHAS EM CULTURA DE SOJA, Unesp – Universidade Estadual Paulista -Faculdade de Ciências e Tecnologia – Departamento de Cartografia, Embrapa Soja

JUVAS, K. Self-Compacting Concrete – Developments in the precast industry. Concrete Precasting Plan ad Technology, v. 70, n. 8, 2004.

KHAYAT; K. H.; MANAI K. e TRUDEL, A. In-Situ Mechanical Properties of Wall Elements Cast Using Self-Consolidating Concrete, ACI Materials Journal / November-December 1997

KHAYAT, K. H. Workability, testing, and performance of self-consolidating concrete. ACI Materials Journal, v. 96, n. 3, p. 346-353, May/June 1999.

KRAUS, Z. F. Produção de concreto auto-adensável com adição de fíler e de aditivo promotor de viscosidade – baseado no estudo fatorial em argamassas . 162 pp. Dissertação. Universidade Federal de Santa Catarina. 2006.

LANDIM, P.M.B; STURARO, J. R, Krigagem indicativa aplicada à elaboração de mapas probabilísticos de riscos, UNESP/campus de Rio Claro Departamento de Geologia Aplicada – IGCE _ Laboratório de Geomatémática, Texto Didático 06 2002

MALHOTRA, V. M. e CARINO, N. J. CRC Handbook on Nondestructive Testing of Concrete, CRRC Press, Boston, 1991, 343 p.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto: estrutura, propriedades e materiais. 1. ed. São Paulo: PINI, 1994. 573 p.

MELO, K. A. Contribuição a dosagem de concreto auto-adensável com adição de fíler calcário. Dissertação de Mestrado – UFSC, Florianópolis, 2005, 183 p.

NEVILLE, A. M. Propriedades do concreto. 2. ed. São Paulo: PINI, 1997. 738 p.

NUNES, S. C. B. Betão Auto-Compactável: Tecnologia e Propriedades. 2001. 198 p. Pós-graduação em Estruturas de Engenharia Civil – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto.

OZYILDIRIUM, C.; Lane, S. Final Report Evaluation of Self-consolidating concrete. Charlottesville, Virginia, 2003.

OKAMURA, H. Self-compacting high performance concrete. Concrete International, v. 19, n. 7, p. 50-54, July 1997.

OKAMURA, H.; OUCHI, M. Self-compacting concrete. Journal of Advanced Concrete Technology, v. 1, n. 1, p. 5-15, April 2003.

PARRA, C. , VALCUENDE, M. , BENLLOCH, J. – Mechanical Properties of self-compacting concretes – 5tg International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete, 3-5 Setember 2007, Ghent, Belgium, 2007-10-09

PETERSEN, Claus Germann. LOK-TEST and CAPO-TEST pullout testing, twenty years experience. Non-Destructive Testing in Civil Engineering Conference in Liverpool, U.K., organized by The British Institute of Non-Destructive Testind. 1997

RAMACHANDRAN, V. S. et al. Superplasticizers: properties and applications in concrete. 1. ed. Ottawa: CANMET, 1998. 404 p.

REPETTE, W. L. Contribuição à inspeção e à Avaliação da segurança de estruturas acabadas de concreto armado. 169 p Dissertação – UFRGS. 1991

REPETTE, W. L. Concretos de última geração: presente e futuro. Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações- v. 2, cap 49, IBRACON. 2005

REPETTE, W. L. Self Compacting Concrete – Properties and application – Reporting a Brazilian experience. 10 p. INCOS .Rio de Janeiro. 2006

RIXOM, R. Chemical Admixtures for Concrete. United Kingdom .Spon Press, 1999.
437p

SIM 03/02/51 –Noise Reduction in the Concrete Industry. 2003.

SKARENDAHL, A.; PETERSSON. ; self-compacting concrete ; RILEM Publications,
2000

SONEBI, M.; TAMIMI, A. K.; BARTOS, P. J. M; Performance and Cracking Behavior of Reinforced Beams Cast with Self-Consolidating Concrete ACI Materials Journal, V. 100, No. 6, November-December 2003.

SUGMATA, T.; EDAMATSU, Y.; OUCHI, M. A study of particle dispersiong retention effect of polycarboxylate-based superplasticizers. Edição:O. Wallevik; I. Nielsson. In: INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM ON SELF-COMPACTING CONCRETE, 3rd., 2003, Reykjavik. Proceedings... France: RILEM Publications, 2003. p. 4203-431.

WALLEVIK, O. H. Rheology – A cientific approach to develop self-compacting concrete. Edição:O. Wallevik; I. Nielsson. In: INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM ON SELF-COMPACTING CONCRETE, 3rd., 2003, Reykjavik. Proceedings... France: RILEM Publications, 2003. p. 23-31.

TANAKA, L. et al. Fluidity of spherical cement and mechanism for creating high fluidity. Cement and Concrete Research. v. 28, n. 1, p. 63-74, Jan. 1998.

TUTIKAN, B. F. e DAL MOLIN, D. C. Viabilidade técnica e econômica do concreto auto-adensável em empresas de pré-moldados. Concreto & Construções. IBRACON, Nº 43, 2006

Wenzhong Z.: Gibbs, J. C.; BARTOS, P. J. M. Uniformity of in situ properties of Self-compacting concrete in full-scale structural elements. Cement & Concrete Composites. V. 23, p 57 – 64. 2001.

YAMAN (2001)

YURUGI, M.; SAKAI, G. A proven QA system for flowable concrete. *Concrete International*, v. 20, n. 10, p. 44-48, Oct. 1998.